

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS
EN SAN ISIDRO

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

DIEGO ALONSO LUNA JACOBS
JUAN ALEXIS GARCÍA CASANOVA

ASESOR: GIANFRANCO OTTAZZI PASINO

Lima, noviembre del 2017

Resumen

El presente trabajo contempla el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos ubicado en el distrito de San Isidro, Lima, Perú. El primer piso del edificio está destinado a la recepción del edificio, a un departamento y a los estacionamientos. Los pisos superiores están destinados exclusivamente a departamentos.

El terreno en donde se encuentra el proyecto es rectangular con 1204m^2 de área y con una capacidad portante del suelo de 4kg/cm^2 . El terreno tiene 28m de frente y 43m de fondo aproximadamente.

El edificio está estructurado en base a elementos de concreto armado, utilizando vigas, columnas y muros de corte (placas). En ambas direcciones predominan los muros de corte dado que son los elementos que controlan los desplazamientos laterales de la estructura.

Se utilizaron losas aligeradas en un sentido de 0.25 m de altura o peralte. Este tipo de losa se ha seleccionado por las dimensiones de los paños y también por la solicitación de cargas verticales que soportan.

Para el análisis sísmico dinámico se utilizó el programa ETABS. Se calcularon los parámetros indicados por la Norma E.030 del RNE y se verificó que la estructura sea regular.

Como conclusión, se corroboró que la estructura del edificio es regular y no se debe calcular un factor de amplificación para las solicitaciones aplicadas a la estructura.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño de un edificio de viviendas en San Isidro".
Área : Área de Estructuras - Concreto Armado
Asesor : Ing. Gianfranco Ottazzi P.
Alumno : JUAN ALEXIS GARCÍA CASANOVA
Código : 2009.0498.412
Alumno : DIEGO ALONSO LUNA JACOBS
Código : 2008.0253.412
Tema N° : # 379
Fecha : Lima, 06 de octubre de 2015



OBJETIVO:

Elaborar los planos estructurales completos de un edificio de viviendas de siete pisos ubicado en la ciudad de Lima, en el distrito de San Isidro.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar. El edificio se diseñará para un primer piso destinado a estacionamientos, seis pisos típicos y azotea. La azotea se puede utilizar como espacio social para los propietarios.

El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030-2003. Se realizarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es una grava densa con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm² a 1.50 m de profundidad.

Adicionalmente se realizará el metrado del concreto y del acero de refuerzo, indicando su incidencia en los distintos elementos estructurales del edificio.

PLAN DE TRABAJO:

Primera Revisión

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

Segunda Revisión

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

Tercera Revisión

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

NOTA: La extensión máxima de la memoria escrita será de 100 páginas.



ÍNDICE

Capítulo 1: Introducción	1
Capítulo 2: Estructuración	2
2.1 Consideraciones generales	4
2.2 Estructuración del edificio.....	5
Capítulo 3: Predimensionamiento	7
3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas	7
3.2 Predimensionamiento de vigas chatas	7
3.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas	7
3.4 Predimensionamiento de columnas.....	8
3.5 Predimensionamiento de muros de corte (placas).....	9
Capítulo 4: Metrado de cargas de gravedad	11
4.1 Consideraciones generales	11
4.2 Metrado de cargas en losas aligeradas	12
4.3 Metrado de cargas en vigas chatas	13
4.4 Metrado de cargas en vigas	13
4.5 Metrado de cargas en columnas y placas	16
Capítulo 5: Análisis Sísmico	18
5.1 Definición de parámetros.....	18
5.2 Análisis Estático	19
5.3 Análisis Dinámico	21
5.4 Análisis dinámico traslacional.....	25
5.5 Comparación de resultados entre los análisis dinámicos.....	27
5.6 Junta Sísmica.....	27
Capítulo 6: Diseño de losas aligeradas	29
6.1 Diseño por flexión.....	29
6.2 Corte de bastones	30
6.3 Diseño por corte.....	30
6.4 Determinación de ensanche	30
6.5 Refuerzo de temperatura.....	31
6.6 Ejemplo de diseño de losa aligerada	31

Capítulo 7: Diseño de vigas peraltadas	35
7.1 Diseño por flexión.....	35
7.2 Corte de barras de acero.....	36
7.3 Diseño por corte.....	36
7.4 Espaciamiento de estribos	37
7.5 Ejemplo de diseño de viga peraltada.....	37
Capítulo 8: Diseño de columnas.....	49
8.1 Diseño por flexocompresión	49
8.2 Diseño por corte.....	50
8.3 Ejemplo de diseño de columna.....	51
Capítulo 9: Diseño de placas.....	55
9.1 Diseño por flexocompresión	55
9.2 Diseño por corte.....	56
9.3 Ejemplo de diseño de placa	57
Capítulo 10: Diseño de cimentaciones.....	61
10.1 Diseño de zapatas aisladas.....	61
10.2 Diseño de zapatas combinadas.....	67
Capítulo 11: Diseño de cisterna.....	72
11.1 Diseño por flexión.....	72
11.2 Diseño por corte	72
11.3 Ejemplo de diseño de cisterna.....	72
Capítulo 12: Diseño de escalera	78
Capítulo 13: Metrado del edificio	81
Capítulo 14: Conclusiones	82
Bibliografía	84

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo consiste en realizar el diseño en concreto armado y elaborar los planos de estructuras de un edificio de siete pisos destinado a viviendas, ubicado en el distrito de San Isidro - Lima.

El edificio está proyectado sobre un terreno rectangular de 1204m², 28m de frente por 43m de profundidad. El área techada de la edificación es de 3085m² conformada por trece departamentos, uno en el primer piso y dos en cada uno de los seis pisos superiores.

Los estacionamientos se ubican en el primer nivel, cuatro estacionamientos están ubicados en la fachada del edificio que dan hacia la avenida Jorge Basadre y los 22 restantes (dos estacionamientos por departamento) se encuentran en la parte posterior del edificio.

El edificio cuenta con un acceso principal (desde la avenida Jorge Basadre) que lleva a la recepción del edificio. En el primer piso se encuentra un departamento de tres dormitorios. A partir del segundo hasta el sétimo piso se encuentran dos departamentos por nivel, cada uno también consta de tres dormitorios.

El plano del primer piso, así como el plano de la planta típica (segundo a sétimo piso) se muestran en la figura 1.1 y 1.2 respectivamente (ver páginas 2 y 3).

El edificio en estudio se ha estructurado con placas en ambas direcciones para lograr una rigidez lateral adecuada. Se cuenta con vigas peraltadas con responsabilidad sísmica y vigas chatas, las que recibirán cargas de tabiques, principalmente.

Para todos los elementos estructurales del edificio se utilizará un concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y se usarán barras de acero corrugado de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El análisis y diseño de los elementos se basa en las Normas Técnicas de Edificación: E.020 (Cargas), E.030 (Diseño Sismorresistente) y E.060 (Concreto Armado).

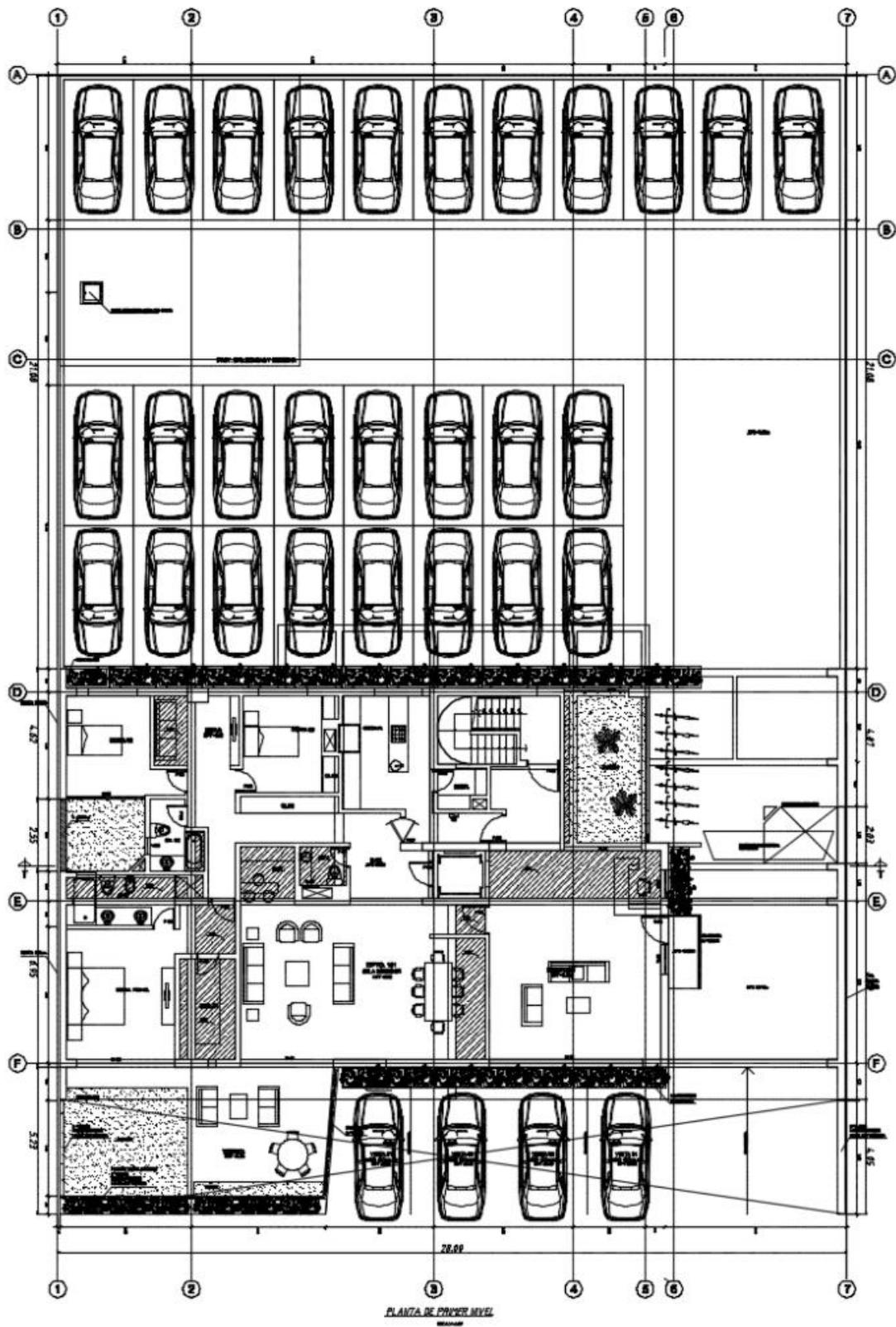


Figura 1.1 Planta Primer Piso

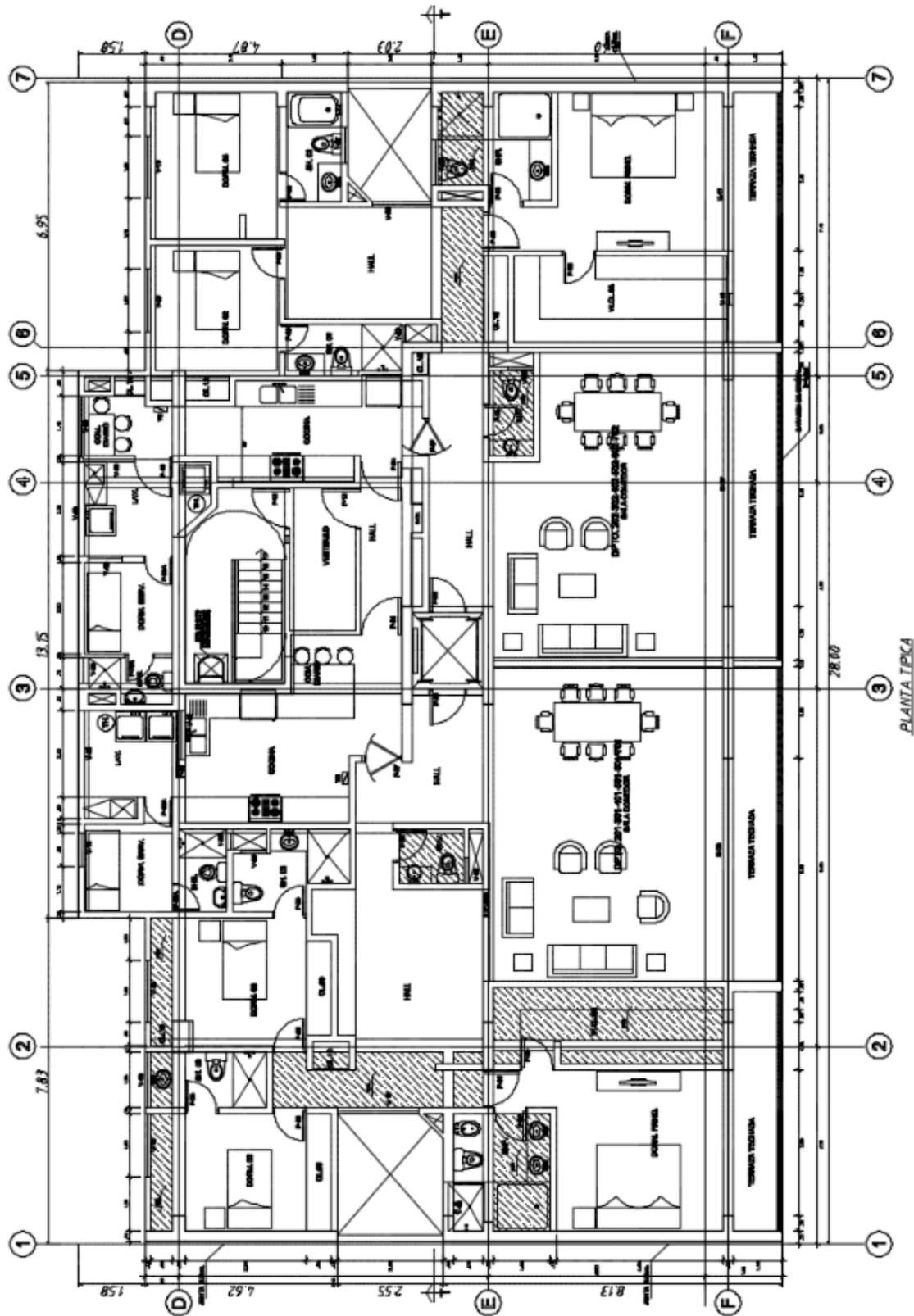


Figura 1.2 Planta Piso Típico

Capítulo 2

ESTRUCTURACIÓN

En este capítulo se presentan los criterios de estructuración que se han utilizado en el edificio en estudio.

2.1 Consideraciones generales

La estructuración de un edificio consiste en dimensionar los elementos estructurales siguiendo, por ejemplo, los criterios que se citan en el libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” (A. Blanco, 1994), los cuales permiten que la estructura se comporte de manera adecuada ante solicitaciones de cargas de servicio y sismo, evitando elementos muy esforzados y/o desplazamientos excesivos.

2.1.1 Simplicidad y simetría

El comportamiento de una estructura ante solicitaciones sísmicas se predice de mejor forma en edificios que poseen una estructuración simple y simétrica. Los edificios complejos o que poseen una estructuración asimétrica, por lo general, tienen problemas de torsión, debido a los desplazamientos provenientes de la excentricidad generada por la diferencia de posiciones del centro de masa y el centro de rigidez de las plantas.

2.1.2 Rigidez lateral

Es importante que un edificio tenga rigidez lateral debido a que esta característica ayuda a controlar los desplazamientos de entrepiso que se generan durante una sollicitación sísmica, dado que, al tener desplazamientos más elevados de lo permitido por la Norma E.030, se genera mayor daño estructural.

2.1.3 Uniformidad y continuidad

Otro de los principales criterios para una buena estructuración es el generar una estructura que sea regular tanto en planta como en altura. Por lo general, un cambio en la continuidad de los elementos produce un comportamiento menos adecuado que cuando se posee continuidad, además de que los esfuerzos se concentran en las zonas en las cuales las dimensiones se reducen generando muchas veces daño a nivel estructural. Si por alguna razón es necesario cambiar las dimensiones de un elemento y

por ende cambiar su rigidez, este se debe hacer de manera progresiva para no comprometer la uniformidad del elemento.

2.1.4 Diafragmas rígidos

Por lo general, cuando se diseña un edificio en concreto armado se asume que cada losa de piso se comporta como un sólido. Esta hipótesis se basa en que las losas presentan una elevada rigidez en su plano, por lo que se asume que los elementos de entrepiso se desplazan de manera uniforme.

2.2 Estructuración del edificio

En la figura 1.1 se muestra la arquitectura de la planta típica del edificio, la cual sirve como referencia para la estructuración del edificio. A continuación, se explicarán las consideraciones de estructuración aplicadas al edificio en estudio:

En ambas direcciones se han colocado placas con el fin de que la rigidez lateral resista las solicitaciones sísmicas a las que la estructura estará sometida.

Se han colocado elementos verticales como apoyos de vigas que tienen luces muy amplias, con gran área tributaria y con gran densidad de tabiquerías. Además, se han colocado placas en los laterales de la edificación para que soporten las solicitaciones y controlen los desplazamientos angulares de planta y los desplazamientos de entrepiso.

En la estructuración se ha considerado la misma planta típica y dimensiones iguales en los elementos verticales con el fin de que haya uniformidad y continuidad para que la rigidez se mantenga constante.

Debido a que esta es una edificación dedicada a viviendas, y por lo tanto, con sobrecargas bajas, se ha decidido usar losas aligeradas de 25cm de altura, lo suficiente para soportar las solicitaciones y además con el peralte correcto para la colocación de las instalaciones. Este peralte permite que las losas trabajen como diafragmas rígidos de tal forma que cada entrepiso tenga un desplazamiento único.

Además, se puede observar que la planta en ambas direcciones es prácticamente simétrica (ver figura 1.1 y figura 1.2) por lo que sus centros de masa y de rigidez en cada nivel tendrán posiciones similares, evitando que se generen efectos de torsión.

A continuación se presenta la Estructuración del Edificio:

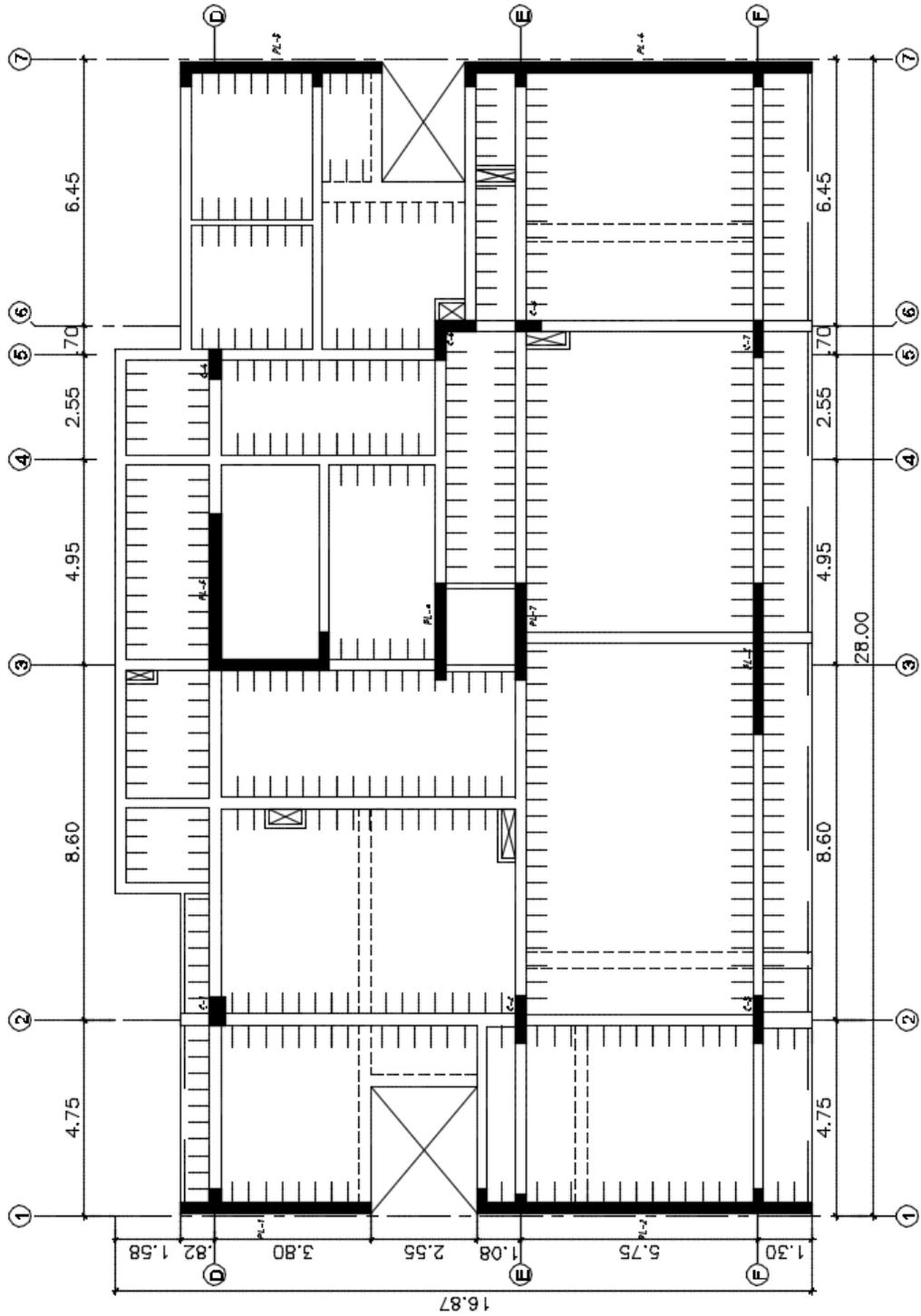


Figura 2.1 Estructuración de la planta típica

Capítulo 3

PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento fue realizado en base a criterios y recomendaciones prácticas de la ingeniería. Sin embargo, las dimensiones obtenidas están sujetas a una comprobación posterior en los resultados del análisis sísmico y del diseño estructural.

