



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS CON SÓTANO

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

ARNALDO JAVIER CHÁVEZ D'ONOFRIO

LIMA – PERÚ

2005

RESUMEN DE TESIS

El objetivo de esta tesis ha sido realizar el diseño estructural de un edificio de concreto armado de ocho pisos y un sótano, destinado al uso de viviendas, ubicado en el distrito de Miraflores, en Lima.

El edificio está ubicado en una esquina. Dos de sus lados dan hacia la calle, otro da hacia un parque y el restante, colinda con una vivienda de un solo piso.

En cada uno de los ocho pisos de la edificación se tienen dos departamentos, lo que da un total de 16 de ellos. El área de éstos es de 117.50 m^2 y para cada uno se ha destinado un estacionamiento, los cuales se encuentran ubicados en el sótano, y a los que acceden los autos por una rampa. Adicionalmente, se cuenta con 5 estacionamientos de visita, los cuales se encuentran a nivel de la calle.

El terreno sobre el cual se encuentra el edificio es una grava arenosa típica de Lima, cuya capacidad admisible es de 4.5 Kg./cm^2 a la profundidad de -3.85 m .

En cuanto al diseño del edificio, se buscó simplicidad en la estructuración, de tal forma que, al realizar el análisis sísmico, se obtuvieran resultados más precisos. También se procuró que la estructura tuviera una adecuada rigidez en ambas direcciones, con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales.

Definido lo anterior, se procedió a predimensionar los elementos estructurales (vigas, losas aligeradas y macizas, columnas y placas) siguiendo los criterios planteados en libros de diseño estructural, así como recomendaciones de orden práctico. Una vez predimensionados los elementos, se procedió a realizar el metrado de cargas verticales y posteriormente se realizó el análisis sísmico, procurando que se cumpla con lo planteado en la Norma Peruana Sismorresistente E.030. Realizado el análisis sísmico, se comprobó si la rigidez asignada en cada dirección fue la adecuada.

Posteriormente, se procedió al diseño de todos los elementos estructurales, procurando que se cumplan los lineamientos de la Norma Peruana de Estructuras E.060. Los elementos diseñados fueron los siguientes: losas macizas y aligeradas, vigas peraltadas y chatas, columnas, muros de corte (placas), zapatas aisladas y combinadas, vigas de cimentación, muros de contención, calzadura, escaleras, cisterna, tanque elevado y cuarto de máquinas.



A Dios, a mis padres, a los seres que amo
y a mis amigos, por su apoyo incondicional
y su constante motivación.

ÍNDICE

1. ESTRUCTURACIÓN.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Planteamiento Estructural.....	2
2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	4
2.1. Losas Aligeradas	4
2.2. Losas Macizas.....	5
2.3. Vigas.....	5
2.4. Columnas.....	6
2.5. Placas.....	8
3. METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD DE PLACAS Y COLUMNAS.....	10
3.1. Ejemplo de Metrado de la Columna Esquinera P.9.....	11
3.2. Resumen de Cargas de las Columnas.....	13
3.3. Resumen de Cargas de las Placas.....	15
4. ALIGERADOS.....	21
4.1. Comentarios Generales.....	21
4.2. Diseño de un Aligerado.....	22
5. ANÁLISIS SÍSMICO.....	28
6. VIGAS.....	36
6.1. Comentarios Generales.....	36
6.2. Diseño de Vigas.....	38
6.2.1. Diseño por Flexión.....	38
6.2.2. Diseño por Cortante.....	39
6.2.3. Anclaje con Ganchos Estándar en Tracción.....	40