3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas

A continuación se muestra el espesor y peso propio elegido para todas las losas del edificio.

Tabla 3.1 Espesor y peso propios típico y luz máxima recomendada (Blanco, 1994)

h (m)	Peso propio (kg/m ²)	Luz libre del tramo (m)
0.25	350	$5 \leq l_n \leq 6.5$

En el caso del edificio a diseñar, la sobrecarga es de 200 kg/m² y la mayoría de luces están en el rango de 5 a 6.5 m. Por ello, para uniformizar el diseño, en todos los paños se ha utilizado un peralte de 25cm.

3.2 Predimensionamiento de vigas chatas

Para el dimensionamiento de las vigas se ha analizado la tabiquería que soportan. Por ello, se ha considerado anchos de 0.40 y 0.50 m porque además de soportar tabiquería, soporta parte de un tramo de losa

3.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas

El peralte de las vigas del edificio se ha calculado utilizando 1/10 o 1/12 de la luz libre. Este peralte escogido incluye la altura de la losa. El peralte más largo es igual a 0.70m.

3.4 Predimensionamiento de columnas

Como se puede observar en el plano adjunto, el edificio en estudio está estructurado para que las placas tomen la mayor carga de sismo por lo que el diseño de las columnas estará regido principalmente a la gravedad que actúe sobre ellas. Al tener esta condición, se puede realizar un predimensionamiento usando la siguiente expresión (Blanco, 1994):

$$\text{Área col} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 f'c}$$

Donde:

Área col: Área transversal de la columnas
Pservicio: Cargas actuantes en servicio.

La expresión que propone el autor es válida para el caso de columnas interiores porque son las que van a resistir mayores momentos flectores comparados con las exteriores.

A continuación se muestra un ejemplo del área tributaria de la columna C-1:

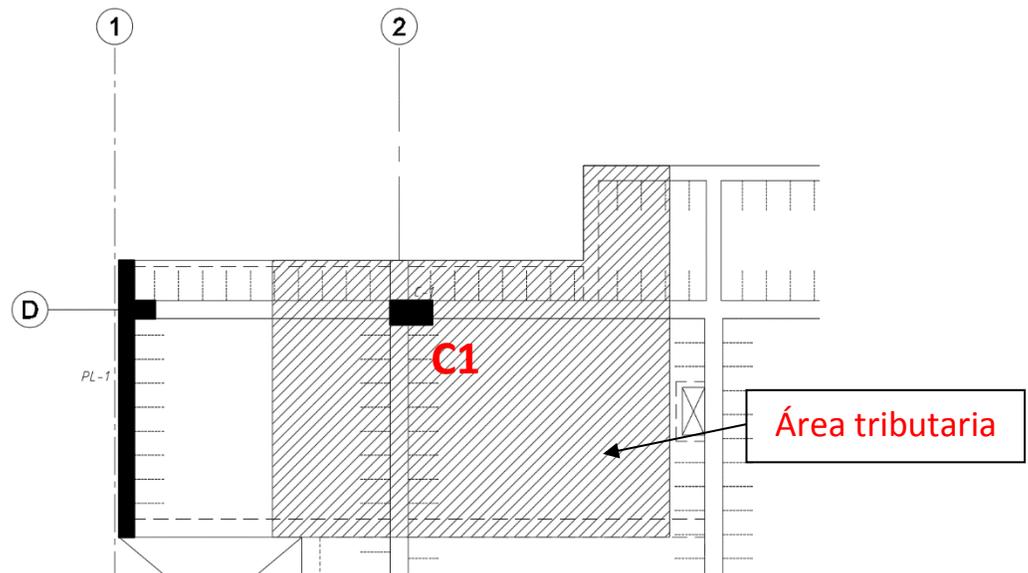


Figura 3.1 Área tributaria de la columna C-1

Tabla 3.2 Predimensionamiento de columna

NIVEL	AREA DE SECCIÓN (70x40cm)	CARGA AXIAL EN SERVICIO (kg)	f'c (kg/cm ²)	AREA REQUERIDA (cm ²)
1	2800	266000	210	2815

Área tributaria	38 m ²
Número de pisos	7
Peso unitario/ m2	1 ton/m ²
Carga axial	266 ton

Se puede observar que el área necesaria en el primer piso es de 2815 cm² aproximadamente. La sección elegida de 40 x 70 cm equivale a un área de 2800 cm². Se observa que el área requerida es 15 cm² menos que la necesaria, sin embargo por ser un valor estimado procederemos con esta sección.

3.5 Predimensionamiento de muros de corte (placas)

Dentro de la configuración estructural de un edificio, las placas son los elementos que brindan mayor rigidez a la estructura y son los principales responsables de soportar las cargas sísmicas.

Las consideraciones para realizar el predimensionamiento de los muros de corte va a depender, tanto del número de pisos de la estructura, así como de la cantidad de estas; Esto se realiza en las dos direcciones principales (X-X; Y-Y).

Para el predimensionamiento del edificio en estudio, se han considerado placas con un espesor de 25cm dado que se trata de un edificio de tan solo 7 pisos y se ha hecho una verificación tras obtener los esfuerzos de la fuerza cortante basal según las indicaciones de la Norma E.030.

A continuación se muestran los esfuerzos admisibles y actuantes estimados en ambas direcciones:

Tabla 3.3 Esfuerzos admisibles y actuantes en placas

Parámetros	Descripción	VALOR		
		EJE X	EJE Y	
Z	Zona 3	0,4	0,4	
U	Edificación tipo C	1	1	
C	$C=2.5(Tp/T)$	2,5	2,5	
S	Tipo S1	1	1	
R	eje X y eje Y : regulares	6	6	
P	1ton/m ² x Área tributaria	3085	3085	ton
V	ZUCSP/R	411	411	ton
Esfuerzo admisible	$0.85*0.53*(f'c)^{.5}$	6,6	6,6	kg/cm ²
Esfuerzo actuante	Vbase/Área	12,6	5,7	kg/cm ²

Se observa que el esfuerzo actuante en la dirección X-X es mayor que el admisible. Sin embargo, para el predimensionamiento no se ha considerado la rigidez que aportan las columnas en esta misma dirección ni el aporte del acero de refuerzo en las placas, por lo tanto, al tomarse en cuenta estos aportes, el esfuerzo actuante será menor que el admisible. Esto se verificará en el Capítulo 9: Diseño de placas.

Capítulo 4

METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Consideraciones generales

Existen dos tipos de carga de gravedad:

- **Carga muerta:** es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes.
- **Carga viva:** es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

Para poder calcular la carga muerta que existe sobre un elemento es necesario saber tanto el peso propio de dicho elemento así como el peso de los elementos que soporta. Los pesos unitarios que serán utilizados en el presente trabajo son obtenidos del Anexo 1 de la Norma E.020.

Tabla 4.1 Pesos unitarios de materiales (Norma E.020)

Materiales	Peso unitario (kg/m³)
Ladrillos de arcilla pandereta	1350
Concreto armado	2400

Para el caso de la carga viva, la Norma E.020 en la sección 3.2.1 especifica que los valores de esta dependerán del uso de la edificación. La edificación del presente trabajo está destinada a viviendas. La siguiente tabla muestra las cargas vivas que se utilizarán según la Norma E.020:

Tabla 4.2 Cargas vivas mínimas repartidas para edificios de vivienda (Norma E.020)

Ocupación o uso	Carga viva repartida (kg/m²)
Viviendas	200
Corredores y escaleras de viviendas	200
Azotea	100

4.2 Metrado de cargas en losas aligeradas

Para realizar el metrado de losas aligeradas se considera el metrado por vigueta. El cálculo de las cargas que actúan sobre las viguetas se obtiene de la siguiente manera:

- **Carga muerta:** suma del peso propio de la vigueta con el peso del piso terminado (valores mostrados en la Tabla 4.3).
- **Carga viva:** es la carga que actúa en un metro lineal de vigueta, es decir, la sobrecarga multiplicada por el espaciamiento de las viguetas.
- **Tabiquería:** hay dos posibles formas de carga. La primera consiste en si la tabiquería está en dirección perpendicular al armado de la losa. Si ocurre esto, se considera una carga concentrada que se obtiene de multiplicar el peso por metro lineal del tabique con la separación de las viguetas. La segunda forma consiste en que si la tabiquería está en dirección paralela al armado de la losa debe considerarse una carga distribuida equivalente al peso por metro lineal del tabique, para este caso, se recomienda que una viga chata soporte la carga distribuida.

A continuación se muestra un ejemplo de metrado de una vigueta (ejes 1 y 3):

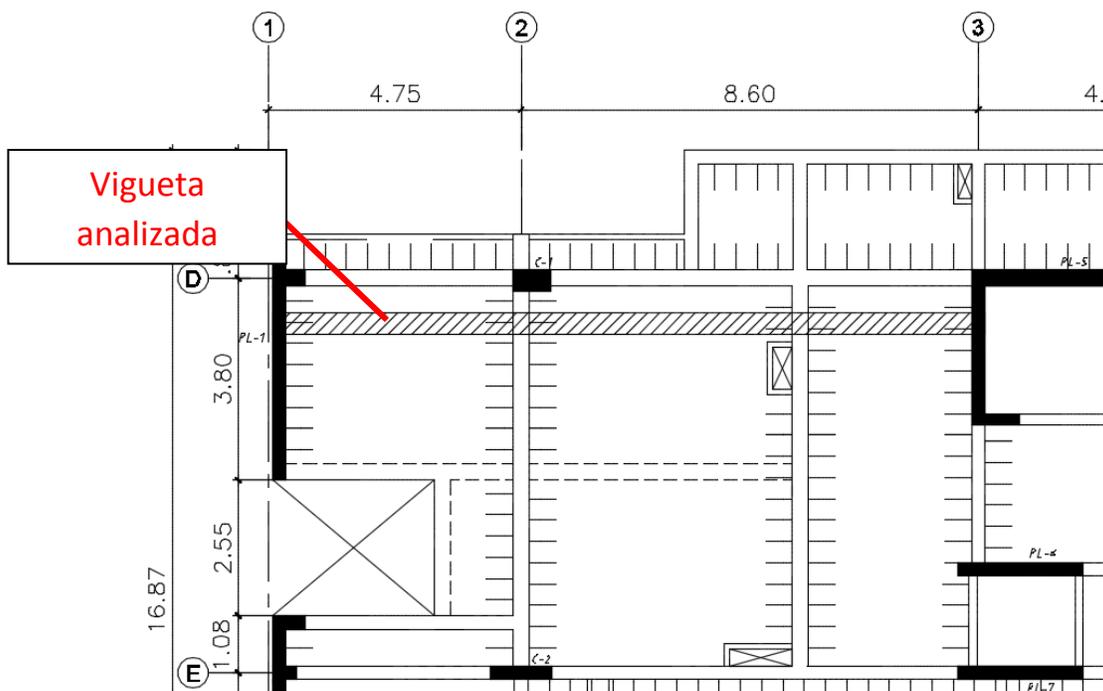


Figura 4.1 Ejemplo de vigueta a metrar

Los datos para el metrado son los siguientes:

Tabla 4.3 Cargas que actúan en la vigueta

Cargas	Peso (kg/m²)
Peso unitario del aligerado (h=25)	350
Peso del piso terminado	100
Sobrecarga	200

Además se tiene un tabique de ancho igual a 0.15m y altura igual a 2.65m en la misma dirección que el armado de las losas y un tabique igual en sentido perpendicular.

Con un espaciamiento de viguetas de 0.40m se obtienen las siguientes cargas:

- Carga muerta = $0.4 \times (350+100) = 180 \text{ kg/m}$
- Carga viva = $0.4 \times 200 = 80 \text{ kg/m}$
- Carga distribuida del tabique = $1350 \times 0.15 \times 2.65 = 537 \text{ kg/m}$
- Carga concentrada del tabique = $1350 \times 0.15 \times 2.65 \times 0.4 = 215 \text{ kg}$

4.3 Metrado de cargas en vigas chatas

Las vigas chatas son colocadas principalmente en lugares donde se tienen tabiques que son paralelos a la dirección del armado de la losa. Por esta razón, las cargas que soportan estas vigas son su peso propio y la carga distribuida correspondiente al tabique sobre ellas.

4.4 Metrado de cargas en vigas

El metrado de cargas de una viga se realiza calculando el área tributaria que le afecta. Esta área se calcula dependiendo de cómo se ha realizado el armado de los techos.

Como se puede observar, en el edificio en estudio, todos los techos son diseñados con losas aligeradas en una dirección. Dada esta condición, las vigas pueden estar en dirección perpendicular al armado de losa o en forma paralela. Si se trata del primer caso, la viga carga la mitad del paño de techo apoyada sobre ella, su peso propio y, de haber, la carga correspondiente a algún tabique o viga chata; si se trata del segundo caso, la viga carga su peso propio, piso terminado y sobrecarga correspondiente únicamente al ancho de la viga además de cualquier tabique apoyado sobre ella.

En la figura 4.2 se puede observar que la viga VT-17 tiene 3 tramos y se ha achurado el área tributaria que actúa sobre ellos. De esta manera se puede determinar qué elementos está soportando, ya sean tabiques perpendiculares o paralelos, losas o vigas chatas.

A continuación se muestra el metrado para la viga VT-17 ubicada en el eje 2:

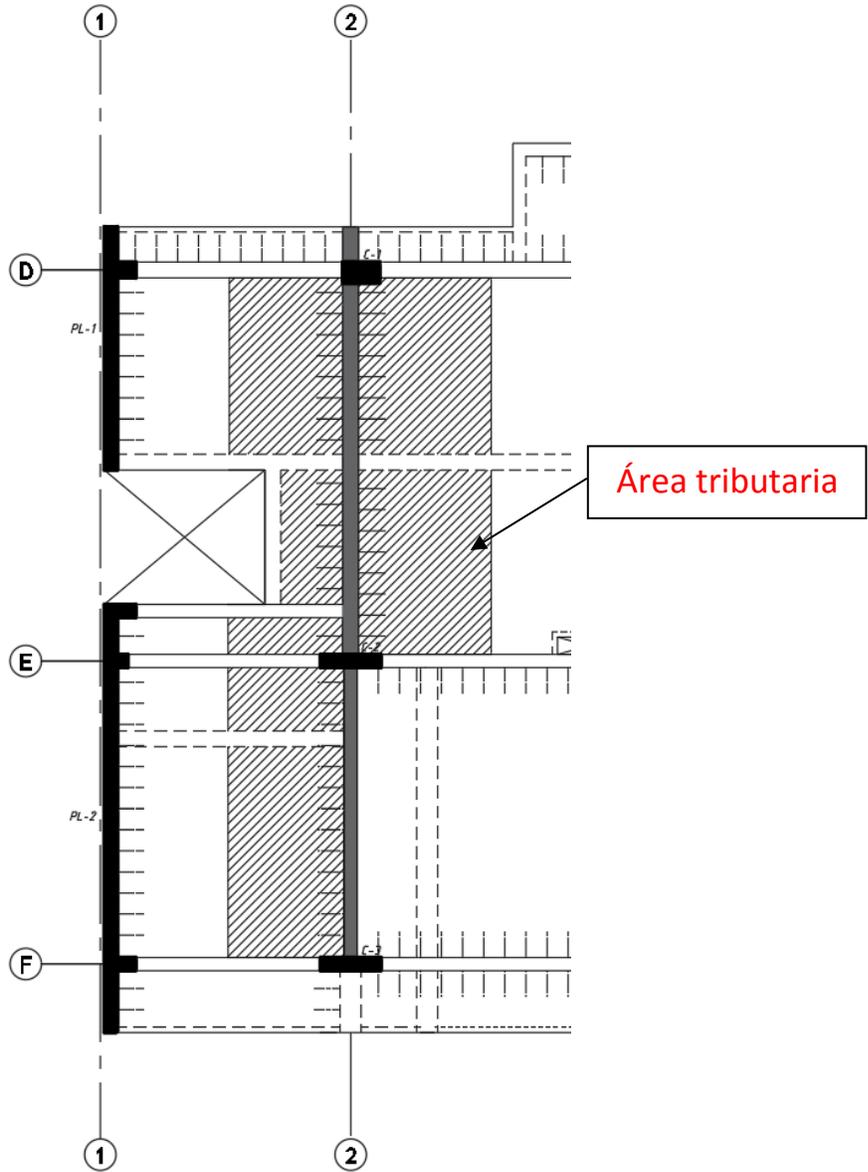


Figura 4.2 Área tributaria de la Viga VT-17

Para el primer tramo de la viga (comenzando por la parte inferior de la figura), las cargas son las siguientes:

Carga muerta:

- Peso propio = $2.4 \times 0.3 \times 0.6 = 430 \text{ kg/m}$
- Peso losa = $0.35 \times 2.18 = 760 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $0.1 \times (2.18+0.25) = 250 \text{ kg/m}$

Carga viva = $0.2 \times (2.18+0.25) = 0.5 \text{ ton/m}$

Tabiquería y viga chata

- Carga distribuida de tabique de espesor 0.15m = 540 kg/m
- Tabique perpendicular (e=0.15m) = $0.84 \times 0.54 = 450 \text{ kg}$
- Carga concentrada = $2.4 \times 0.3 \times 0.25 \times 2.17 = 390 \text{ kg}$

Para el segundo tramo de la viga:

Carga muerta:

- Peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 0.6 = 360 \text{ kg/m}$
- Peso losa = $0.35 \times 3.62 = 1270 \text{ kg/m}$
- Peso losa = $0.35 \times 5.2 = 1820 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $0.35 \times (3.62+0.3) = 390 \text{ kg/m}$
- Piso terminado = $0.1 \times (5.2+0.3) = 550 \text{ kg/m}$

Carga viva = $0.2 \times (3.62+0.3) = 770 \text{ kg/m}$

Carga viva = $0.2 \times (5.2+0.3) = 1100 \text{ kg/m}$

Viga VT-8 = $2.4 \times 0.25 \times 0.6 \times 2.13 = 830 \text{ kg}$ (Concentrada)

Tabiquería y viga chata:

- Tabique distribuido de espesor 0.15m = 540 kg/m
- Tabique perpendicular (e=0.15m) + viga chata = $0.54 \times 2 \times 0.85 + 0.54 \times 3 + 2.4 \times 0.3 \times 0.25 \times 5.2 = 6150 \text{ kg}$
- Tabique perpendicular (e=0.15m) = $0.54 \times 1.54 = 800 \text{ kg}$ (Carga concentrada)

4.5 Metrado de cargas en columnas y placas

Para realizar el metrado de una columna o una placa se debe calcular el área tributaria, se multiplican las longitudes y secciones de los elementos por sus pesos unitarios, obteniendo así las cargas actuantes en la columna o placa en estudio.