6.2.4. Corte o Doblado del Refuerzo.....	41
6.3. Ejemplo de Diseño de una Viga.....	42
6.3.1. Diseño por Flexión.....	47
6.3.2. Corte de Fierro.....	48
6.3.3. Diseño por Cortante.....	49
7. COLUMNAS.....	52
7.1. Comentarios Generales.....	52
7.2. Diseño de Columnas.....	54
7.2.1. Esbeltez de Columnas.....	54
7.2.1.1. Efecto Local de Esbeltez.....	54
7.2.1.2. Efecto Global de Esbeltez.....	55
7.2.2. Flexo-Compresión de Columnas.....	56
7.2.3. Cortante en Columnas.....	56
7.2.4. Flexión Biaxial.....	58
7.2.5. Anclaje de Columnas.....	59
7.3. Ejemplo de Diseño de la Columna P.1.....	59
7.3.1. Verificación de Esbeltez.....	59
7.3.1.1. Efecto Local.....	59
7.3.1.2. Efecto Global.....	60
7.3.2. Diseño por Flexo-Compresión.....	61
7.3.3. Diseño por Cortante.....	63
8. PLACAS.....	66
8.1. Comentarios Generales.....	66
8.2. Diseño de Placas.....	67
8.2.1. Diseño por Flexión.....	67
8.2.2. Diseño por Cortante.....	67
8.3. Ejemplo de Diseño de una Placa.....	69
8.3.1. Diseño por Flexo-Compresión.....	70
8.3.2. Diseño por Fuerza Cortante.....	72
9. CIMENTACIÓN.....	75
9.1. Comentarios Generales.....	75
9.2. Diseño de la Zapata Combinada de las Columnas P.2 y P.6.....	77
9.3. Diseño de la Viga de Cimentación CV.3.....	84
9.4. Junta de Separación Sísmica.....	87

10. MUROS DE CONTENCIÓN.....	88
10.1. Muro de Sótano.....	88
10.1.1. Diseño del Muro 1.....	89
10.2. Comentarios Adicionales.....	90
11. CALZADURA.....	93
11.1. Comentarios Generales.....	93
11.2. Diseño de la Calzadura.....	94
12. ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES.....	97
12.1. Escalera.....	97
12.2. Losas del Tanque Elevado (Fondo y Tapa).....	97
12.3. Losas del Cuarto de Máquinas (Fondo y Tapa).....	98
12.4. Losa cercana al Ascensor.....	99
12.5. Losa del Fondo de la Cisterna.....	99

BIBLIOGRAFÍA

CAPÍTULO 1

ESTRUCTURACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La concepción estructural del presente edificio destinado a viviendas, se realizó con la finalidad de que los esfuerzos a los que se verán sometidos los diferentes elementos estructurales del mismo, cumplan con los parámetros de la Norma Peruana de Concreto Armado (E. 060). También, se buscó dotarlo de suficiente rigidez lateral, de tal modo que los desplazamientos laterales del edificio, fueran menores que los máximos permitidos por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (E.030).

Para cumplir con el último punto señalado, se combinaron pórticos de columnas y vigas con muros de corte, de tal modo que estos últimos, también llamados placas, disminuyan los desplazamientos que pudiera tener la estructura.

Se buscó simplicidad en la estructuración debido a que, mientras más simple es una estructura, mayor es el grado de precisión que podemos tener sobre el comportamiento que tendrá ante un sismo. Lo mismo se puede decir de la idealización que se haga.

Otro de los objetivos en la concepción estructural fue que la estructura sea uniforme y continua, tanto en elevación como en planta, ya que al mantenerse uniforme, se evitan los cambios bruscos de rigidez, causa de las concentraciones de esfuerzos.

Lo que se busca con una buena estructuración, es que la edificación resista sin daños los sismos leves, pueda experimentar daños dentro de límites aceptables ante un sismo moderado, y que no colapse ante sismos severos, aunque en este último punto pueda presentar daños estructurales de consideración.

Lo ideal, es que la estructura tenga un comportamiento dúctil y no frágil. Para que eso se dé, al diseñar los elementos estructurales se debe cumplir con una serie de parámetros, de tal modo, que se garantice una adecuada ductilidad de los mismos al ser sometidos a un sismo.

1.2 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

El planteamiento estructural se hizo de la siguiente manera:

- Las losas, en su mayoría, fueron losas aligeradas de 20 y 25 cm. de espesor, las cuales se armaron en la dirección más corta. También, en algunos sectores, se vio conveniente colocar losas macizas. Tal es el caso de las losas macizas de 20 y 25 cm. de espesor ubicadas en el techo del sótano, así como de las losas de la zona cercana a la escalera y al ascensor. En esta última zona mencionada se vio conveniente colocar losas macizas de 20 cm. de espesor, tanto para los descansos de la escalera como para la losa cercana al ascensor, con la finalidad de que con losas de buen espesor se pudiera integrar, a la planta principal del edificio, las placas de dicha zona, donde además, por la concentración de las mismas, se producirían grandes esfuerzos.