Como ejemplo de metrado de cargas, se analizará la columna ubicada en la intersección de los ejes 2 y D de la siguiente figura:

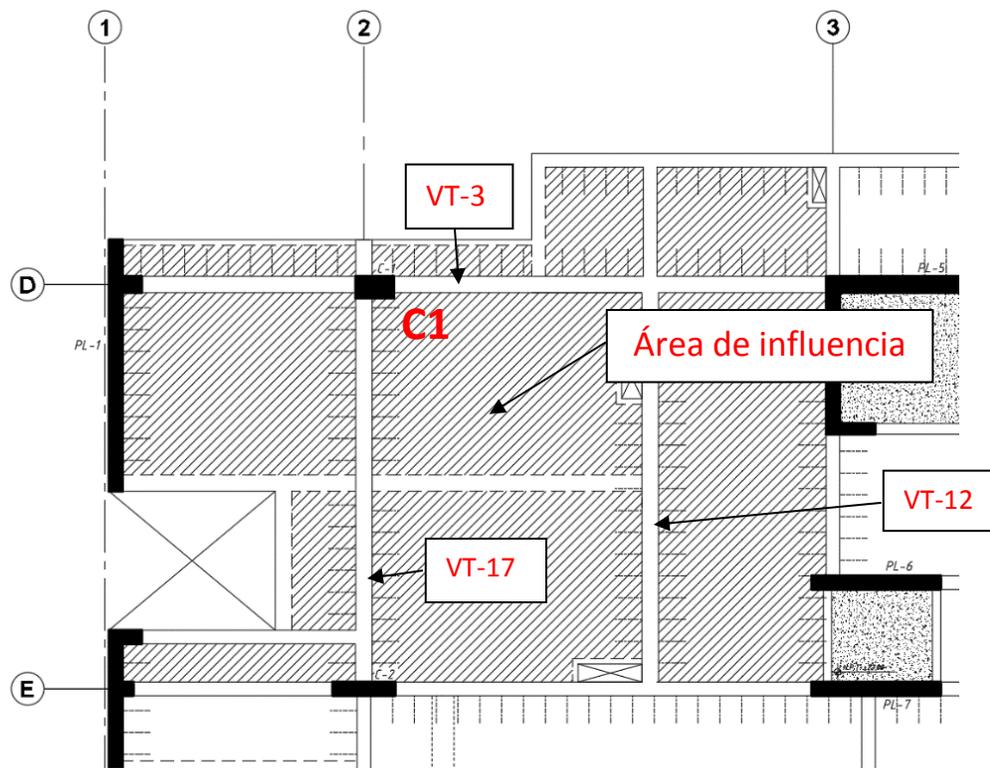


Figura 4.3 Área de influencia de la columna C-1

Las cargas que están actuando en la base de la columna C-1 son las siguientes:

Cargas provenientes de VT-3

- Reacción VT-12 = 58 ton
- Peso propio = 22.5 ton
- Piso terminado = 0.75 ton
- Peso losa = 2.8 ton
- Sobre carga = 24 ton

Cargas provenientes de VT-17

- Peso propio = 11.2 ton
- Piso terminado = 0.6 ton
- Peso losa = 11.2 ton
- Sobre carga = 7.5 ton

Cargas provenientes de tabiquería, vigas chatas y peso propio de C-1

- Peso tabiquería = 92 ton
- Peso vigas chatas = 2.2 ton
- Peso propio C-1 = 13.7 ton

Carga muerta = Peso de vigas + piso terminado + peso de losas + peso de tabiquería + peso de vigas chatas + reacción de VT-12.

Carga viva = Sobrecarga

Se puede desarrollar la siguiente tabla:

Tabla 4.4 Metrado de la columna C-1 (ton)

	Reacción VT-12	Peso de vigas	Piso terminado	Peso de losas	Tabiquería + vigas chatas + peso propio C-1	Sobrecarga	CM	CV	CARGA TOTAL
NIVEL 1	58	33.7	1.5	14	108	31.5	247	32	279

Se observa que la columna tiene una carga en servicio de **279 ton** en la base. En el predimensionamiento se utilizó una sección de 70x40 cm. La fuerza que soporta esta sección es de 588 ton. Se verifica que la sección escogida va a ser suficiente para el diseño.

Capítulo 5

ANÁLISIS SÍSMICO

El Perú es un país con alta actividad sísmica. Es por esta razón que es necesario verificar el desempeño que tendrían las estructuras si fueran afectadas por un sismo. La Norma E.030 indica distintos requerimientos que debe tener una estructura para que pueda comportarse de manera adecuada en un evento sísmico; a continuación se explicarán:

5.1 Definición de parámetros

Siguiendo con la Norma E.030 del 2016, se consideraron los siguientes parámetros sísmicos para el edificio en estudio.

5.1.1 Zonificación

El edificio está ubicado en el distrito de San Isidro en la ciudad de Lima, es decir, pertenece a la zona 4. El factor Z correspondiente a esta zona es:

$$Z = 0.45$$

5.1.2 Condiciones Geotécnicas

El edificio se encuentra en un distrito con suelos muy rígidos, es por ello que es considerado como un "suelo tipo 1". Los valores correspondientes a este tipo de suelo son:

$$S = 1$$

$$T_p = 0.4$$

5.1.3 Factor de amplificación sísmica

La Norma E.030 define a este factor con la siguiente expresión:

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

Donde T es el periodo fundamental del edificio

Luego del análisis dinámico del edificio, se obtuvieron los siguientes periodos fundamentales:

En la dirección X-X: **$T_x = 0.59$**

En la dirección Y-Y: **$T_y = 0.38$**

En la dirección X-X se obtuvo un periodo mayor que en la dirección Y-Y dado que tiene menor rigidez lateral.

Reemplazando los valores se obtiene:

$$C_x = 1.695$$

$$C_y = 2.5$$

5.1.4 Categoría de la edificación

Dado que el edificio en estudio es un edificio destinado a viviendas, el factor es:

$$U = 1$$

5.1.5 Configuración estructural

Siguiendo con las condiciones de la Norma E.030, si la estructura fuese irregular en alguna de sus direcciones, se deberá multiplicar al factor R por sus respectivos factores de irregularidad.

Se puede observar que la estructura tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y es regular. Sin embargo, se verificará si tiene irregularidad torsional en el acápite 5.3.3.1.

5.1.6 Factor de reducción

Para ambas direcciones se ha considerado un sistema de muros regular, por lo que el valor del factor R para ambas direcciones es:

$$R_x = R_y = 6$$

5.2 Análisis Estático

La fuerza cortante basal de la estructura está expresada de la siguiente manera:

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

El peso estimado de la estructura es 3085 ton (se ha considera un peso por metro cuadrado igual 1 ton/m²)

Resolviendo la expresión:

$$\text{Vest X-X} = 351 \text{ ton}$$

$$\text{Vest Y-Y} = 537 \text{ ton}$$

Estas fuerzas cortantes basales se distribuyen en cada piso. Para obtener el valor de la fuerza aplicada en cada piso, se utiliza la siguiente expresión (Norma E.030):

$$F_i = \frac{P_i \times h_i^k}{\sum P_i \times h_i^k} (V)$$

Los factores de amplificación de fuerzas cortantes según la altura son los siguientes, según indica la norma E030:

$$T > 0.5s; K = 0.75 + 0.5T$$

$$T < 0.5s; K = 1$$

Por lo tanto,

$$K_x = 1.045$$

$$K_y = 1.00$$

Tabla 5.1 Cálculo de fuerzas horizontales por piso

ANÁLISIS ESTÁTICO						
Entrepiso	Peso (ton)	h (m)	Pi x hi X	Pi x hi Y	Fxi (ton)	Fyi (ton)
1	450	2.9	1369	1305	12	20
2	450	5.8	2825	2610	25	40
3	450	8.7	4315	3915	38	60
4	450	11.6	5829	5220	52	79
5	450	14.5	7359	6525	65	99
6	450	17.4	8904	7830	79	119
7	387	20.3	8996	7856	80	120
			39597	35261	351	537

Posteriormente, en el acápite 5.5 se utilizarán los resultados del análisis estático para compararlos con los del análisis dinámico, y de ser necesario, amplificar las solicitaciones

5.3.2 Análisis Modal

Para el cálculo de los espectros de Pseudo-Aceleraciones se utiliza la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g ; g = 9.8m/s^2$$

Tanto para la dirección X-X como para la dirección Y-Y, se obtuvo la siguiente gráfica:

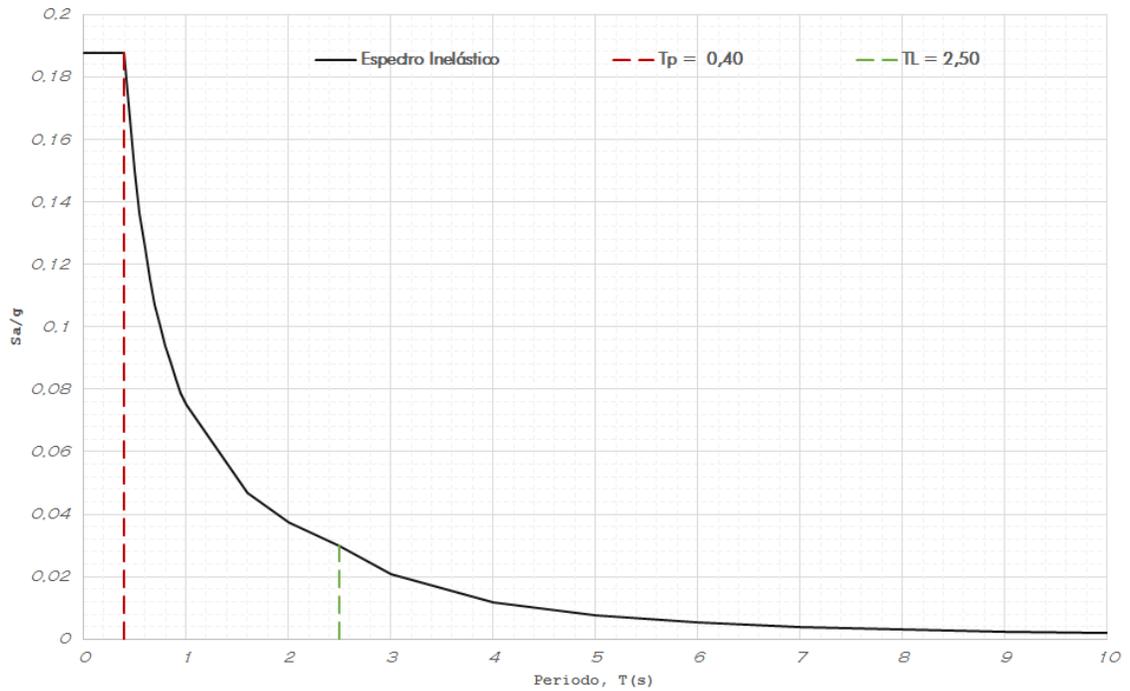


Figura 5.2 Espectro en X-X e Y-Y

Donde

T_p : Período que define la plataforma del factor C

T_L : Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

A continuación se muestran los modos y periodos fundamentales considerando los modos necesarios para sumar el 90% de masa participativa en ambos ejes:

Tabla 5.2 Periodos fundamentales

Modo	Periodo	% Masa participante en X	%Masa participante en Y
1	0.59	71.93	0.16
2	0.38	0.16	68.23
3	0.28	0.14	0.17
4	0.15	16.07	0.03
5	0.08	0.03	21.26
6	0.07	6.14	0.02
7	0.06	0.00	0.03
8	0.04	3.04	0.00
9	0.04	0.00	6.14
		97.52	96.04

Los periodos fundamentales se definen normalmente del modo en donde se encuentra el mayor porcentaje de masa participante. En la dirección X-X es el primer modo mientras que en la dirección Y-Y es el segundo.

5.3.3 Análisis de resultados

De acuerdo con la Norma E.030, el valor de la fuerza cortante dinámica debe ser mayor o igual al 80% de la fuerza cortante estática si la estructura es regular. En el edificio en estudio se obtiene:

Tabla 5.3 Factores de amplificación

Sismo	Vdin (ton)	Vest (ton)	0.8Vest	Factor
X-X	256	351	281	1.10
Y-Y	354	537	429	1.21

A continuación se muestran los desplazamientos y derivas en los centros de masa, obtenidos por el análisis en ambas direcciones (en metros). Para pasar de un desplazamiento absoluto elástico a un desplazamiento absoluto inelástico, se debe multiplicar por el factor: 075R. En este caso, este factor es igual a 4.5.

Tabla 5.4 Cálculo de desplazamientos en la dirección X-X

Cálculo de desplazamientos máximos en centros de masa X-X(m)						
Nivel	Desplazamiento Absoluto elástico	Desplazamiento Absoluto inelástico	Desplazamiento Relativo inelástico	Deriva inelástica	Deriva máxima permitida	Verificación
7	0.0137	0.0617	0.0086	0.0029	0.007	CUMPLE
6	0.0118	0.0531	0.0099	0.0034	0.007	CUMPLE
5	0.0096	0.0432	0.0108	0.0037	0.007	CUMPLE
4	0.0072	0.0324	0.0108	0.0037	0.007	CUMPLE
3	0.0048	0.0216	0.0099	0.0034	0.007	CUMPLE
2	0.0026	0.0117	0.0081	0.0028	0.007	CUMPLE
1	0.0008	0.0036	0.0036	0.0012	0.007	CUMPLE

Tabla 5.5 Cálculo de desplazamientos en la dirección Y-Y

Cálculo de desplazamientos máximos en centros de masa Y-Y(m)						
Nivel	Desplazamiento Absoluto elástico	Desplazamiento Absoluto inelástico	Desplazamiento Relativo inelástico	Deriva inelástica	Deriva máxima permitida	Verificación
7	0.0088	0.0396	0.0072	0.0025	0.007	CUMPLE
6	0.0072	0.0324	0.0072	0.0025	0.007	CUMPLE
5	0.0056	0.0252	0.0072	0.0025	0.007	CUMPLE
4	0.004	0.0180	0.0068	0.0023	0.007	CUMPLE
3	0.0025	0.0113	0.0054	0.0019	0.007	CUMPLE
2	0.0013	0.0059	0.0041	0.0014	0.007	CUMPLE
1	0.0004	0.0018	0.0018	0.0006	0.007	CUMPLE

5.3.3.1 Irregularidad Torsional

Del análisis del edificio se obtuvieron las ubicaciones del centro de masa y centro de rigidez promedio de todos los niveles. Como se puede observar en la Tabla 5.6, la diferencia de éstos es requerida, siendo la máxima 0.3 metros en la dirección X-X y 1.1 metros en la dirección Y-Y, por lo que no deberían ocurrir efectos importantes de torsión.

Tabla 5.6 Distancia entre centros de masa y centro de rigidez promedio

XCM	XCR	YCM	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR
14,05	13,74	7,19	8,26	0,31	1,07

Adicionalmente, para verificar si un edificio es irregular por torsión se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$\Delta \max > \frac{1.5(\Delta \max + \Delta \min)}{2}$$

$$\frac{(\Delta \max + \Delta \min)}{2} > 0,5\Delta_{per}$$

Como se observa en la tabla 5.7, no se cumple ninguna, por lo que el edificio no clasifica como irregular torsionalmente y su factor de reducción R no debe ser penalizado.

Tabla 5.7 Verificación de torsión en último nivel.

Dirección	Δ_{\max}	Δ_{\min}	Δ_{prom}	$1.5\Delta_{\text{Prom}}$	$\Delta_{\max} < 1.5\Delta_{\text{prom}}$
X-X	24.0	18.0	21.0	31.5	Regular
Y-Y	4.0	1.6	2.80	4.2	Regular

Se puede concluir que por condiciones de simetría en el edificio, tanto de masa como de rigidez, no se presentan efectos importantes de torsión.

5.4 Análisis dinámico traslacional

Este análisis se realizó con el fin de poder analizar el comportamiento de la estructura sin que sufra efectos de torsión tanto en la dirección X-X e Y-Y

Para la dirección X-X se utilizó la siguiente configuración del programa ETABS para que solo haya traslación en el eje X-X

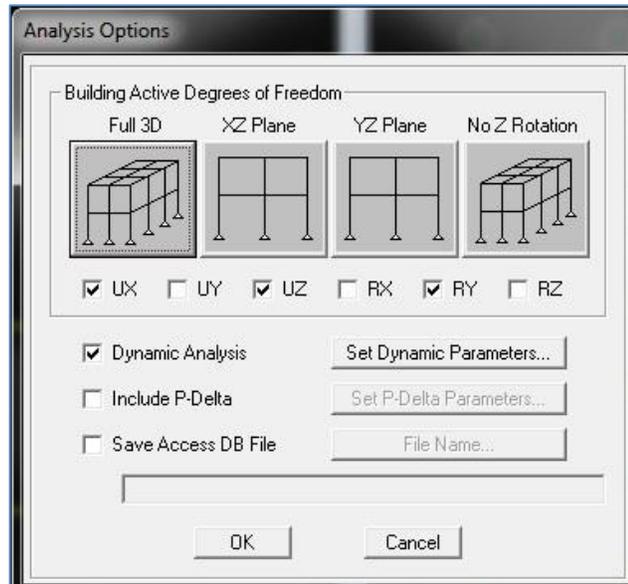


Figura 5.3 Configuración para ADT X-X

Para la dirección Y-Y se utilizó la siguiente configuración.

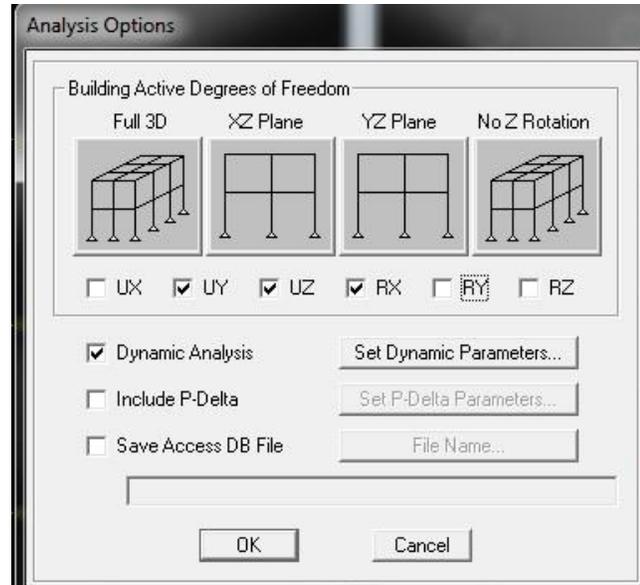


Figura 5.4 Configuración para ADT Y-Y

5.5 Comparación de resultados entre los análisis dinámicos

En las tablas 5.8 y 5.9 se puede observar la comparación de resultados de ambos modelos.

Tabla 5.8 Comparación de periodos fundamentales y porcentaje de masa participante

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	AD3GDL	ADT	AD3GDL	ADT
T fundamental	0.59	0.58	0.38	0.37
% Masa Part.	71.93	72.4	68.2	68.9

Se puede observar que los periodos fundamentales difieren muy poco. Esto significa que la torsión no está afectando al edificio. Estos resultados eran de esperarse dado que en el acápite de irregularidad torsional se verificó que el edificio no es irregular.

Tabla 5.9 Comparación de fuerzas cortantes basales dinámicas

	Vdin X-X (ton)	Vdin Y-Y (ton)	0.8Vest X-X (ton)	0.8Vest Y-Y (ton)	Factor de amplificación	
					X-X	Y-Y
ADT x-x	260		281		1.08	
ADT y-y		357		430		1.20
AD3GDL	256	354	281	430	1.10	1.21

Se puede observar que las fuerzas cortantes basales son muy parecidas por lo que los valores de los factores de amplificación también lo son. La similitud de valores confirma nuevamente que el edificio no está sometido a irregularidad torsional.

5.6 Junta Sísmica

Se debe hallar una junta sísmica que cumpla con la siguiente expresión:

$$S = 0.006h; S_{min} = 3\text{cm}$$

Donde h es la altura total del edificio en cm: $2.9\text{m} \times 7 = 2030\text{ cm}$

Reemplazando en la ecuación:

$$S = 12.2 \text{ cm}$$

Luego se calcula una junta sísmica correspondiente a $2/3$ del desplazamiento mayor en cada dirección y una junta correspondiente a $S/2$.

Tabla 5.10 Junta sísmica

Dirección	Dmax (cm)	$2/3$ Dmax (cm)	$S/2$ (cm)	Junta Sísmica (cm)
X-X	6.2	4.1	6.1	6.5

Como se observa en la tabla, en la dirección X-X se deberá colocar una junta de al menos 6.1 cm, por ello se ha decidido colocar una junta de **6.5 cm**.

Capítulo 6

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

En el diseño de las losas aligeradas se toma como modelo a analizar una vigueta de sección en forma de "T". Para el análisis de fuerzas internas podemos decir que se comporta y se diseña como una viga en forma rectangular siempre y cuando el bloque de compresiones no sobrepase los 5cm de espesor superior ni tampoco sea mayor a los 20cm de espesor inferior.

Análisis estructural:

El análisis de las losas aligeradas se hace por cargas de gravedad, por lo que la combinación de cargas será:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

6.1 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se toma en cuenta las cantidades máximas y mínimas de acero. En referencia a la Norma E0.60, la cantidad mínima de acero que debe tener una sección es cuando se asegura que el momento resistente debe ser mayor a 1.2 veces el momento de agrietamiento para así evitar que la falla de este elemento sea frágil. Además, se menciona que la cantidad máxima permitida de acero en tracción será el 75% de la cantidad de acero necesaria para producir la falla balanceada.

Las condiciones referidas anteriormente se resumen en la tabla a continuación para losas aligeradas típicas:

Tabla 6.1 Cantidades de acero máximas y mínimas para losas aligeradas típicas (Ottazzi,2013)

Peralte (m)	Ig (cm ⁴)	As+ mín (cm ²)	As- mín (cm ²)	As+ máx (cm ²)	As- máx (cm ²)
0.25	22700	0.53	1.15	8.25	3.5

Una vez calculadas las cantidades máximas y mínimas de acero permitidas, se procede a calcular las cantidades de acero necesarias para que la sección resista el momento último obtenido del análisis.