- Las vigas fueron dimensionadas, en su mayoría, de 30 x 70 cm. para la dirección Y, y de 25 x 70 cm. y de 30 x 70 cm., también en su mayoría, para la dirección X (en el capítulo de predimensionamiento se muestra un plano donde se aprecia cuál es la dirección X y cuál la Y).

También se tuvieron, por arquitectura, vigas de 15 x 70 cm. en el eje C', así como una viga en el sótano de 40 x 40 cm. (Viga V.23). A esta última se le dio dicho peralte, y no uno mayor, con el fin de que la altura desde el piso terminado del sótano hasta el fondo de la viga fuera de 2 m, y no de una dimensión menor. La dimensión mínima que exigen los arquitectos es de 2.05 m.; sin embargo, tomando en cuenta que por debajo de este tramo no circularán autos, y que quizá lo haga esporádicamente alguna persona, se vio conveniente dotarla de dicho peralte.

A la viga de borde de la escalera, ubicada en el eje 1', se le dio una sección de 25 x 50 cm.

Para el caso de los tabiques de albañilería paralelos al sentido del armado del aligerado, debajo de ellos se colocaron vigas chatas con peralte igual al espesor del aligerado. También se colocaron vigas chatas en las zonas donde había discontinuidades en el aligerado por la presencia de ductos de ventilación y de instalaciones sanitarias.

- En la dirección Y (ver planos) se vio que no era factible disponer de muchas placas, ya que la arquitectura no lo permitía. Por esta razón, se procuró que las columnas fueran peraltadas en dicha dirección. Sin embargo, al ser las columnas peraltadas en la dirección Y, y no en la X, como consecuencia se tiene que las columnas no aporten mucha rigidez lateral en esta última dirección. Es por ello que en la dirección X se colocaron la placa de la escalera, la del ascensor, la placa 3 y la placa 4, las que controlaron satisfactoriamente los desplazamientos en dicha dirección.

La zona donde se colocará el ascensor se estructuró con placas, con el fin de contribuir a un mejor comportamiento de los desplazamientos laterales del edificio en ambas direcciones.

En cuanto a los espesores de las placas y columnas, a la mayoría de estas últimas se les consideró un ancho de 30 cm., salvo excepciones, mientras que a las placas se les consideraron espesores de 25 y 30 cm.

En el capítulo de predimensionamiento se mostrará un plano a escala reducida del encofrado del sótano, donde se puede apreciar la estructuración realizada y el predimensionamiento hecho de los elementos estructurales.

CAPÍTULO 2

PREDIMENSIONAMIENTO

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales principales, se adoptaron algunos criterios y recomendaciones que se presentan a continuación:

2.1 LOSAS ALIGERADAS

Para los aligerados armados en una dirección y con sobrecargas de hasta 350 Kg. por metro cuadrado se pueden emplear los siguientes peraltes:

H = 17 cm.	para luces menores de 4 m.
H = 20 cm.	para luces comprendidas entre 4 y 5 m.
H = 25 cm.	para luces comprendidas entre 5 y 6 m.
H = 30 cm.	para luces comprendidas entre 6 y 7.5 m.

Donde: “H” es el peralte total de la losa aligerada incluyendo los 5 cm. de losa superior. Estos valores no son exactos y podrían abarcar hasta 5.5 m. para el H = 20 cm., y hasta 6.5 para el H = 25 cm.

Tomando este criterio como base, se decidió predimensionar con peralte de 25 cm. a las losas aligeradas entre los ejes 2 y 3 ó 4 (ver plano), ya que la luz libre mayor es de 6 m. Del mismo modo, entre los ejes 3 ó 4 y el eje 5, se decidió predimensionar con peralte de 20 cm. a las losas aligeradas.

El sector ubicado entre los ejes 1 y 2, y los ejes C y D, también se predimensionó con peralte de 20 cm.

Luego del predimensionamiento, en el diseño de los aligerados se verificó que, con el peralte asignado a cada tramo, se resistieran las fuerzas cortantes adecuadamente y que las cuantías de refuerzo en cada sección fueran razonables.