6.2 Corte de bastones

Para el corte de las varillas de acero es necesario hallar las secciones en la longitud del elemento analizado en donde el momento suministrado por el acero sea mayor o igual al requerido por las cargas solicitantes.

6.3 Diseño por corte

Según la norma, el diseño por corte de las losas aligeradas se hace tomando en cuenta las fuerzas cortantes ultimas obtenidas a una distancia “d” de la cara de cada de apoyo.

Esta fuerza cortante ultima no debe sobrepasar la fuerza resistente de la losa aligerada aportada solo por el concreto, debido a que en las losas no se colocan estribos por lo que no existe mayor aporte que la del concreto. Si la fuerza cortante es mayor a la capacidad aportada por el concreto se necesitará utilizar ensanches.

La resistencia al corte de la losa se calcula por la siguiente ecuación:

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

En referencia a la actual Norma E.0.60 la resistencia al corte de la sección del aligerado debe ser mayor o igual a la resistencia ultima requerida.

6.4 Determinación de ensanche

Una vez calculada la resistencia solicitada y la capacidad resistente de la losa aligerada determinaremos si es necesario reforzar la sección usando un ensanche. Un ensanche en la losa aligerada es cuando el espacio ocupado por el ladrillo de arcilla es reemplazado por concreto, dotando así de mayor resistencia al corte a la losa aligerada.

Existen dos tipos de ensanches:

- **Ensanche alternado**
- **Ensanche continuo**

El ensanche alternado reemplaza uno de los espacios ocupados por el ladrillo mientras que un ensanche continuo reemplaza los dos espacios ocupados por los ladrillos de la sección “T”. La longitud del ensanche debe ser hasta donde la losa aligerada resista por sí sola las solicitaciones últimas requeridas.

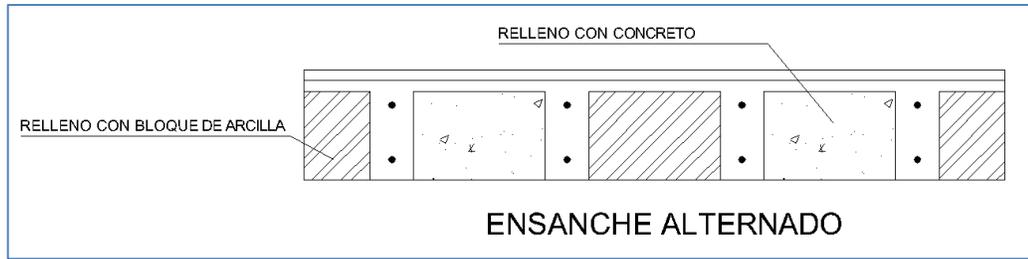


Figura 6.1 Ensanche alternado

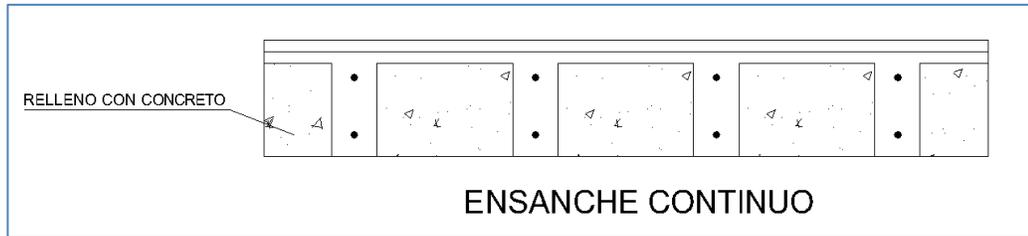


Figura 6.2 Ensanche continuo

6.5 Refuerzo de temperatura

En la dirección perpendicular al sentido de la losa aligerada se debe colocar, según la norma, una cantidad de acero necesaria para soportar los esfuerzos generados por la contracción y retracción debido al cambio de temperatura. Esta cantidad de acero corresponde a una cuantía de acero de $\rho = 0.0018$.

6.6 Ejemplo de diseño de losa aligerada

Siguiendo con el ejemplo realizado en el capítulo de metrado de cargas se mostrará el diseño de la vigueta de la figura 4.1:

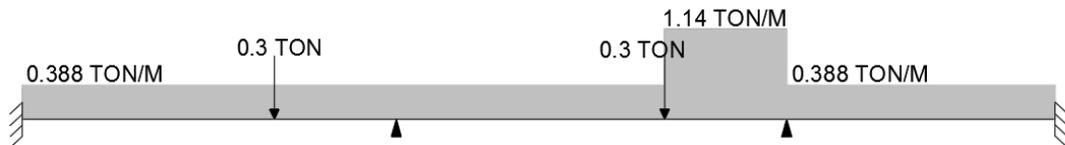


Figura 6.3 Esquema de cargas amplificadas

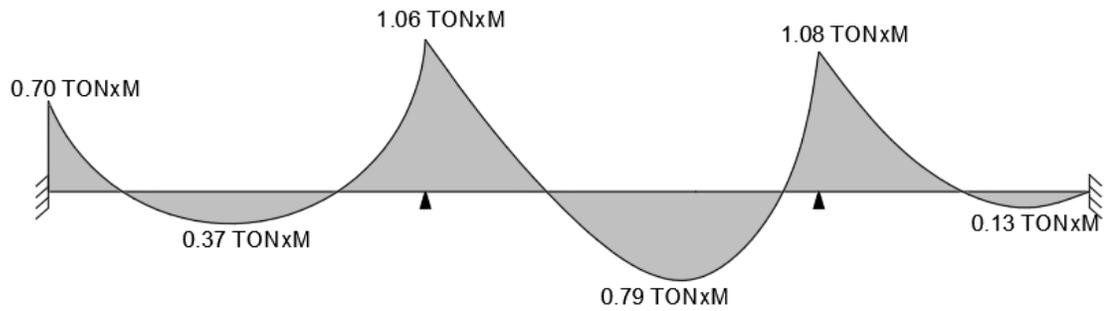


Figura 6.4 Diagrama de momento flector último

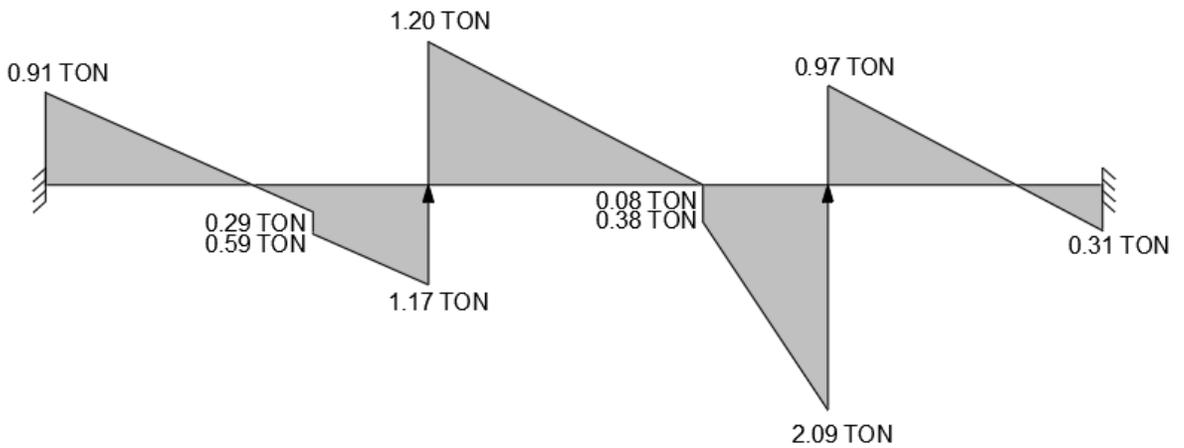


Figura 6.5 Diagrama de fuerza cortante última

Diseño por flexión:

Momento negativo:

Tabla 6.2 Diseño por flexión del Momento negativo

APOYO	b (cm)	d (cm)	Mu (ton-m)	As (cm ²)	Acero	ϕMn (ton-m)
APOYO 1	10	22	0.70	0.88	2ϕ3/8	1.10
APOYO 2	10	22	1.06	1.40	1ϕ3/8 + 1ϕ1/2	2.15
APOYO 3	10	22	1.08	1.40	1ϕ3/8 + 1ϕ1/2	2.15
APOYO 4	10	22	0.10	0.20	1ϕ3/8	0.58

Momento positivo:

Tabla 6.3 Diseño por flexión del Momento positivo

TRAMO	b (cm)	d (cm)	Mu (ton-m)	As (cm ²)	Acero	φMn (ton-m)
TRAMO 1	40	22	0.4	0.48	1φ3/8	0.61
TRAMO 2	40	22	0.8	0.97	2φ3/8	1.16
TRAMO 3	40	22	0.13	0.16	2φ3/8	1.16

En todos los casos se comprueba que:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Diseño por corte:

Resistencia nominal al corte:

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

$$\phi V_c = 1.58 \text{ ton}$$

Analizando con las fuerzas cortantes obtenidas del análisis, obtenemos:

Tabla 6.4 Determinación de ensanches

f'c (kg/cm ²)	b (cm)	d (cm)	φVc (ton)	Vu (ton)	
210	10	22	1.58	0.91	OK
210	10	22	1.58	1.17	OK
210	10	22	1.58	1.20	OK
210	10	22	1.58	2.09	ENSANCHE
210	10	22	1.58	0.97	OK
210	10	22	1.58	0.31	OK

Se observa que Vu > φVc, por lo que, se rediseñará utilizando ensanches alternados.

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 25 * 22$$

$$\phi V_c = 3.95 \text{ ton}$$

Tabla 6.5 Rediseño con ensanches alternados

$f'c$ (kg/cm ²)	b (cm)	d (cm)	ϕVc (ton)	Vu (ton)	
210	25	22	3.95	2.04	OK

Al utilizar ensanches alternados en los tramos que se necesita, la sección si cumple con : $\phi Vc > Vu$

Longitud de ensanche:

La longitud de ensanche se calcula hallando los puntos en el tramo en donde ya no es necesario vaciar concreto en vez de colocar ladrillos. Para esto, debemos calcular los puntos en los diagramas de fuerza cortante donde $Vu = \phi Vc$, donde ϕVc es calculado solo de la sección "T".

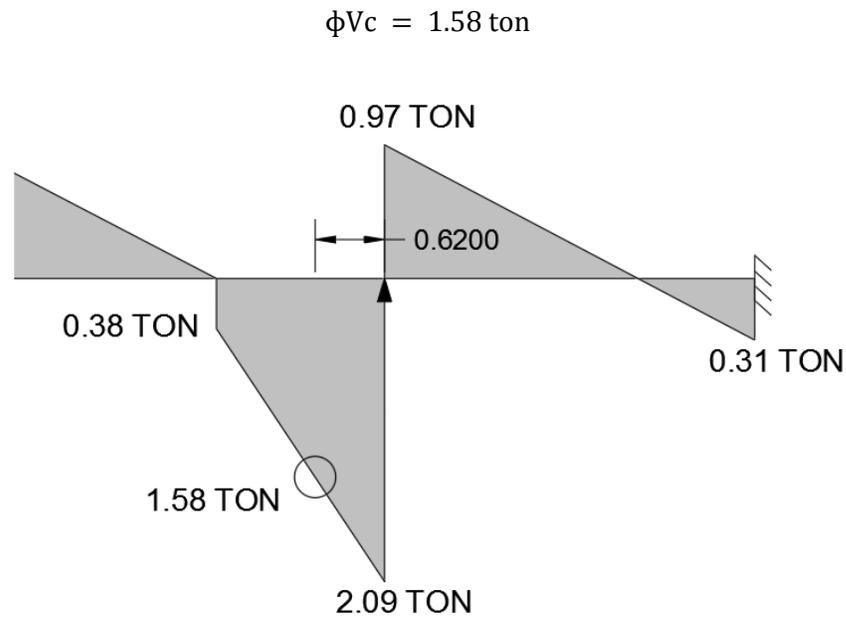


Figura 6.6 Ensanche en segundo tramo

Por lo tanto, se deben colocar ensanches alternados hasta una distancia de 50 cm de la cara del apoyo de la viga.

Capítulo 7

DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Para realizar el diseño estructural de vigas peraltadas, se debe hacer un diseño por flexión y corte. Además de considerar cargas de gravedad, estas vigas soportan fuerzas originadas por sismos. Por este motivo se deben considerar cinco combinaciones de cargas ofrecidas por la Norma E.060. Las combinaciones son las siguientes:

$$\mathbf{CU = 1.4CM + 1.7CV}$$

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

$$\mathbf{CU = 0.9CM \pm CS}$$

El motivo por el cual es necesario utilizar las cinco combinaciones es para poder generar la envolvente de ellas y de ésta obtener las solicitaciones amplificadas de diseño.

7.1 Diseño por flexión

Para iniciar el diseño por flexión se deben considerar restricciones de acero mínimo y máximo. De acuerdo con la norma, como las vigas en el edificio en estudio son rectangulares, el acero mínimo se puede obtener de la siguiente expresión:

$$\mathbf{A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'c} * b * d}{f_y}}$$

Para calcular el acero máximo se debe calcular primero el acero balanceado. El A_{smax} (acero máximo) será el 75% del acero balanceado.

Una vez que se tienen los valores de aceros máximo y mínimo se procede a calcular el área de acero necesaria que resistirá el momento último obtenido del análisis.

Finalmente, se busca la combinación adecuada de diámetros de varillas de acero para poder cumplir con dicha área.

7.2 Corte de barras de acero

El corte de barras de acero en el diseño de vigas por flexión consiste en ubicar el punto teórico de corte del diagrama de momentos y añadirle una distancia equivalente al peralte efectivo de la viga hacia la zona de menos solicitación o a una distancia igual a $12d_b$.

7.3 Diseño por corte

Para realizar el diseño por corte se debe utilizar la fuerza cortante última (V_u). Esta fuerza se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes a una distancia "d" de la cara del apoyo.

Se deben hallar la resistencia al corte del concreto (V_c) para verificar si es que el concreto puede resistir la fuerza V_u aplicada. Si $\phi V_c \leq V_u$, se debe calcular la resistencia al corte del acero (V_s) para poder colocar el refuerzo transversal (estribos).

La resistencia del acero se obtiene de la siguiente manera:

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

A continuación se debe calcular el valor máximo que la viga puede soportar por la Norma E.060:

$$V_{smax} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Luego de verificar que $V_s < V_{smax}$, se procede a calcular el espaciamiento de los estribos con la siguiente expresión:

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

Finalmente, se obtiene un valor de "s", se recalcula V_s y se debe cumplir:

$$V_n = V_s + V_c$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

7.4 Espaciamiento de estribos

Según el capítulo 21 de la Norma E.060 los estribos serán de un diámetro de 3/8" como mínimo y deberán cumplir las siguientes condiciones de espaciado dentro de la zona de confinamiento (dos veces el peralte del elemento). Para estructuras de muros estructurales con $R = 6$, los requisitos son:

- El primer estribo estará ubicado a 5cm de la cara del apoyo
- El espaciado de los estribos dentro de la zona de confinamiento no excederá de $0.25 d$.
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro del estribo.
- 30 cm
- El espaciado de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de $0.5 d$.

7.5 Ejemplo de diseño de viga peraltada

VT-09 (Eje E)

Las características geométricas de esta viga son las siguientes:

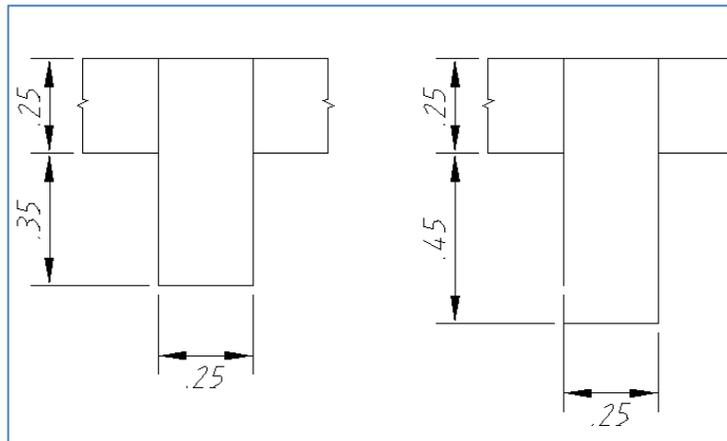


Figura 7.1 Secciones de la viga VT-9

Luego de realizar el análisis con las respectivas combinaciones de carga, obtuvimos los siguientes diagramas de fuerzas internas para el elemento en estudio:

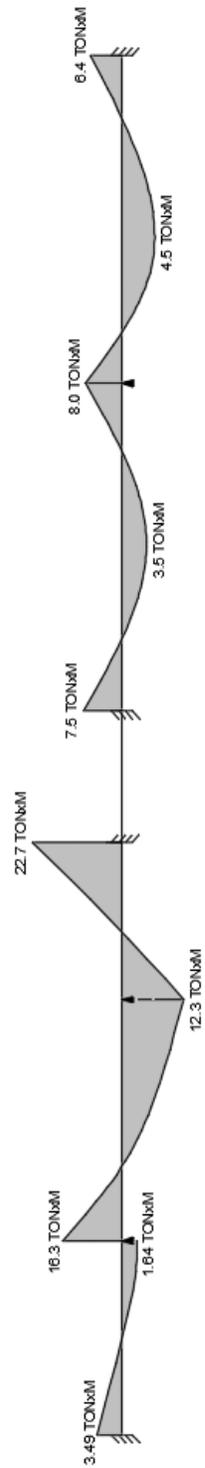


Figura 7.2 DMF – CM

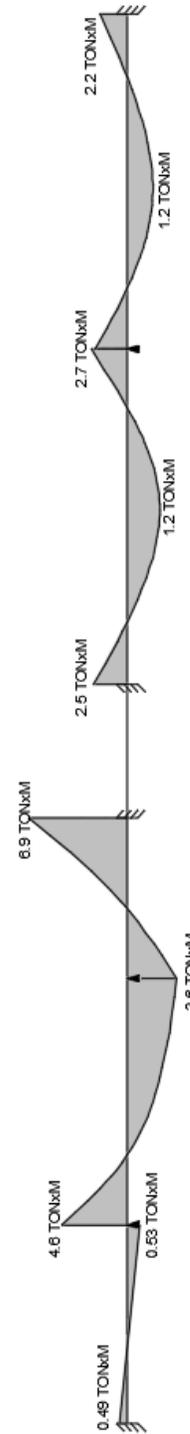


Figura 7.3 DMF – CV

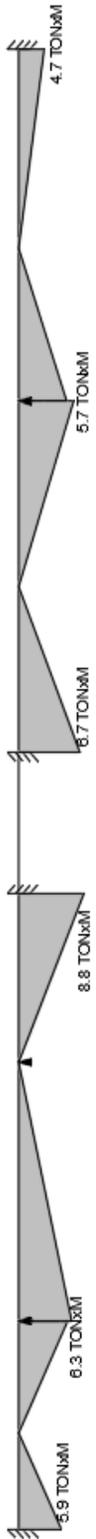


Figura 7.4 DMF – SX



Figura 7.5 DMF – SY

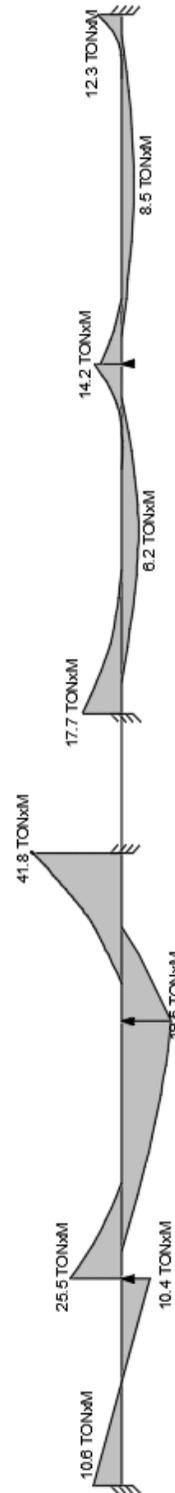


Figura 7.6 DMF – Envolvente.

Diseño por flexión

Acero mínimo:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{210} * 25 * d}{4200}$$

$$A_{smin} (d=0.54) = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} (d=0.64) = 4 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

El acero máximo se calcula como un porcentaje del acero necesario para producir una falla balanceada de la sección. Según norma, este porcentaje es equivalente al 75% del acero balanceado.

$$\rho_{max} = 2.12\%,$$

$$A_{smax} (d=0.54) = 23 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} (d=0.64) = 26 \text{ cm}^2$$

Una vez que se tienen las cantidades de acero máxima y mínima se procede a realizar el diseño por flexión.

Tabla 7.1 Diseño por flexión

	Mu(ton-m)	b(cm)	d(cm)	As(cm ²)	AsColocado
(-)	10.6	25	54	5.5	2φ1
	25.5	25	54	14.3	2φ1 + 2φ3/4
	41.8	25	64	20.3	2φ1 + 2φ3/4
	17.7	25	64	7.8	2φ1 + 2φ3/4
	14.2	25	64	6.2	2φ1 + 2φ3/4
	12.3	25	64	5.3	2φ1 + 2φ3/4
(+))	10.4	25	64	4.5	3φ3/4
	29.5	25	64	8.6	2φ3/4
	6.2	25	64	2.6	2φ3/4
	8.5	25	64	3.6	2φ3/4

Diseño por corte:

Para el diseño por corte, se toman las fuerzas cortantes últimas a una distancia “d” de la cara exterior del apoyo.

Primero evaluamos si es posible que la sección de concreto sea capaz de soportar los esfuerzos cortantes por sí solo.

Luego, si la sección de concreto no posee la resistencia suficiente, se deben colocar refuerzos transversales de acero para poder soportar la carga última V_u .

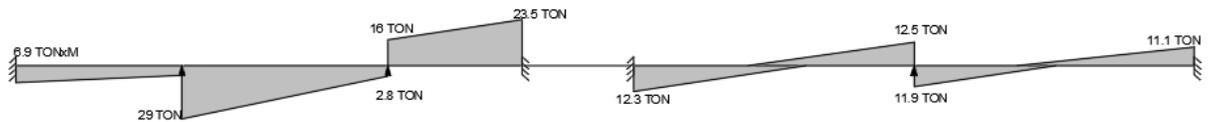


Figura 7.7 DFC - Envolvente

V_u a “d” de la cara del apoyo en el segundo tramo:

$$V_u = 19.3 \text{ ton}$$

Resistencia al corte del concreto:

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

$$V_c = 12.3 \text{ ton}$$

Se observa que la resistencia al corte de la sección de concreto no es capaz de resistir por sí sola la carga última. Por lo tanto, se debe colocar refuerzos de acero en forma de estribos rectangulares para aumentar su capacidad.

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

$$V_s = 19.3/0.85 - 12.3 = 10.4 \text{ ton}$$

Se debe verificar que la resistencia requerida no sea mayor a la resistencia máxima que la sección con estribos puede soportar por norma.

$$V_{smax} = 2.1 * \sqrt{210} * b * d = 48.7 \text{ ton}$$

Se verifica:

$$V_s < V_{smax}$$

Con el valor de V_s se calcula el espaciamiento de los estribos (s):

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

Colocando estribos de 3/8":

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

$$s = \frac{(1.42) * (4200) * 64}{10.4 * 10^3} = 36.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos en la zona de mayor sollicitación a fuerzas cortantes deberá ser de 35 cm. Los estribos quedarán distribuidos de la siguiente forma:

Ø3/8":1@.05, 8@0.15, Rto@.30

Se puede observar el diseño final de la viga en las figuras que se muestran a continuación:

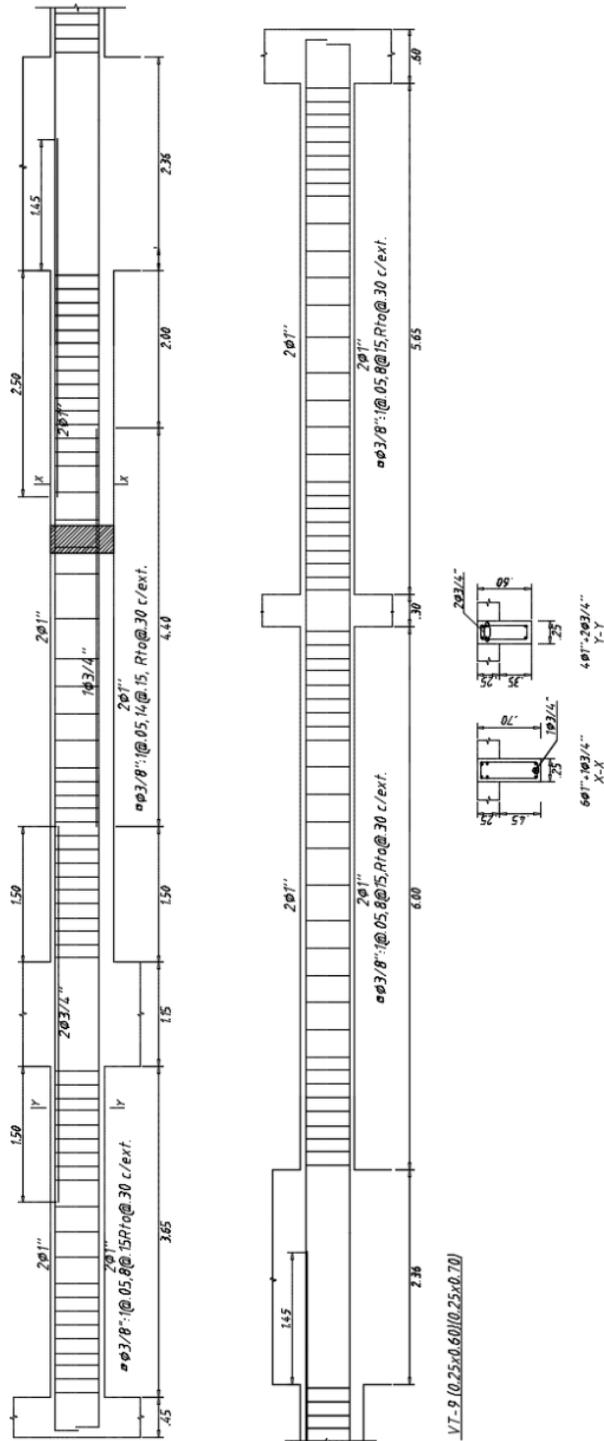


Figura 7.8 Diseño final de la viga VT-09

VT-12

Las características geométricas de esta viga son las siguientes:

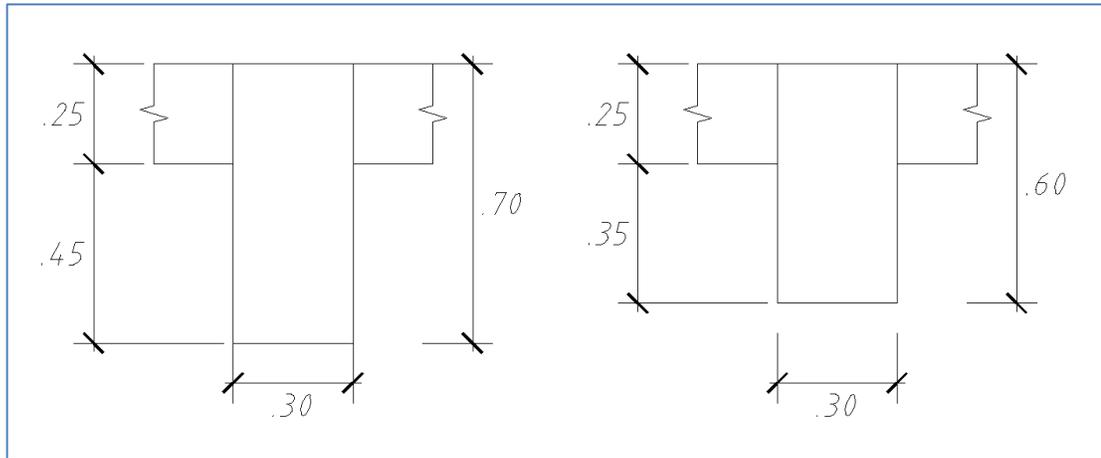


Figura 7.9 Secciones de la viga VT-12

Este elemento tiene un ancho (b) igual a 30cm y un peralte efectivo (d) igual a 54cm y a 64cm.

Luego de realizar el análisis con las respectivas combinaciones de carga, obtenemos los siguientes diagramas de fuerzas internas para el elemento en estudio:

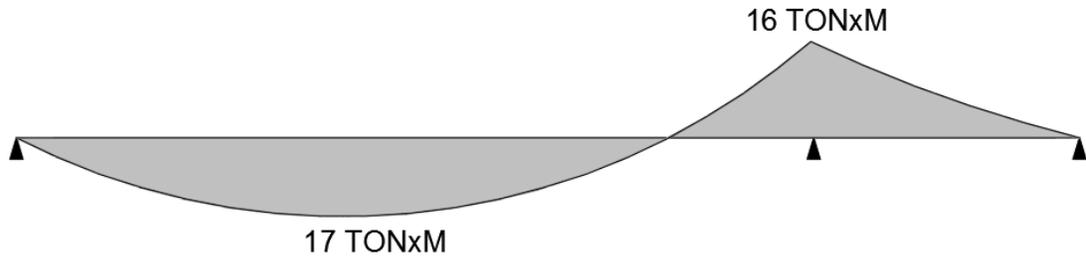


Figura 7.10 DMF – CM

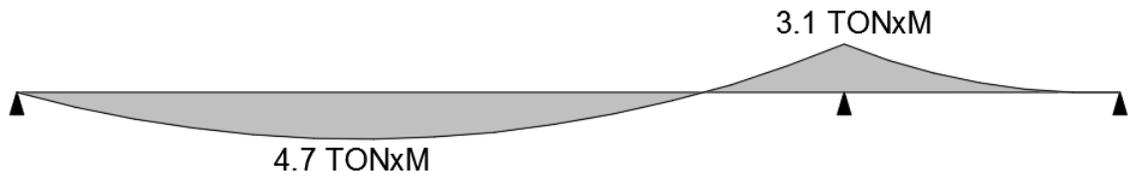


Figura 7.11 DMF – CV

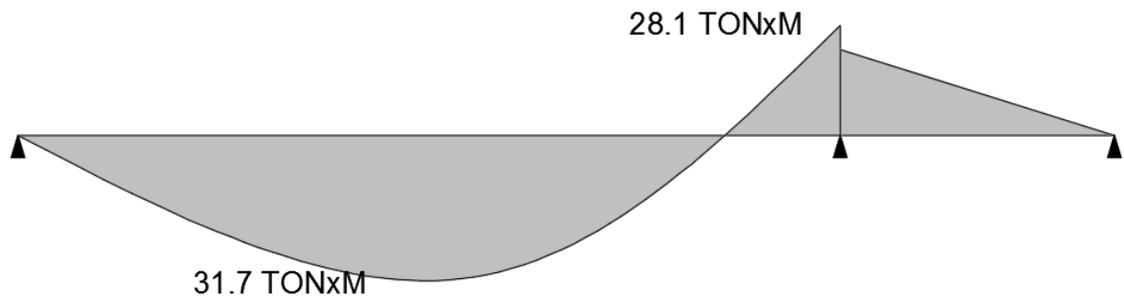


Figura 7.12 DMF - Envolvente

Diseño por flexión

Acero mínimo:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{210} * 30 * d}{4200}$$

$$A_{smin} (d=0.54) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} (d=0.64) = 5 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$\rho_{max} = 2.12\%,$$

$$A_{smax} (d=0.54) = 26 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} (d=0.64) = 31 \text{ cm}^2$$

Tabla 7.2 Diseño por flexión

	Mu(ton-m)	b(cm)	d(cm)	As(cm ²)	AsColocado
(-)	28.1	30	54	15.50	5φ3/4
(+)	31.7	30	64	14.3	5φ3/4

Diseño por corte:

Para el diseño por corte, se toman las fuerzas cortantes últimas a una distancia “d” de la cara exterior del apoyo.

Primero evaluamos si es posible que la sección de concreto sea capaz de soportar los esfuerzos cortantes por sí solo.

Luego, si la sección de concreto no posee la resistencia suficiente, se deben colocar refuerzos transversales de acero para poder soportar la carga última V_u .

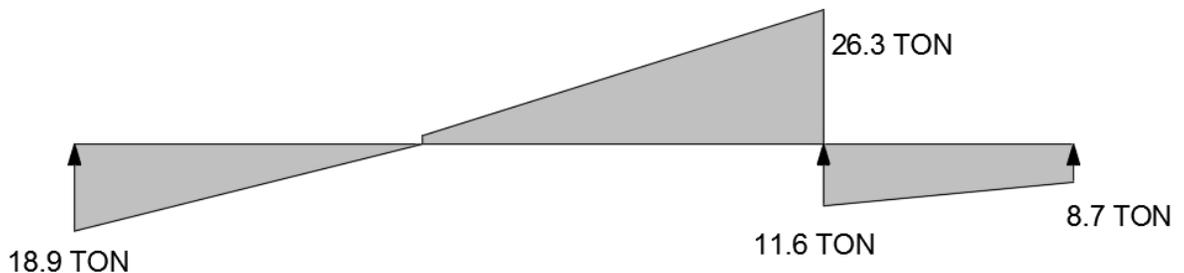


Figura 7.13 DFC - Envolvente

Vu a "d" de la cara del apoyo en el primer tramo:

$$V_u = 22.7 \text{ ton}$$

Resistencia al corte del concreto:

$$V_c = 14.8 \text{ ton}$$

$$V_s = 12 \text{ ton}$$

Se debe verificar que la resistencia requerida no sea mayor a la resistencia máxima que la sección con estribos puede soportar por norma.

$$V_{smax} = 58.5 \text{ ton}$$

Se verifica:

$$V_s < V_{smax}$$

Con el valor de V_s se calcula el espaciamiento de los estribos (s):

Colocando estribos de 3/8":

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$
$$s = \frac{(1.42) * (4200) * 64}{12 * 10^3} = 32$$

Por lo tanto, el espaciamiento entre estribos en la zona de mayor sollicitación a fuerzas cortantes deberá ser de 30 cm. Los estribos quedarán distribuidos de la siguiente forma:

Ø3/8":1@.05, 5@.20, Rto@.30

Se puede observarr el diseño final de la viga en las figuras que se muestran a continuación:

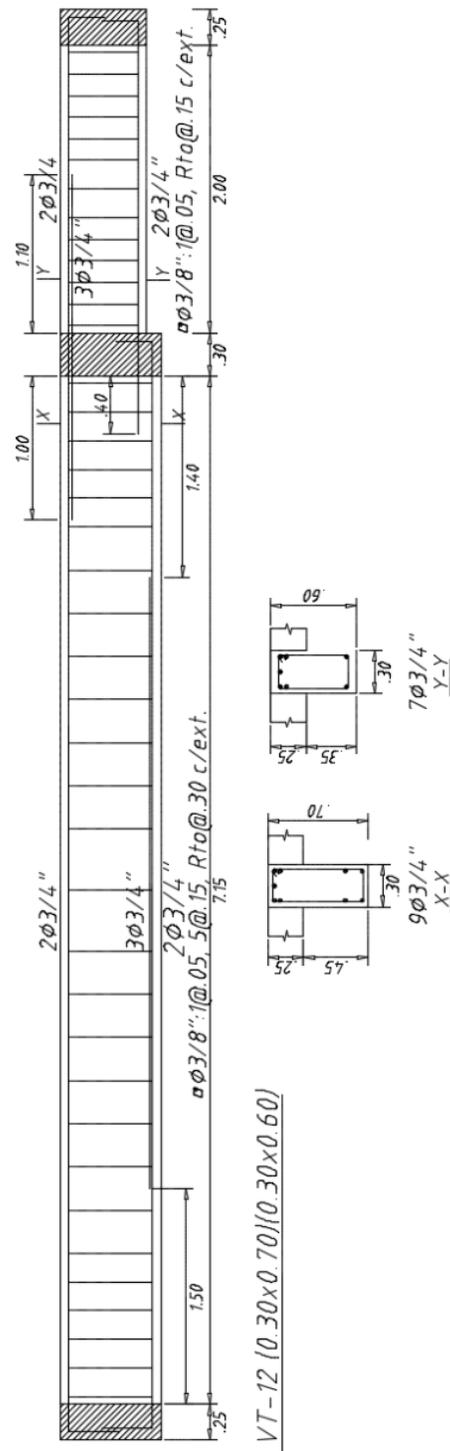


Figura 7.14 Diseño final de la Viga VT-12

Capítulo 8

DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas están encargadas de soportar las cargas de gravedad y de sismo. Se debe realizar un diagrama de interacción con las cinco combinaciones de cargas. El diagrama de interacción es el lugar geométrico de las distintas combinaciones de carga axial (P) y momento (M) que agotan la capacidad de la sección. Este diagrama se construye siguiendo las mismas hipótesis que se emplean para el análisis de una sección en flexión simple.

Las columnas deben ser diseñadas por flexocompresión y por corte. Para obtener las cargas últimas se utilizan las mismas combinaciones que en el diseño por flexión:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

En el caso de columnas, la cuantía (ρ) de acero está entre 1% y 6%. Sin embargo, se recomienda que como máximo haya 4% para que la colocación y distribución en obra sea más cómoda.

8.1 Diseño por flexocompresión

Al tener la sección de la columna predimensionada, se puede estimar una distribución de acero adecuada para ser colocada. Con la sección y el acero, se puede obtener el diagrama de interacción. Se deben colocar los puntos (M,P) que resiste la sección. Finalmente, las cargas actuantes últimas se deben colocar en el diagrama y deben estar dentro del diagrama de diseño ($\phi M_n, \phi P_n$).

8.2 Diseño por corte

La fuerza cortante última (V_u) es el menor de los siguientes valores:

- V_u obtenido por el diseño por capacidad:

$$V_u = \frac{M_{nsup} + M_{ninf}}{l_n}$$

Donde: l_n es la altura de la columna.

- V_u obtenido al amplificar la sollicitación del sismo por 2.5 y aplicando las combinaciones de carga.

Luego, se debe calcular la resistencia al corte del concreto de la sección de la columna:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b * d$$

Si $\phi V_c \geq V_u$, se debe hallar V_s :

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

Con el valor de V_s se procede a hallar el espaciamiento de los estribos:

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

De acuerdo con el acápite 21.4.5.3 de la Norma E.060, una vez obtenido el espaciamiento "s" de los estribos, se debe verificar que éste no sea mayor que el menor de los siguientes valores:

$$s \leq 16d_b ; d_b: \text{diámetro de las barras verticales}$$

$$s \leq \text{menor dimensión de la columna}$$

$$s \leq 48d_e ; d_e: \text{diámetro del estribo}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Además, se consideró una longitud L_o para la zona de confinamiento que debe cumplir con las siguientes consideraciones:

Lo debe no debe ser menor que una sexta parte de la luz libre del elemento

Lo no debe ser menor que la mayor dimensión de la sección transversal del elemento

Lo no debe ser menor que 500 mm

8.3 Ejemplo de diseño de columna

Se toma como ejemplo la columna C-1 (0.70x0.40m).

Diseño por flexocompresión

Se calculan las cantidades de acero mínima y máxima.

$$p_{min}: 1.0 \% ; p_{max}: 6.0 \%$$

$$b=40\text{cm}, h=70\text{cm}$$

$$A_s \text{ min: } 0.01 \cdot 40 \cdot 70 = 28 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max: } 0.06 \cdot 40 \cdot 70 = 168 \text{ cm}^2$$

Se realiza una estimación del acero refuerzo colocado, verificando que las cargas últimas sean menores a la capacidad nominal del elemento con los refuerzos.

Para esta verificación es necesario construir el diagrama de interacción de la columna. Este diagrama nos permitirá analizar cuáles son las combinaciones de fuerzas máximas permitidas (M,P) que el elemento en diseño es capaz de soportar.