2.2 LOSAS MACIZAS

Para las losas macizas armadas en una dirección, los criterios y recomendaciones de orden práctico sostienen que, para luces entre 5 y 6.5 m., un peralte de 20 cm. es adecuado; sin embargo, la losa ubicada en el techo del sótano, entre los ejes E y F y los ejes 1 y 5, por las cargas actuantes en ella, se predimensionó con peralte de 25 cm.

Para la losa armada en dos direcciones, ubicada entre los ejes D y E y los ejes 1 y 2, se hizo uso del criterio que sostiene que el peralte se puede predimensionar mediante la fórmula: $H = L / 40$. Midiendo la dimensión mayor y aplicando la fórmula se obtiene que el peralte recomendado es de: $H = 5.9 / 40 = 0.1475$ m.; es decir, se recomienda un peralte de 15 cm.; sin embargo, por las cargas actuantes en ella, se predimensionó con un peralte de 20 cm.

2.3 VIGAS

Para predimensionar las vigas se empleó el criterio que recomienda que, el peralte debe ser del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, mientras que el ancho, del orden de 3/10 a 1/2 del peralte de la viga.

La Norma Peruana recomienda que las vigas que formen parte de pórticos o elementos sismorresistentes no deberán tener un ancho menor a 25 cm. Tomando como base lo anterior, se predimensionaron las vigas en base a la luz más desfavorable:

En la dirección Y, la luz promedio de los tramos de las vigas ubicados entre los ejes 2 y 4 es de 6.64 m., siendo el mayor valor la luz libre de 6.9 m., mientras que en la dirección X, la luz mayor es de 6 m.

Para la luz mayor de las dos direcciones se tendría:

$$H = 690 / 10 = 69 \text{ cm.} \quad \text{a} \quad H = 690 / 12 = 57.5 \text{ cm.}$$

En base a este criterio, se decidió emplear un peralte de 70 cm. para las vigas. Es cierto que no todos los tramos debieron tener dicho peralte, sin embargo se optó por ello para uniformizar a la estructura.

Con respecto a la dimensión del ancho de las vigas, en algunos pórticos se dimensionaron con 25 cm., mientras que en otros, con 30 cm., salvo excepciones.

Posteriormente se verificó que estos anchos asignados fueran adecuados para soportar los esfuerzos a los que estarán sometidas las vigas.

Cabe mencionar que el tramo de las vigas del pórtico del eje D, ubicado entre la columna P.5 y la Placa 4, se dimensionó con una sección de 80 x 20 cm. Esto se hizo con la finalidad de disipar energía, ya que al estar dicho tramo ubicado entre una placa y una columna peraltada, y debido a su corta luz, se producen grandes concentraciones de esfuerzos en esa zona. El que dicho tramo de viga tenga este peralte y por consiguiente una inercia relativamente baja, permite que los esfuerzos actuantes también sean bajos, lo que no hubiese ocurrido de haberse dimensionado dicha sección con el peralte de 70 cm., como se ha considerado para la mayoría de vigas de la edificación.

2.4 COLUMNAS

Las columnas son elementos sometidos a flexo-compresión, por consiguiente, son dos variables a tomar en cuenta para el predimensionamiento.

Si una columna soporta mucho momento, se buscará que tenga un mayor peralte. Si tuviera mucha carga y poco momento, interesará buscar una sección suficiente y no interesará el peralte. Es por esto que en un edificio, como el de esta tesis, por estas razones y por razones arquitectónicas, se tienen columnas en forma de T, en L, rectangulares o cuadradas.

Actualmente, la mayoría de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo cual permite reducir significativamente los momentos en las columnas debidos a los sismos. Es por ello que en edificios que tengan placas en ambas direcciones, de tal modo que la resistencia y la rigidez lateral estén controladas básicamente por ellas, las columnas se pueden predimensionar con el siguiente criterio basado en las cargas estáticas: $\text{Área} = \text{Carga Axial} / 100$, donde:

$\text{Área} = \text{Área inicial de la columna requerida para el predimensionamiento (cm}^2\text{)}$.