Para la columna C-1, se obtienen las fuerzas internas en servicio y últimas para la dirección de mayor inercia del elemento (M_y -y), que suponemos tendrá mayores solicitaciones en ese sentido:

Tabla 8.1 Cargas en servicio de la columna C-1

	Pu (ton)	Mu (ton x m)	Vu (ton)
CM	183.8	-2	-3.6
CV	41.8	-6.5	-0.9
S	7.3	8.4	3.7

Tabla 8.2 Fuerzas internas últimas de la columna C-1

	Pu (ton)	Mu (ton x m)	Vu (ton)
1.4CM+1.7CV	328	-14	-7
1.25(CM+CV)+SX	289	-2	-2
1.25(CM+CV)-SX	275	-19	-9
0,9CM+SX	173	7	0
0,9CM-SX	158	-10	-7

A continuación se muestra un esquema de las direcciones de momentos M_x-x y M_y-y :

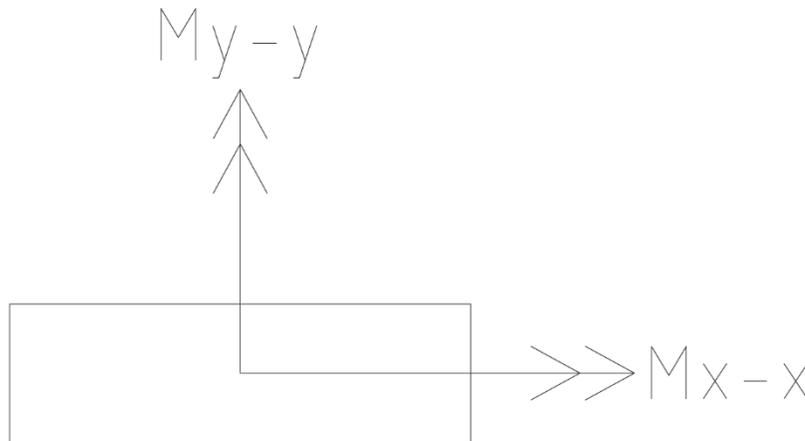


Figura 9.1 Esquema de direcciones de momentos M_x-x y M_y-y

Se utilizó una configuración de 10ø3/4", equivalente a una cuantía de 1.1%. A continuación se muestra el diagrama de interacción de la columna C-1:

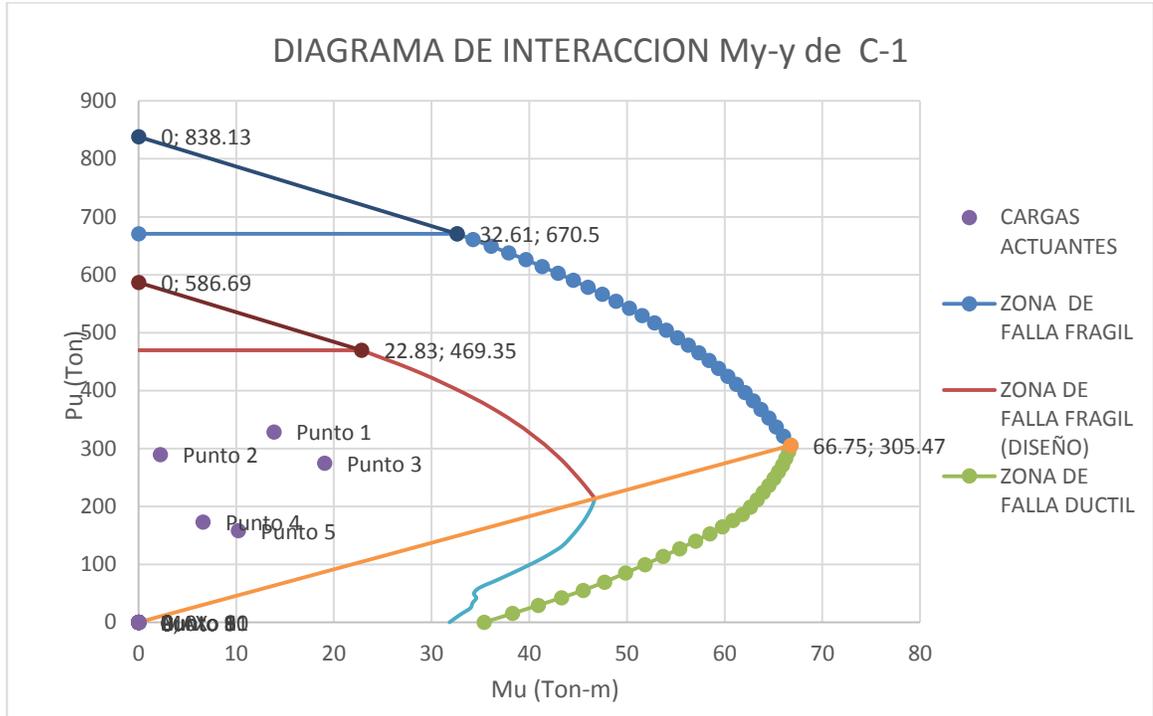


Figura 8.2 Diagrama de interacción de la columna C-1 respecto al eje Y-Y

Se verifica que los puntos (M,P) obtenidos de las combinaciones de cargas se encuentran dentro de la envolvente ($\phi M_n, \phi P_n$). Se comprueba que la distribución de acero elegida es correcta.

Diseño por corte

Se considera el M_n de las secciones en los extremos de la columna. Este valor se obtiene del diagrama de interacción.

Con este valor de M_n se determina el V_u por capacidad:

$$V_u = \frac{65 + 65}{2.20} = 59 \text{ ton}$$

Luego, se amplifica la fuerza de sismo por 2.5 y se utiliza la mayor fuerza cortante de las combinaciones de carga.

Tabla 8.3 Vu obtenido al multiplicar la fuerza de sismo por 2.5

SISMO AMPLIFICADO POR 2.5	
COMBINACION	Vu (ton)
1.25(CM+CV)+2.5(SX)	3.63
1.25(CM+CV)-2.5(SX)	-15
0,9CM+2.5(SX)	6
0,9CM-2.5(SX)	-12.5

Para realizar el diseño por corte, se utiliza el menor valor de los Vu obtenidos.

Vudiseño = 15 ton

Se calcula Vc:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} \left(1 + \frac{324 * 1000}{140 * 40 * 70} \right) 40 * 64$$

$$V_c = 35.9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 30.5 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c \geq V_u$, el concreto puede soportar la fuerza de corte Vu. Se colocarán estribos de confinamiento y además estribos mínimos para el armado del refuerzo de la columna (s = 30cm).

A continuación se presenta el diseño final de la columna C-1

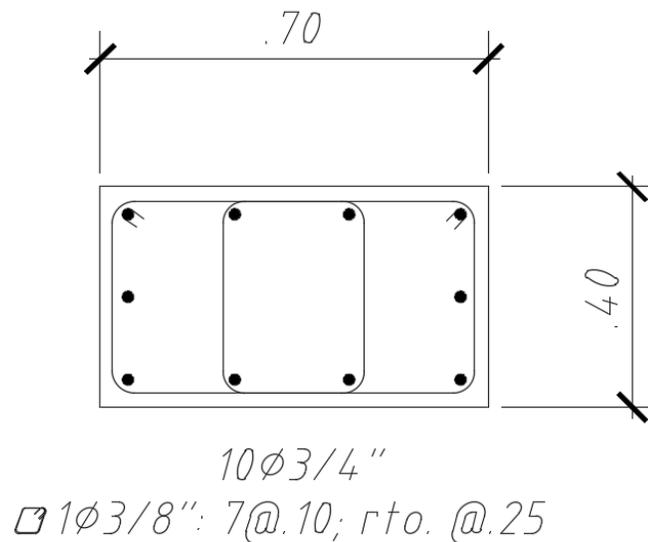


Figura 8.3 Diseño de la columna C-1

Capítulo 9

DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte son elementos estructurales encargados de soportar cargas de gravedad y de sismo. Sin embargo, su principal función es soportar las fuerzas cortantes y momentos flectores de gran magnitud que ejerce el sismo.

Así como las columnas, las placas deben ser diseñadas por flexocompresión y por corte. Las combinaciones para obtener las cargas últimas son las mismas que para el diseño de columnas:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Las secciones de las placas son de gran dimensión longitudinal. Por este motivo es necesario armar con mayor cantidad de acero los extremos, también conocidos como "cabezas" o "núcleos". Las consideraciones mínimas, de acuerdo a la Norma E.060, para la configuración del acero son las siguientes:

- ρ horizontal mínima ≥ 0.002
- ρ vertical mínima ≥ 0.0015
- El espaciamiento "s" vertical u horizontal $\leq 3t$, t = espesor del muro
- $s \leq 400$ mm

9.1 Diseño por flexocompresión

Para diseñar las placas por flexocompresión se construyó el diagrama de interacción para cada una considerando la carga axial y momento flector último obtenido de la envolvente de las combinaciones señaladas. Se verificó que la distribución de acero en los núcleos resistiera los momentos de diseño y todas las cargas últimas fueran menores o iguales al diagrama de interacción del momento flector y carga axial de diseño ($\phi M_n, \phi P_n$).

9.2 Diseño por corte

Se debe calcular el aporte del concreto mediante la siguiente expresión de acuerdo a la magnitud de la carga axial:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right) * b_w * d$$

Una vez que se tiene la resistencia del concreto, se debe calcular la resistencia del acero (V_s) de la misma forma que se ha calculado antes.

Con el valor de V_s se puede obtener un espaciamiento (s) para el refuerzo horizontal con una cuantía mínima de ρ horizontal = 0.0025.

Con el valor de V_c y V_s se obtiene V_n de la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

El valor de V_n no debe ser mayor que el valor límite:

$$V_{nLim} \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * t * d$$

Luego, se calcula la cuantía del acero vertical la cual depende de la cuantía horizontal mediante la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) (\rho_h - 0.0025); \rho_v \geq 0.0025$$

La fuerza de diseño V_u se obtiene al multiplicar la fuerza cortante obtenida del análisis por un factor que exige la Norma E.060.

$$V_{u\text{diseño}} \geq V_u * \left(\frac{M_n}{M_u}\right); \left(\frac{M_n}{M_u}\right) \leq R$$

El valor de M_n se obtiene del diagrama de interacción de la misma forma que en las columnas.

La norma indica que la fuerza cortante se multiplicará por este factor hasta una altura igual al mayor de los siguientes valores:

- La longitud de la placa (l_m)
- $M_u / 4V_u$
- La altura de los dos primeros pisos

Finalmente, se debe cumplir lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u$$

9.3 Ejemplo de diseño de placa

Como ejemplo de diseño se ha tomado la placa PL-8 (25x365cm)

Diseño por flexocompresión

A continuación se muestran los valores de las cargas obtenidas del análisis del edificio

Tabla 9.1 Cargas obtenidas del análisis del edificio

	P(ton)	My-y(tonxm)	Vx-x(ton)
CM	213.7	-19.2	-2.5
CV	57.3	4.72	-1.2
SX	7.7	466.1	66.7
SY	8.8	54.6	8.6

Luego, se realizan las combinaciones de cargas:

Tabla 9.2 Combinaciones de cargas

	Pu(ton)	Muy-y(tonxm)	Vux-x(ton)
1.4CM + 1.7CV	396.6	-18.9	-5.5
1.25(CM+CV) + SX	346.5	448.0	62.1
1.25(CM+CV) - SX	331.1	-484.2	-71.3
0.9CM + SX	200.0	448.8	64.5
0.9CM - SX	184.6	-483.4	-69.0
1.25(CM+CV) +SY	347.6	36.5	4.0
1.25(CM+CV) - SY	330.0	-72.7	-13.2
0.9CM + SY	201.1	37.3	6.4
0.9CM - SY	183.5	-71.9	-10.9

Para hacer el diagrama de interacción se estima una distribución de acero en los núcleos y en la sección del acero vertical.

El acero de los núcleos se estima de la siguiente manera:

$$\mathbf{Mu = As * fy * 0.9L}$$

Con $Mu = 484.2 \text{ ton x m}$, se obtiene un As estimado de 39 cm^2

Se realizó un armado preliminar de $25 \times 80 \text{ cm}$ en los extremos con dos capas de 4 barras de $\varnothing 1"$ y en el resto de la sección se han considerado barras de $\varnothing 3/8"$ espaciadas 20 cm .

Se construyeron los diagramas de interacción para los momentos en la dirección de mayor inercia (My-y), en la cual verificaremos las solicitaciones mencionadas anteriormente.

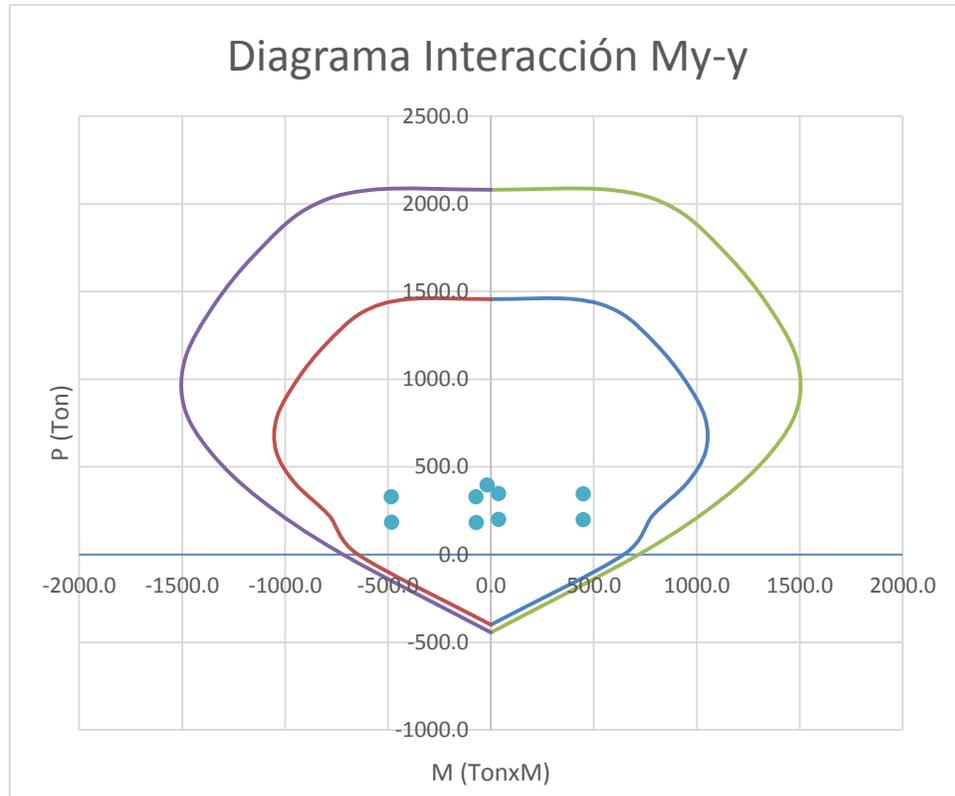


Figura 9.1 Diagrama de interacción My-y

Se concluye que el refuerzo propuesto está cumpliendo con los requerimientos.

Diseño por corte

La resistencia al corte de la sección se obtuvo de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.17 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{331.1 * 1000}{14 * 25 * 365} \right) * 25 * 0.9 * 365$$

$$\phi V_c = 61.8 \text{ ton}$$

La fuerza cortante última obtenida del análisis es igual a 71.3 ton.

Para obtener la fuerza cortante de diseño se debe multiplicar la fuerza Vu por el factor (Mn/Mu).

Entonces, $V_{udis} = 71.3 \times (1200/484.2)$

$$\mathbf{V_{udis} = 176.7 \text{ ton}}$$

Se calcula la resistencia del acero V_s :

$$V_s = \frac{176.7 - 72.7}{0.85} = \mathbf{122 \text{ ton}}$$

Se realiza la verificación $V_n < V_n \text{ límite}$:

$$V_n = 72.7 + 122 = 195 \text{ ton} < V_{nLim} = 275 \text{ ton (ok)}$$

Con este valor de V_s se calcula la cuantía horizontal:

$$\rho_h = \frac{122 * 1000}{4200 * 25 * 0.8 * 365} = 0.004 > 0.0025$$

Se concluye que la cuantía horizontal a utilizar es 0.004.

Luego: $A_s = 0.004 \times 25 \times 100 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Utilizando estribos de $\varnothing 3/8"$: $s = 0.71/5 = 14.2 \text{ cm}$

Entonces el espaciamiento del **refuerzo horizontal** es $s = 10 \text{ cm}$.

Reemplazando en la ecuación de la cuantía vertical, se obtiene ρ_v equivalente a 0, por lo que el armado propuesto para flexocompresión cumple ($\varnothing 3/8" @ 20\text{cm}$)

A continuación se muestra el diseño final para la placa PL-8.

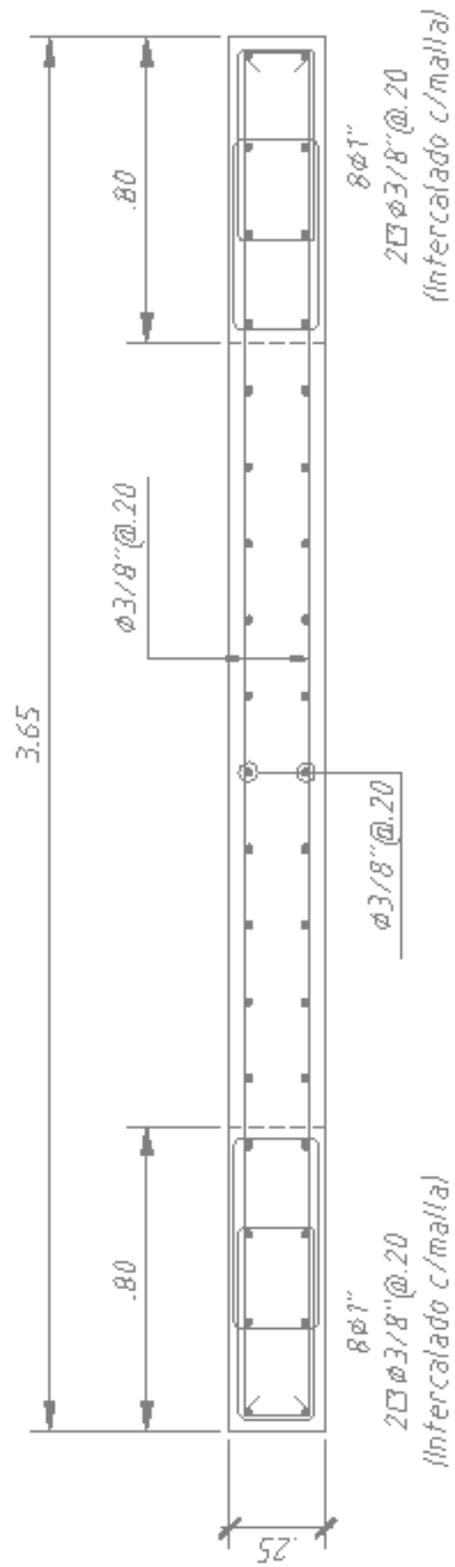


Figura 9.2 Diseño de la placa PL-8

Capítulo 10

DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones están encargadas de transmitir las cargas de las placas y columnas al terreno. El diseño de estas implica que las cargas no generen esfuerzos actuantes mayores al esfuerzo admisible del suelo.

El esfuerzo admisible del suelo es obtenido de la información brindada del Estudio de Mecánica de Suelos. El proyecto se encuentra en el distrito de San Isidro en donde la presión admisible del suelo es de 4kg/cm², además, se ha considerado una profundidad de cimentación de 1.50 m.

Para la configuración estructural planteada del proyecto se han utilizado zapatas asiladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas.

10.1 Diseño de zapatas aisladas

10.1.1 Dimensionamiento de la zapata

Las dimensiones de la zapata se calculan utilizando las cargas en servicio provenientes de los elementos verticales. Se debe realizar una verificación por gravedad y una por sismo. Para la verificación por sismo, la Norma E.060, en el acápite 15.2.4, permite realizar un incremento de 30% a la presión admisible del suelo. Ambas verificaciones deben realizarse en ambas direcciones.

Para calcular el área de la zapata se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm} = \frac{P}{A}$$

Una vez que se tiene el área de la zapata se realiza la verificación por sismo utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{B \times L} \pm \frac{6M}{B \times L^2}$$

10.1.2 Carga última

Una vez que se tiene el área de la zapata se realizan las combinaciones de cargas:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Y se utiliza la expresión anterior para obtener el σ_{ult} , esfuerzo más desfavorable.

10.1.3 Diseño por corte

Punzonamiento

Dado que las zapatas no llevan refuerzo por corte, es necesario encontrar un peralte efectivo "d" para que el concreto pueda resistir estos esfuerzos por sí solo. La sección crítica de punzonamiento se encuentra a una distancia "d/2" de las caras del elemento vertical.

Se asume un "d" y se calcula el perímetro de la sección crítica "Bo" así como su área "Ao" y se calculan Vu y ϕVc :

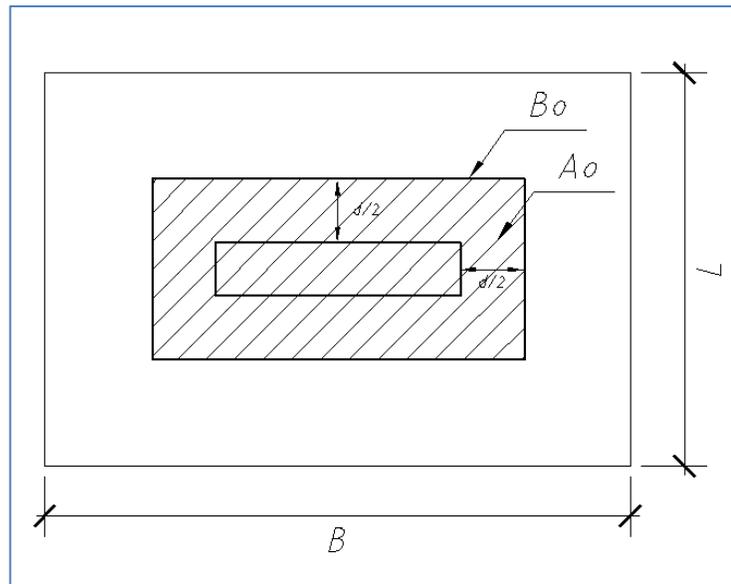


Figura 10.1 Esquema de diseño por punzonamiento

$$Vu = \sigma_{ult} * (A - Ao)$$

$$\phi Vc = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * Bo * d$$

Se debe cumplir: $\phi Vc \geq Vc$, de no ser así, se aumenta el peralte efectivo "d" de la zapata.

Cortante

Para este caso, la sección crítica se encuentra a "d" de la cara del elemento.

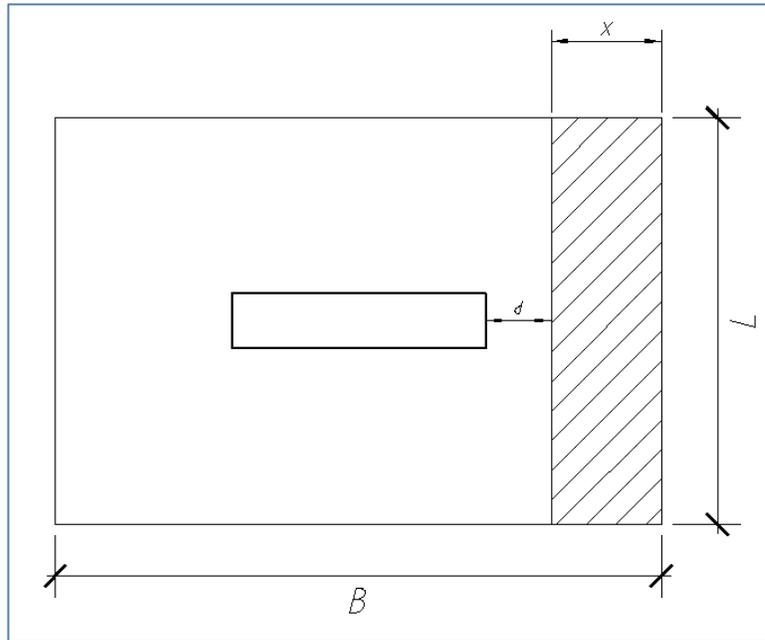


Figura 10.2 Esquema de diseño por cortante

Se calculan V_u y ϕV_c :

$$V_u = \sigma_{ult} * L * x$$

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

Se debe cumplir: $\phi V_c \geq V_c$, de no ser así, se aumenta el peralte efectivo "d" de la zapata.

10.1.4 Diseño por flexión

Se calcula el momento último de diseño de la Mu con la siguiente expresión:

$$M_u = \sigma_{ult} * \frac{c^2}{2} * L$$

Con el Mu se procede a calcular la cantidad de acero necesaria para un metro de ancho de la misma forma que en el diseño por flexión de vigas. Además se debe considerar una cuantía mínima de acero de 0.0018.

10.1.5 Ejemplo de diseño de una zapata aislada

Como ejemplo se hará el diseño de la zapata aislada de la columna C-3.

Tabla 10.1 Cargas en servicio en la columna C-3

CM			CV			CSX/1.25			CSY/1.25		
P	MX	MY	P	MX	MY	P	MX	MY	P	MX	MY
112.1	-2.3	0	26.1	0	0	6.64	14.8	0	9.76	1.76	0

Verificación por gravedad

$$\sigma_{adm} = 0.9 \times 40 = 36 \text{ kg/m}^2$$

$$P = (112.1 + 26.1) \times 1.05 = 145 \text{ ton}$$

$$M_x = -2.3 \text{ ton} \times m$$

$$M_y = 0 \text{ ton}$$

Asumiendo un área igual a: $(115 + 2c) \times (25 + 2c)$ y utilizando la expresión

$$\sigma = \frac{P}{B \times L} \pm \frac{6M}{B \times L^2}$$

En X-X: $c = 60$ y 76 cm

En Y-Y: $c = 66$ y 69 cm

Se concluye que $c = 80$ cm y la zapata tendrá las siguientes dimensiones:

$$B = 1.85m$$

$$L = 2.75 m$$

Verificación por Sismo

La Norma E.060 permite aumentar en un 30% la presión admisible del suelo:

$$\sigma_{adm} = 52 \text{ ton/m}^2.$$

$$\text{En X-X: } \sigma = \frac{P}{B \times L} + \frac{P_s}{B \times L} \pm \frac{6(M_x + M_s)}{B \times L^2} = 35 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{En Y-Y: } \sigma = \frac{P}{B \times L} + \frac{P_s}{B \times L} \pm \frac{6(M_x + M_s)}{L \times B^2} = 31 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que las dimensiones de la zapata soportan las cargas de sismo.

Cálculo de la carga última

Tabla 10.2 Carga última más desfavorable

	Pu (ton)	Mux (ton x m)	Muy (ton x m)	σ_x (ton/m ²)	σ_y (ton/m ²)
1.4CM+1.7CV	201.31	-3.76	-0.67	37.2	39.3
1.25(CM+CV)+SX	181.05	15.23	-0.49	45.3	35.4
1.25(CM+CV)-SX	164.45	-21.78	-0.69	18.4	32.0
1.25(CM+CV)+SY	184.95	-1.08	0.13	35.7	36.4
1.25(CM+CV)-SY	160.55	-5.48	-1.31	28.1	31.0
0,9CM+SX	109.19	16.43	-0.29	31.9	21.3
0,9CM-SX	92.59	-20.57	-0.49	5.1	18.0
0,9CM+SY	113.09	0.13	0.33	22.3	22.4
0,9CM-SY	88.69	-4.27	-1.11	14.7	17.0

Se observa que la carga última más desfavorable es 45.3 ton/m² y es en la dirección X-X.

Diseño por corte

1. Punzonamiento

Utilizando un d = 0.6m y teniendo un área igual a 5.09 m².

$$B_o = 5.2\text{m} \quad A_o = 1.5 \text{ m}^2$$

$$V_u = 45.3 * (5.09 - 1.5) = 305 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 5.2 * 100 * \frac{60}{1000} = 407 \text{ ton}$$

Se observa que: $\phi V_c \geq V_c$ (ok)

2. Cortante

Se calcula $x = 0.8 - .6 = 0.2 \text{ m}$

$$V_u = 45.3 * 1 * 0.2 = 9.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * \frac{60}{1000} = 39.2 \text{ ton}$$

Se observa que: $\phi V_c \geq V_c$ (ok)

Diseño por flexión

$$M_u = 45.3 * \frac{.8^2}{2} * 1 = 14.5 \frac{\text{ton} \times \text{m}}{\text{m}}, \text{ se requiere: } A_s = 6.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s\text{min}} = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12/6 \text{ cm}^2/\text{m} > 6.5 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ por lo que se diseña con acero mínimo. Se utilizarán: $1\phi 3/4" @ 20 \text{ cm}$

A continuación se muestra el diseño de la zapata aislada de la C-3.

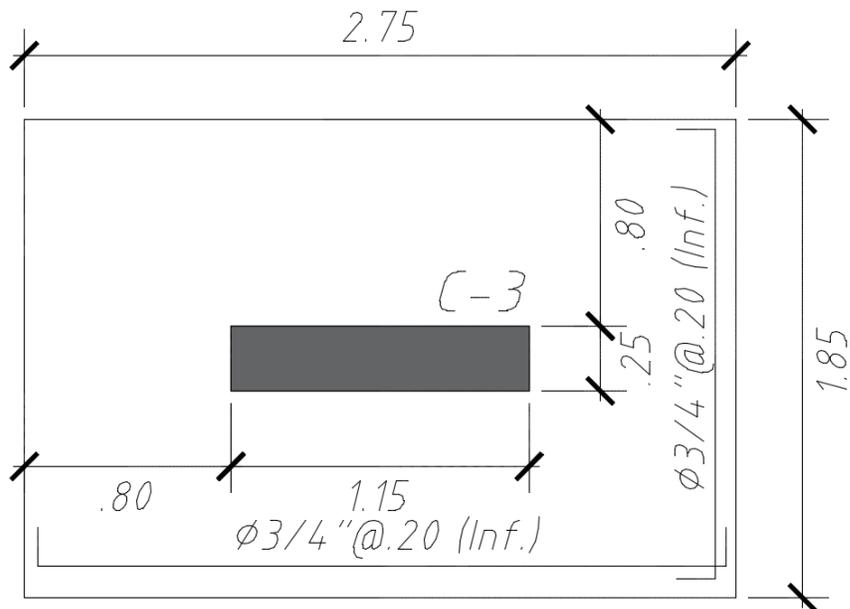


Figura 10.3 Diseño de la zapata de la columna C-3

10.2 Diseño de zapatas combinadas

Las zapatas combinadas soportan a más de un elemento vertical y se utilizan cuando la distancia entre los elementos verticales es pequeña o si las zapatas se traslapan.

Para el diseño de las zapatas combinadas se deben cumplir las mismas hipótesis y procedimientos que para las zapatas aisladas, tomando en cuenta algunos puntos adicionales:

- Se deben trasladar todas las cargas al centro de gravedad de la zapata y trabajar con la fuerza de compresión y momento resultante.
- Para el cálculo de Mu se modelan los elementos verticales como apoyos simples y considerando los extremos como volados.
- Si se necesitara refuerzo superior, se debe considerar una cuantía mínima de 0.0012.

10.2.1 Ejemplo de diseño de una zapata combinada

Como ejemplo se hará el diseño de la zapata combinada de las columnas C-5 y C-6.

Tabla 10.3 Cargas en servicio en las columnas C-5 y C-6

Columnas	CM			CV			CSX			CSY		
	P	MX	MY	P	MX	MY	P	MX	MY	P	MX	MY
C-5	171	0	0	44	0	0	13	8	17	43	4	14
C-6	107	0	0	26	0	0	15	0	3	30	0	4

Cálculo del centro estático

$$(171+44)*(1.05)*x - (107+26)*(1.05)*(1.85-x) = 0$$

Se obtiene: $x = 0.72$ m

Predimensionamiento

$$0.9 * 40 = \frac{363}{(0.95 + 2c)(2.55 + 2c)}$$

Resolviendo: $c = 0.76$ m = 0.8 m

$$\mathbf{B = 2.55 \text{ m}}$$

$$\mathbf{L = 4.15 \text{ m}}$$

Verificación por gravedad

$$\sigma_{adm} = 0.9 \times 40 = 36 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 223 \text{ ton}$$

$$A = 10.6 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{363}{10.6} = 34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Amplificaciones de carga

Se considera una amplificación del 30% para la resistencia admisible del suelo:

$\sigma = 52 \text{ ton/m}^2$. Además, se consideran para el diseño los σ mayores obtenidos con la

$$\text{expresión: } \sigma = \frac{P}{B \times L} \pm \frac{6M}{B \times L^2}$$

Tabla 10.4 Amplificaciones de carga

	Pu (ton)	Mux (ton x m)	Muy (ton x m)	σ_x (ton/m²)	σ_y (ton/m²)
1.4CM+1.7CV	534	0	7	0	52
1.25(CM+CV)+SX	485	6	18	47	48
1.25(CM+CV)-SX	429	5	-7	32	45
1.25(CM+CV)+SY	530	6.5	20	51	52
1.25(CM+CV)-SY	384	4	-10	37	35
0,9CM+SX	291	3	15	28	31
0,9CM-SX	236	3	-9	28	20
0,9CM+SY	335	3	0	33	18
0,9CM-SY	189	17	-13	34	16

Se observa que la carga última más desfavorable es 52 ton/m² y es en la dirección Y-Y.

Diseño por corte

1. Punzonamiento

Para C-5

Utilizando un $d = 0.6\text{m}$ y teniendo un área igual a 10.6 m^2 .

$$B_o = 6.25\text{ m} \quad A_o = 1.94\text{ m}^2$$

$$V_u = 52 * (10.6 - 1.94) = 450\text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 6.25 * 100 * \frac{60}{1000} = 490\text{ ton}$$

Se observa que: $\phi V_c \geq V_c$ (ok)

Para C-6

Utilizando un $d = 0.6\text{m}$ y teniendo un área igual a 10.6 m^2 .

$$B_o = 4.2\text{ m} \quad A_o = 1.1\text{ m}^2$$

$$V_u = 52 * (10.6 - 1.1) = 494\text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 4.2 * 100 * \frac{60}{1000} = 329\text{ ton}$$

Se observa que : $\phi V_c \leq V_c$, entonces utilizaremos un $d = 0.8\text{ m}$.

Con $d = 0.8\text{ m}$:

C-5

$$V_u = 416\text{ ton}, \phi V_c = 741\text{ ton}$$

Se observa que: $\phi V_c \geq V_c$ (ok)

C-6

$$V_u = 471\text{ ton}, \phi V_c = 522\text{ ton}$$

Se observa que: $\phi V_c \geq V_c$ (ok)

2. Cortante

Del diagrama de fuerza cortante:



Figura 10.4 Diagrama de fuerza cortante última

El valor máximo de V_u a la cara es de 46 ton.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * \frac{80}{1000} = 52 \text{ ton}$$

Se observa que: $\phi V_c \geq V_c$ (ok)

Diseño por flexión

Del diagrama de momento flector:



Figura 10.5 Diagrama de momento flector último

El momento último es 24 ton x m calculado a la cara del apoyo.

Diseño del tramo interior

$$M_u = 24 \text{ ton x m}$$

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

$$d = 80 \text{ cm}$$

$$A_s = 8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 * 100 * 90 = 16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se diseña con el acero mínimo: $1\phi 3/4" @ 15 \text{ cm}$

Diseño del tramo exterior

$$M_u = 52 * \frac{.8^2}{2} * 1 = 17 \frac{\text{ton} \times \text{m}}{\text{m}}, \text{ se requiere: } A_s = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De la misma forma, se diseña con el acero mínimo: $1\phi 3/4" @ 15 \text{ cm}$

A continuación se muestra el diseño final de la zapata combinada de las columnas C-5 y C-6.

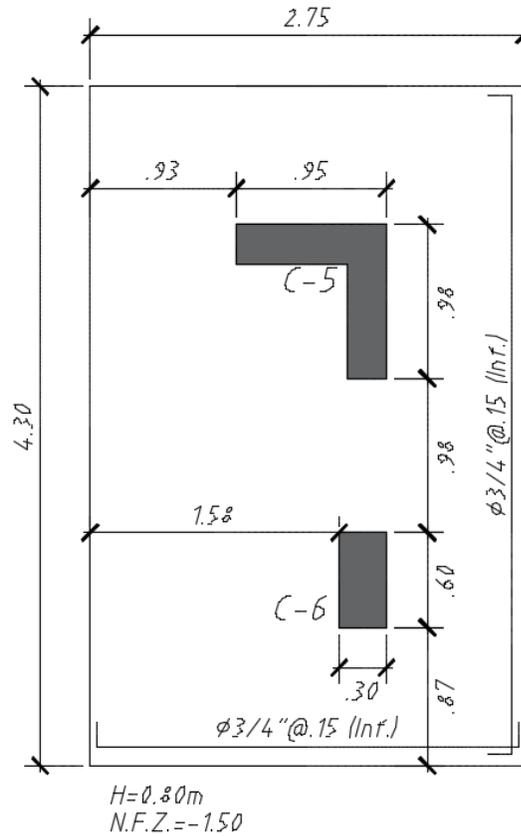


Figura 10.6 Diseño de la zapata combinada de las columnas C-5 y C-6

Capítulo 11

DISEÑO DE CISTERNA

La cisterna está conformada por muros de concreto armado que resisten el empuje exterior por parte del suelo y el empuje interior por parte del agua. En este caso, la cisterna está enterrada en la zona de estacionamientos. Se está considerando el caso en el que la cisterna está sin agua porque es el caso más crítico de diseño. Se considera la siguiente combinación de cargas para obtener la carga última:

$$1.4CM + 1.7CV + 1.7CE = CU$$

11.1 Diseño por flexión

El diseño por flexión de la cisterna se calculará de la misma forma que el diseño por flexión de una viga. A diferencia de las vigas, en este caso está actuando el empuje del suelo. Este empuje va a depender de la profundidad del muro, el peso específico del suelo y el coeficiente de reposo.

Se debe cumplir:

$$\phi Mn \geq Mu$$

11.2 Diseño por corte

El diseño por corte es igual que el diseño por cortante de una viga. En este caso, se debe considerar una amplificación de 1.7 para la fuerza cortante V_u por la presión del suelo.

Se debe cumplir:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Si V_u fuese mayor que ϕV_c , se debe aumentar el peralte efectivo del muro.

11.3 Ejemplo de diseño de cisterna

Como se mencionó en el inicio del capítulo, se ha considerado el caso en el que la cisterna está sin agua por ser el más crítico.

Se realizará el diseño de la cisterna de agua contra incendio. Esta cisterna tiene una dimensión de 8.50 x 5.50 m con una altura libre de 3.00 m.

11.3.1 Diseño del muro de la cisterna

Se tienen los siguientes datos del terreno:

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

$$K_o = 0.5$$

$$H = 3.00 \text{ m}$$

La presión en la base del muro es : $\gamma \times K_o \times H = 3 \text{ ton/m}^2$

A continuación se muestra el diagrama de cargas últimas así como los diagramas de fuerza cortante y momento flector últimos.

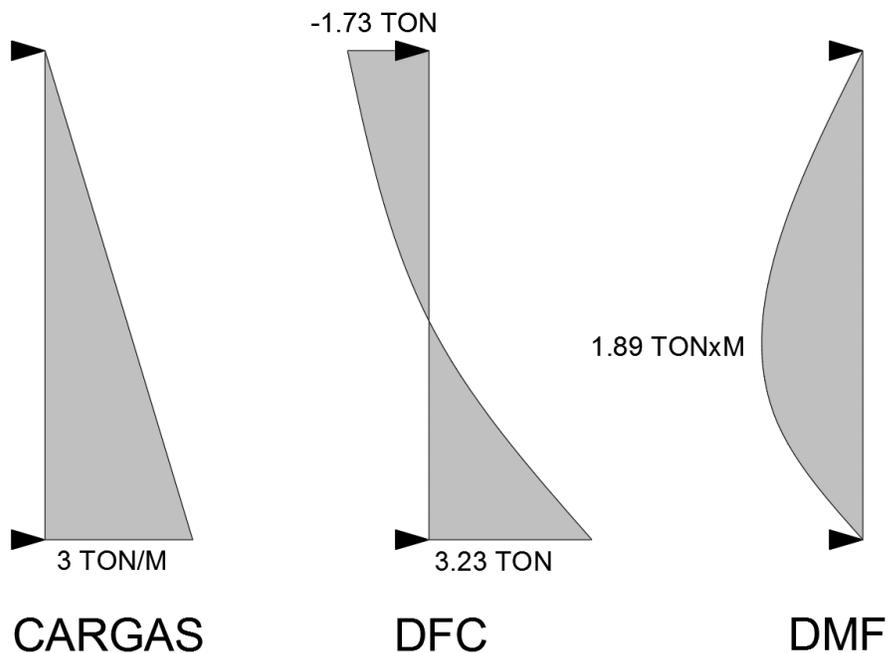


Figura 11.1 Diagramas de cargas, fuerza cortante y momento flector

Diseño por corte

Considerando un espesor de muro de 20cm se tiene un "d" igual a 17cm y la siguiente resistencia al corte:

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

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

Se obtiene un valor de V_u a "d" de la cara igual a 1.65 ton obtenido del DFC.

Se observa que ϕV_c es mayor que V_u por lo que el espesor de 20 cm cumple y resiste la fuerza cortante.

Diseño por flexión

Calculamos el $A_{smin} = 0.0025 \times b \times t = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$

Para una capa es 2.5 cm^2 . El acero requerido para esta cantidad de cm^2 es igual a $1 \varnothing 3/8 @ 20 \text{ cm}$.

Para esta cantidad de acero el $\varnothing M_n = 3.2 \text{ ton} \times \text{m}$.

De acuerdo al DMF el M_u máximo es igual a $1.9 \text{ ton} \times \text{m}$.

Se observa que $\varnothing M_n$ es mayor que M_u por lo que la cantidad de acero colocada es la adecuada para resistir los momentos en flexión generados por el empuje del suelo.

11.3.2 Diseño de la tapa de la cisterna

Para realizar el diseño de la tapa se utilizaron las tablas de Kalmanok.

Considerando un espesor de 20 cm para la tapa de concreto armado se obtuvo el siguiente metrado de cargas:

Losa maciza = 480 kg/m^2

Sobrecarga = 250 kg/m^2

Obtenemos las siguientes cargas distribuidas:

$$\begin{array}{ll} W_{cm} = 0.48 \text{ ton/m}^2 & W_{ucm} = 0.68 \text{ ton/m}^2 \\ W_{cv} = 0.25 \text{ ton/m}^2 & W_{ucv} = 0.43 \text{ ton/m}^2 \end{array}$$

Diseño por flexión

Se calculó el $A_{smin} = 0.0018 \times b \times t = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$

Para una capa es 1.8 cm^2 . El acero requerido para esta cantidad de cm^2 es igual a $1 \varnothing 3/8 @ 20 \text{ cm}$.

Para esta cantidad de acero el $\varnothing M_n = 2.2 \text{ ton} \times \text{m}$

Cálculo del máximo momento flector

Se tienen los siguientes datos:

Ancho (B) = 8.50 m

Largo (A) = 5.50 m

$m = A/B = 0.65$

Utilizamos las tablas de Kalmanok y obtenemos los siguientes valores:

Carga Muerta última

$M_{a+} = 0.074 \times 0.68 \times 5.5^2 = 1.52 \text{ ton} \times \text{m}$

$M_{b+} = 0.013 \times 0.68 \times 8.5^2 = 0.61 \text{ ton} \times \text{m}$

Carga Viva última

$$Ma+ = 0.074 \times 0.43 \times 5.5^2 = 0.96 \text{ ton x m}$$

$$Mb+ = 0.013 \times 0.43 \times 8.5^2 = 0.4 \text{ ton x m}$$

Al sumar la carga carga muerta con la carga viva se obtienen los siguientes valores últimos:

$$Ma+ = 2.5 \text{ ton x m}$$

$$Mb+ = 1 \text{ ton x m}$$

Se observa que ϕM_n es menor que M_u por lo que se debe modificar la cantidad de acero.