$\text{Carga Axial} = \text{Carga axial total (en servicio) en la base de la columna (Kg.)}$.

Este criterio funciona bien para cargas mayores a 180 Ton.

Lo que se suele hacer para predimensionar las columnas es, según la arquitectura, definir unas dimensiones tentativas para éstas. Para esto también se debe tener en cuenta

en qué dirección puede no tener tanta rigidez la edificación, para poder dotar de un adecuado peralte a las columnas en esa dirección, de tal modo que puedan contribuir con la rigidez del edificio, sin que dicho peralte afecte a la arquitectura.

Una vez definida una dimensión inicial de la columna, se procede a estimar la carga que recibirá. Esto se hace estimando un valor aproximado de carga total por metro cuadrado de estructura, la cual, para un edificio de estas características, con bastante tabiquería, suele estar entre 1.1 a 1.3 Ton/m². Definido este valor, se multiplica por el área tributaria de la columna y luego por el número de pisos. Con esto se obtiene un peso estimado que carga la columna, el cual dividido entre 100, nos dará un área de sección para la columna ($\text{Área} = \text{Carga Axial} / 100$). Lo que se debe buscar en el predimensionamiento, es que el área de la sección de la columna asignada inicialmente, no sea menor que lo que se requiere por esta fórmula.

Para el caso de este proyecto, todas las columnas rectangulares cumplieron con tener un área mayor que la necesaria por predimensionamiento. Por ejemplo las columnas P.3, P.6 y P.7 tienen un área transversal ligeramente mayor que la que necesitan. Sin embargo, no todo depende de la carga vertical. Hay otros factores a tomar en cuenta para dimensionar la sección de una columna, y como ya se mencionó, está la arquitectura, la rigidez lateral que se crea conveniente dar, la probabilidad de que estas columnas puedan tener valores de momentos relativamente considerables que hagan que los diagramas de interacción no sean tan holgados en algunos pisos, etc. Por estas razones, se decidió darles una sección de 30 x 100 cm.

Para el caso de la columna P.4, la carga actuante fue de 300.78 Ton y aplicando la fórmula se obtuvo que el área requerida por predimensionamiento fue de: $\text{Área} = 3007.8 \text{ cm}^2$. Por tal motivo, se decidió darle una sección de 30 x 100 cm.

La columna P.5 inicialmente se había pensado dimensionar con una sección de 30 x 100 cm. con la intención de no afectar la arquitectura, a pesar de que la carga axial del metrado de cargas estáticas indicaba, según la fórmula de predimensionamiento, que el área debía ser mayor ($\text{Área} = 375.4 \times 1000 / 100 = 3754 \text{ cm}^2$). Lo que sucede es que se pensó que quizá al hacer un cálculo más exacto, mediante un diagrama de interacción, podía resultar que no se requiriese de tanta sección de columna. Más adelante se verá, pero eso ya es tema del capítulo de columnas, que teóricamente esta sección si cumplió,

el problema fue que la cuantía necesaria era de 4.4 %, y como también se mencionará más adelante, esta cuantía no es recomendable por la congestión del acero. Por ello, habiéndose visto que no afectara a la arquitectura, esta columna se ensanchó de 30 a 40 cm. en el sótano y el primer piso.

En el caso de la columna P.8, en forma de T para los primeros pisos, y en forma de L para los superiores, básicamente se dimensionó de esa manera, para que contribuya en ambas direcciones a la rigidez del edificio.

En el caso de las columnas esquineras P.1, P.2 y P.9, éstas se dimensionaron en forma de L, aprovechando la arquitectura, para que contribuyan a la rigidez del edificio y también, para que el refuerzo de las vigas pueda tener una adecuada longitud de anclaje.

2.5 PLACAS

Para el predimensionamiento del espesor de las placas de una edificación, en cada dirección, se puede hacer uso de un método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base, con el método estático establecido en la Norma Peruana Sismorresistente, e igualarlos a la suma de la resistencia al corte de las placas. El cálculo referencial de la sumatoria de la resistencia al corte de las placas se puede estimar considerando sólo el aporte del concreto mediante la siguiente expresión:

$0.53 \sqrt{f'c} b \times L$, donde:

b = Espesor referencial estimado de las placas.

L = Sumatoria de los metros lineales posibles de placas.

Los metros lineales posibles de placas ya se habrían definido previamente al estructurar la edificación.

Este método planteado líneas arriba es referencial. La evaluación final de la longitud y espesor de las placas sólo se obtiene luego de realizar un análisis sísmico.

Cuando se predimensiona, se debe tener en cuenta que el espesor mínimo de las placas es de 10 cm. También hay otros factores que influyen en el dimensionamiento de las mismas, como por ejemplo:

- La magnitud de la carga vertical actuante.

- Los efectos locales de las placas, como por ejemplo, los lugares con cargas concentradas.
- Las longitudes de anclaje para las vigas que llegan perpendicularmente a las placas.
- Los aspectos constructivos y económicos, como por ejemplo el costo de tarrajear y pintar un muro de ladrillos contra el costo de un muro de concreto expuesto.

A continuación, se presenta un plano a escala reducida del encofrado del sótano, donde se puede apreciar la estructuración realizada y el predimensionamiento hecho de los elementos estructurales:



CAPÍTULO 3

METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD DE PLACAS Y COLUMNAS

Para calcular los pesos actuantes en cada una de las columnas y en los diferentes puntos de carga de las placas, se definieron los pesos actuantes en la edificación, tanto de carga muerta como de carga viva, los cuales se muestran a continuación:

Cargas Muertas:

Peso del concreto	=	2,400 Kg. / m ³
Peso del aligerado de 20 cm.	=	300 Kg. / m ²
Peso del aligerado de 25 cm.	=	350 Kg. / m ²
Peso del piso terminado	=	100 Kg. / m ²
Peso de tabiquería de ladrillo (e = 10 cm.)	=	190 Kg. / m ²
Peso de tabiquería de ladrillo (e = 15 cm.)	=	285 Kg. / m ²
Peso de tabiquería de ladrillo (e = 25 cm.)	=	475 Kg. / m ²
Peso de tabiquería de ladrillo (e = 30 cm.)	=	570 Kg. / m ²
Parapeto de concreto 0.9 x 0.15	=	324 Kg. / m
Vigas de 30 x 70	=	504 Kg. / m
Vigas de 25 x 70	=	420 Kg. / m
Vigas de 80 x 20	=	384 Kg. / m

Cargas Vivas:

s/c viviendas	=	200 Kg. / m ²
s/c corredores y escaleras	=	200 Kg. / m ²
s/c azotea	=	100 Kg. / m ²
s/c ascensor y cuarto de máquinas (fondo y tapa)	=	1,000 Kg. / m ²
s/c fondo tanque elevado	=	2,000 Kg. / m ²
s/c estacionamientos	=	250 Kg. / m ²

En las losas del fondo y tapa de la zona del ascensor y del cuarto de máquinas se consideró la misma sobrecarga, 1000 Kg./m², debido a que, si bien es cierto que la máquina se apoya en la losa del fondo, los ganchos y la polea cuelgan de la tapa, entonces en realidad la s/c se la lleva la losa de la tapa.

Por otro lado, en la losa del fondo del tanque elevado, se consideró una sobrecarga de 2000 Kg. /m², ya que la altura del tanque es de 2 m. y el peso específico del agua es de 1000 Kg. /m³

En la losa de la tapa del tanque elevado, la sobrecarga considerada fue de 100 Kg./m² (s/c de azoteas).

Una vez definidos los pesos de la edificación, se hallaron las áreas tributarias de cada una de las columnas y de los diferentes puntos de carga de las placas y se calculó el peso de los elementos ubicados en dicha área en el extremo superior de la columna, así como su peso propio. Con esto, se hallaron los pesos de cada una de las columnas y las placas en todos los niveles de la edificación, tal como se mostrará más adelante.

3.1 EJEMPLO DE METRADO DE LA COLUMNA ESQUINERA P.9

AZOTEA

Peso propio de la columna	=	2.85 m x 0.42 m ² x 2.4 Ton / m ³	=	2.87 Ton.
Vigas (30 x 70)	=	6.25 m x 0.504 Ton / m	=	3.15 Ton.
Parapeto (h=0.9 m)	=	7.75 m x 0.324 Ton / m	=	2.51 Ton.
Aligerado (h=0.25 m)	=	12.45 m ² x 0.35 Ton / m ²	=	4.36 Ton.
Piso terminado	=	13.58 m ² x 0.1 Ton / m ²	=	1.36 Ton.
Cargas del voladizo	=	0.549 Ton / m x 2.9 m x (1.45 / 6.9)		
		+ 0.414 Ton x (3.1 / 6.9)	=	0.52 Ton.