Se considera una distribución de 1 ϕ 3/8 @ 15 cm superior e inferior con un $\phi M_n = 2.96$ ton x m.

Se observa que con esta cantidad de acero (4.76 cm²) ϕM_n es mayor que M_u y la distribución cumple.

Diseño por corte

Por equilibrio se obtiene un $V_u = 4.9$ ton.

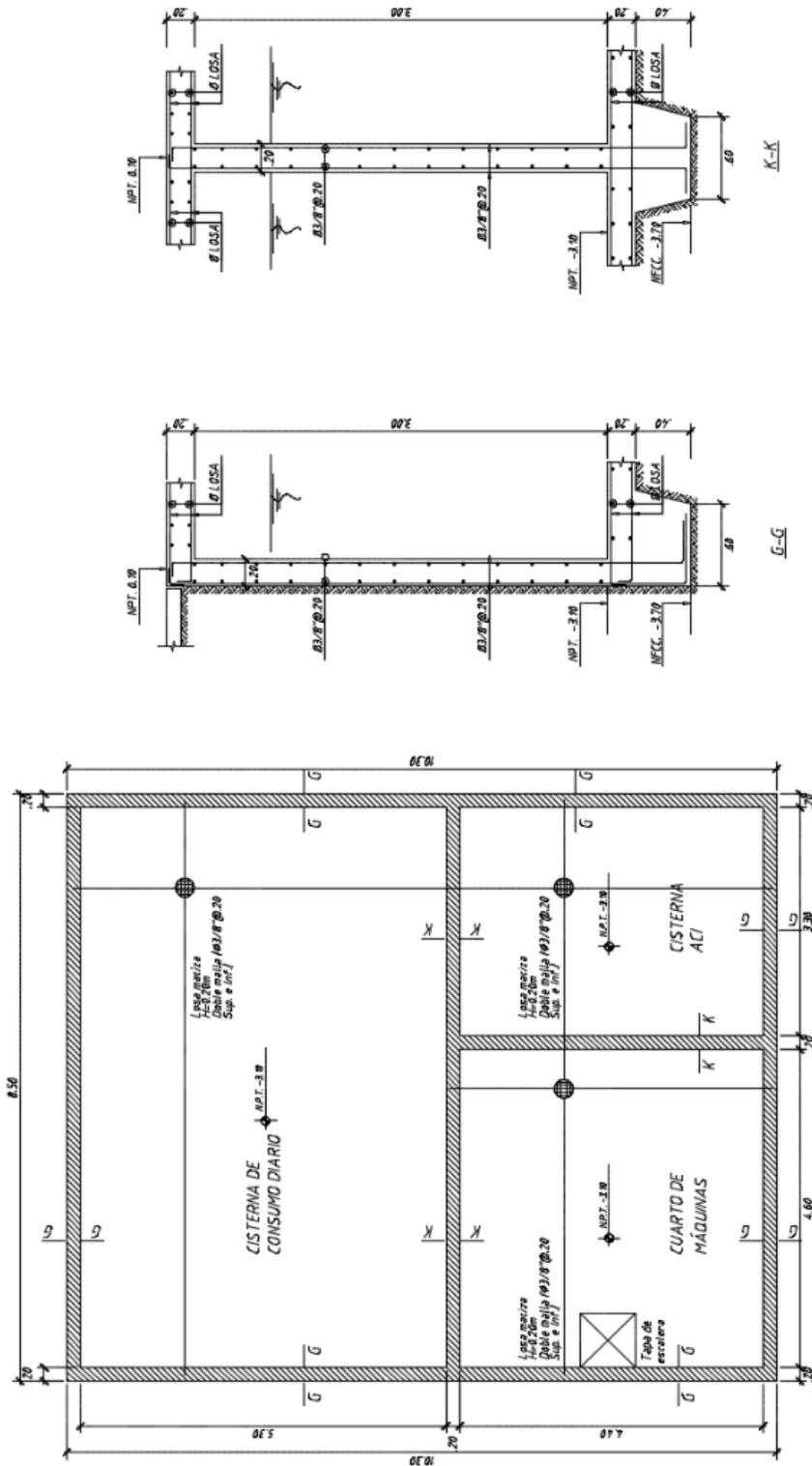
Se calcula:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17$$

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

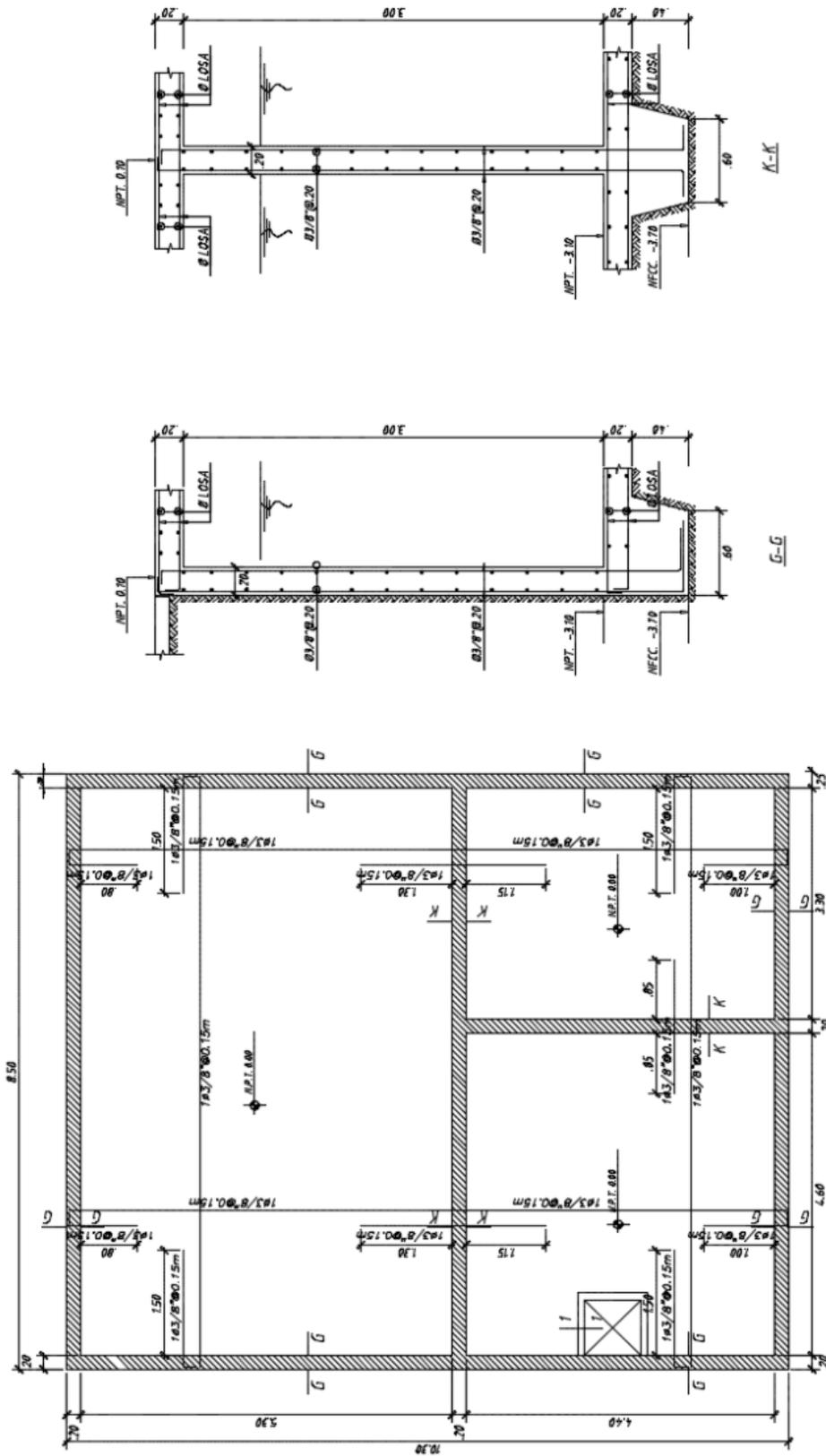
Se observa que ϕV_c es mayor que V_u por lo que la altura de la losa maciza cumple.

A continuación se muestra el diseño final de la cisterna:



LOSA DE CISTERNA.

Figura 11.2 Diseño final de losa de piso de cisterna



ENCOFRADO TECHO DE CISTERNA.

Figura 11.3 Diseño final de losa de techo de cisterna

Capítulo 12

DISEÑO DE ESCALERA

Las escaleras son elementos estructurales que permiten conectar todos los niveles en una edificación. Estos elementos suelen ser diseñados como losas armadas en una dirección y se consideran solo cargas de gravedad. La escalera cuenta con un tramo inclinado y un tramo recto. Para nuestro diseño vamos a considerar el modelo simple: se suman ambas longitudes y se diseña como si fuera un tramo recto.

Las dimensiones de la escalera son:

Paso : 25 cm (p)

Contrapaso: 17 cm (cp)

Ancho : 120 cm (b)

Garganta: 15 cm (t)

A continuación, se realiza el metrado de cargas:

Tramo Recto

El peso propio del tramo recto (descanso) se obtiene de la siguiente fórmula:

$$W_{pp} = 2.4 \times 0.25 = 0.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Tramo Inclinado

El peso propio del tramo inclinado se obtiene de la siguiente fórmula:

$$W_{pp} = \gamma_{\text{concreto}} * \left[\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$
$$W_{pp} = 0.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Para ambos tramos se considera una carga W_{piso} terminado igual a 100 kg/m².

Para ambos tramos se considera una carga viva (CV) igual a 200 kg/m².

A continuación, se presenta una tabla con los valores finales de cargas para el diseño de la escalera:

Tabla 12.1 Cargas Últimas para Diseño de Escalera

	INCLINADO	DESCANSO
CM (ton/m ²)	0.91	0.70
CV (ton/m ²)	0.20	0.20
CU (ton/m ²)	1.61	1.32

Luego, multiplicamos la carga última mayor (caso más crítico) por el ancho de la escalera para obtener la CU de diseño.

$$CU = 1.61 \times 1.20 = 1.92 \text{ ton/m}$$

A continuación, se muestra el primer tramo de la escalera:

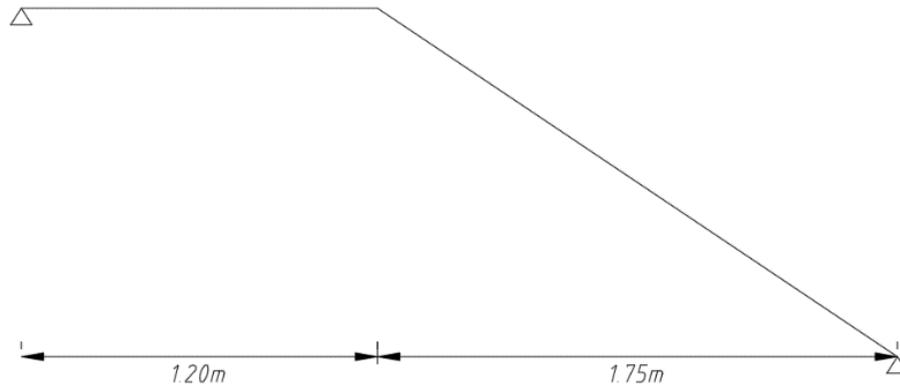


Figura 12.1 Primer tramo de la escalera

Como mencionamos al comienzo del capítulo, se va a diseñar utilizando el modelo simplificado:

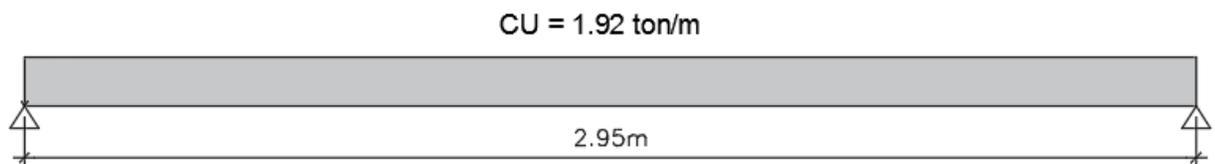


Figura 12.2 Modelo simplificado de diseño

En este modelo se considera la carga máxima distribuida uniformemente en la proyección horizontal de la escalera.

Diseño por Flexión

$$M_u = 1.92 * 2.95^2 / 8 = 2 \text{ ton x m}$$

$$b = 1.20\text{m}$$

$$d = 15 - 3 = 12\text{cm}$$

$$A_s = 4.58\text{cm}^2$$

A_s colocado = $\phi 3/8'' @ 15\text{cm}$

Refuerzo perpendicular:

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7\text{cm}^2$$

A_{smin} colocado = $\phi 3/8'' @ 25\text{cm}$

Para el acero negativo se considera el acero mínimo dado que el momento actuante es muy pequeño.

$$\text{Para el descanso se colocará } A_{smin} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6\text{cm}^2$$

A_{smin} colocado = $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

Finalmente, se presenta el diseño final de la escalera:

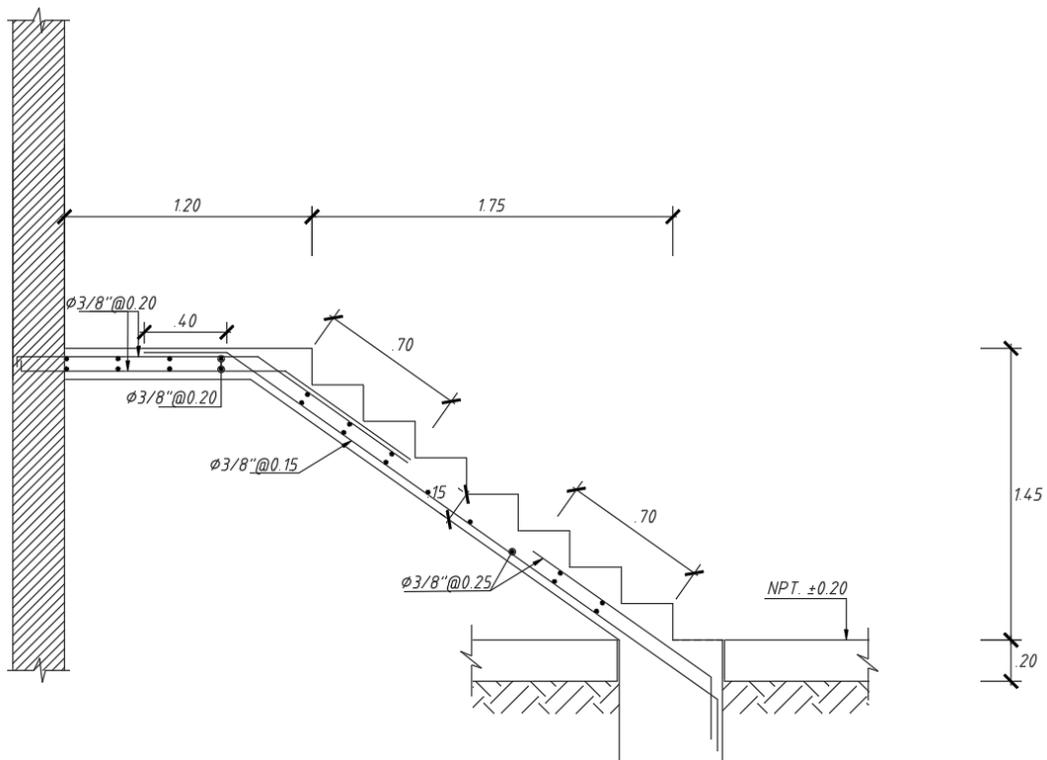


Figura 12.3 Diseño final de la escalera

Capítulo 13

METRADO DEL EDIFICIO

Para obtener la incidencia del acero sobre el área techada del edificio se realizó el metrado de los elementos estructurales. El metrado de acero y concreto en un edificio es muy importante ya que con estos datos se obtienen ratios que se utilizan en presupuestos y además para verificar que la estructura no haya sido diseñada con escaso o excesivo acero. A continuación, en la tabla 13.1, se muestra el metrado del acero y concreto del edificio, considerando un área techada de 3085 m².

Tabla 13.1 Metrado de concreto y acero

Elemento	Acero (kg)	Concreto (m3)	Acero/Área techada (kg/m2)
Losas	14,563	55	4.7
Vigas	42,949	196	13.9
Columnas/Placas	35,477	260	11.5
Zapatas	4,727	142	1.5
Total	97,716	653	31.7

De la tabla anterior se observa que el elemento estructural con mayor incidencia de acero por metro cuadrado son las vigas. El motivo de esto es que son los elementos que más predominan en la estructura y se ha utilizado acero de 3/4" y de 1" en varias de ellas tanto como acero corrido y bastones. En el caso de los elementos verticales (placas y columnas) también se ha considerado estos diámetros, pero el acero necesario es menor en los pisos superiores.

Finalmente, el acero total por metro cuadrado es de 31.7. De acuerdo a nuestra experiencia en obra, el ratio de este tipo de edificación varía entre 30 y 40 kg/m² dependiendo de la estructuración del edificio.

Capítulo 14

CONCLUSIONES

1. El edificio está estructurado por placas con el fin de tener una rigidez adecuada tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y y que los desplazamientos y derivas generados sean menores a los permitidos por la Norma E.030.

2. Los periodos fundamentales son:

- $T_{x-x} = 0.59$ s
- $T_{y-y} = 0.38$ s

Los periodos obtenidos no son elevados. Era de esperarse dado que se trata de un edificio de pequeña altura. Se observa que el periodo en la dirección X-X es mayor dado que hay menos cantidad de muros por lo que la rigidez en este sentido es menor que en la dirección Y-Y.

3. Se realizó el análisis dinámico, el análisis estático y también el análisis traslacional en cada dirección. Como se observa en las tablas 5.8 y 5.9 la diferencia del periodo fundamental y de la fuerza cortante basal es mínima, esto significa que el edificio no está sometido a esfuerzos de torsión y está trabajando correctamente en cada dirección. Estos resultados eran de esperarse dado que anteriormente se verificó que el edificio no estuviera sometido a torsión de acuerdo a los criterios de la Norma E.030.

4. De acuerdo con la Norma E.030, las cargas sísmicas obtenidas del análisis dinámico se deben amplificar de modo que, la fuerza cortante basal obtenida, sea al menos, el 90% de la calculada del análisis estático. Si la fuerza cortante basal dinámica es menor que ésta, se deberán amplificar todos los resultados obtenidos excepto los desplazamientos por un factor. En este edificio, el factor en X-X es 1.10 y 1.21 en Y-Y. Si no se amplificara la cortante basal, se estaría considerando un margen de seguridad menor.

5. Se asumió un coeficiente de reducción "R" correspondiente a un sistema de muros de corte. Es importante verificar que este valor asumido sea consecuente con los porcentajes de fuerza cortante que se llevan dichos muros. En este edificio, se comprobó que en ambas direcciones, las placas se llevan más del 80% del cortante, se comprueba que el coeficiente "R" asumido, es correcto.

6. Para el diseño sísmico de los elementos sometidos a flexocompresión, la Norma E.060 indica que se realice el diseño por capacidad y también una amplificación de 2.5 de las fuerzas sísmicas para calcular las fuerzas cortantes de diseño. Se debe diseñar con el menor de estos valores para que los elementos no estén con un sobre refuerzo. Además, se debe considerar un espaciamiento de estribos que respete el área de confinamiento, que en nuestro caso es $d/4$.
7. En el diseño de columnas y placas es variable por pisos. El motivo es porque las sollicitaciones de sismo afectan de forma variable a los elementos verticales en cada piso. Por este motivo, se puede ir optimizando la cuantía de acero para que no haya un diseño con acero en exceso.
8. Para los elementos verticales que coinciden con el límite de propiedad, se utilizaron zapatas combinadas excéntricas. Por ello, se hizo uso de vigas de cimentación que soporten el momento de volteo proveniente de la excentricidad.

Bibliografía

1. Blanco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Capítulo de Ingeniería civil (CIP).
2. Ottazzi, G. (2013). Apuntes del curso concreto armado 1. Lima: Pontificia universidad Católica del Perú, Departamento de sección Ingeniería civil.
3. Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado, tercera edición. Lima: Fondo editorial de la Pontificia universidad católica del Perú.
4. SENCICO. (2006). Norma Técnica de Edificación E.020 "Cargas". Lima: SENCICO.
5. SENCICO. (2017). Norma Técnica de Edificación E.030 "Diseño sismorresistente". Lima: SENCICO.
6. SENCICO. (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 "Concreto armado". Lima: SENCICO.