			CM	= 14.77 Ton.
Sobrecargas	=	13.58 m ² x 0.10 Ton / m ²	=	1.36 Ton.

			CV	= 1.36 Ton.

PISO TÍPICO

Peso propio de la columna	=	2.85 m x 0.42 m ² x 2.4 Ton / m ³	=	2.87 Ton.
Vigas (30 x 70)	=	6.25 m x 0.504 Ton / m	=	3.15 Ton.
Aligerado (h=0.25 m)	=	12.45 m ² x 0.35 Ton / m ²	=	4.36 Ton.
Piso terminado	=	13.39 m ² x 0.1 Ton / m ²	=	1.34 Ton.
Cargas del voladizo	=	0.49 Ton. (Sumatoria)	=	0.49 Ton.
Tabique (e =15 cm; h=0.6 m)	=	0.6 m x 6.25 m x 0.285 Ton / m ²	=	1.07 Ton.
Tabique (e =15 cm; h=2.55 m)	=	3 m x 2.55 m x 0.285 Ton / m ²		
		x (3 / 6.9)	=	0.95 Ton.
Tabique (e =15 cm; h=2.10 m)	=	0.7 m x 2.10 m x 0.285 Ton / m ²		
		x (3 / 6.9)	=	0.18 Ton.
Tabiquería adicional (e = 15 cm; h = 2.55 m. y h = 2.10 m)	=		=	0.61 Ton.

			CM	= 15.01 Ton.
Sobrecargas	=	13.39 m ² x 0.2 Ton / m ²	=	2.68 Ton.

			CV	= 2.68 Ton.

SÓTANO

Peso propio de la columna	=	2.95 m x 0.42 m ² x 2.4 Ton / m ³	=	2.97 Ton.
Vigas (30 x 70)	=	6.25 m x 0.504 Ton / m	=	3.15 Ton.
Viga (40 x 40)	=	2.075 m x 0.384 Ton / m	=	0.80 Ton.
Aligerado (h=0.25 m)	=	12.45 m ² x 0.35 Ton / m ²	=	4.36 Ton.
Losa (h=0.20 m)	=	6.34 m ² x 0.48 Ton / m ²	=	3.04 Ton.
Losa (h=0.25 m)	=	18.56 m ² x 0.6 Ton / m ²	=	11.14 Ton.
Piso terminado	=	(13.39 + 12.38 + 14.18) m ²		
		x 0.1 Ton / m ²	=	4.00 Ton.
Tabique (e =15 cm; h=0.6 m)	=	0.6 m x 6.25 m x 0.285 Ton / m ²	=	1.07 Ton.
Tabique (e =15 cm; h=2.55 m)	=	3 m x 2.55 m x 0.285 Ton / m ²		
		x (3 / 6.9)	=	0.95 Ton.

Tabiquería adicional (e = 15 cm; h = 2.55 m.)	=	0.58 Ton.

CM	=	32.05 Ton.

Sobrecargas:

Aligerado (h=0.25 m)	=	13.39 m ² x 0.2 Ton / m ²	=	2.68 Ton.
Losa (h=0.20 m)	=	12.38 m ² x 0.25 Ton / m ²	=	3.10 Ton.
Losa (h=0.25 m)	=	13.35 m ² x 0.75 Ton / m ²	=	10.01 Ton.
Viga (40 x 40)	=	0.83 m ² x 0.25 Ton / m ²	=	0.21 Ton.

CV	=			16.00 Ton.

3.2 RESUMEN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS

A continuación, se presenta el resumen de cargas de las columnas. Solamente para el caso de la columna P.1, se mostrarán, adicionalmente de las cargas parciales, las cargas acumuladas:

Metrado de Columna P.1

Piso	CM Parcial	CM Acumulada	CV Parcial	CV Acumulada
8	7.88	7.88	0.53	0.53
7	9.49	17.37	1.02	1.55
6	9.49	26.86	1.02	2.57
5	9.49	36.35	1.02	3.59
4	9.49	45.84	1.02	4.61
3	9.49	55.33	1.02	5.63
2	9.49	64.82	1.02	6.65
1	9.49	74.31	1.02	7.67
Sótano	3.06	77.37	0.16	7.83

Columna P.2

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
8	8.28	0.60	15.40	1.60
7 al 1	10.05	1.12	22.42	2.90
Sótano	4.68	1.38	9.25	0.94

Columna P.3

Columna P.4

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
8	18.15	2.67	22.47	3.34
7 al 2	29.72	5.32	37.07	6.71
1	29.72	5.32	37.69	6.71
Sótano	29.35	5.33	37.19	6.71

Columna P.5

Columna P.6

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
Techo del C. Máquinas	----	----	3.09	2.80
Fondo del C. Máquinas	----	----	4.98	2.44
8	16.38	1.81	20.20	2.06
7 al 3	22.26	3.58	20.47	3.64
2	22.26	3.58	22.85	4.23
1	22.26	3.58	21.02	3.64
Sótano	28.30	14.88	23.25	4.96

Columna P.7

Columna P.8

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
8	21.10	2.32	14.77	1.36
7 al 3	24.52	4.45	15.01	2.68
2	28.89	5.59	15.01	2.68
1	26.25	4.65	15.01	2.68
Sótano	32.33	10.21	32.05	16.00

Columna P.9

Columna P.10

Columna P.11

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
2	6.74	0.84	----	----
1	4.00	0.13	----	----
Sótano	6.16	2.84	5.08	3.75

3.3 RESUMEN DE CARGAS DE LAS PLACAS

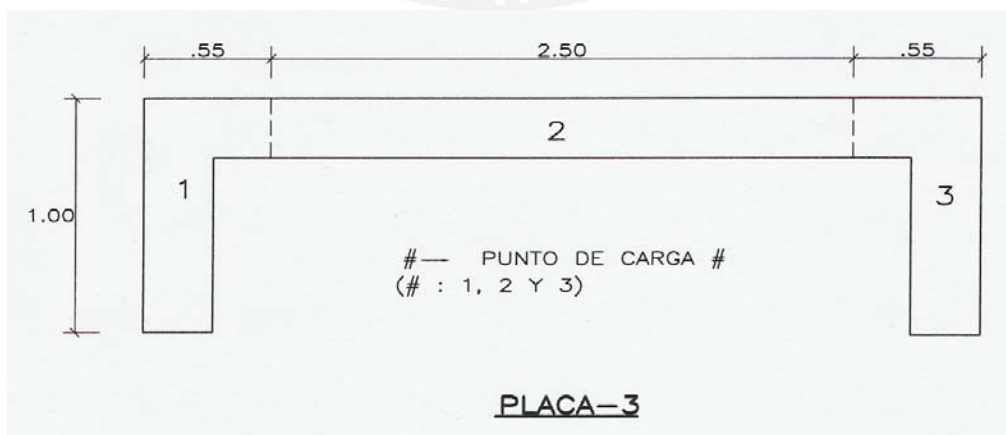
A continuación, se presenta el resumen de cargas de las placas y de los respectivos puntos de carga de algunas de ellas. Solamente para el caso de la Placa 3, se mostrarán, adicionalmente de las cargas parciales, las cargas acumuladas:

Placa 1

Placa 2

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
8	13.71	1.35	20.37	2.30
7 al 1	14.07	2.66	25.02	4.52
Sótano	6.08	0.80	25.33	4.52

Metrado de la Placa 3



Punto 1

Piso	CM Parcial	CM Acumulada	CV Parcial	CV Acumulada
8	7.61	7.61	0.50	0.50
7	11.00	18.61	0.93	1.43
6	11.00	29.61	0.93	2.36
5	11.00	40.61	0.93	3.29
4	11.00	51.61	0.93	4.22
3	11.00	62.61	0.93	5.15
2	11.00	73.61	0.93	6.08
1	11.00	84.61	0.93	7.01
Sótano	4.74	89.35	0.09	7.10

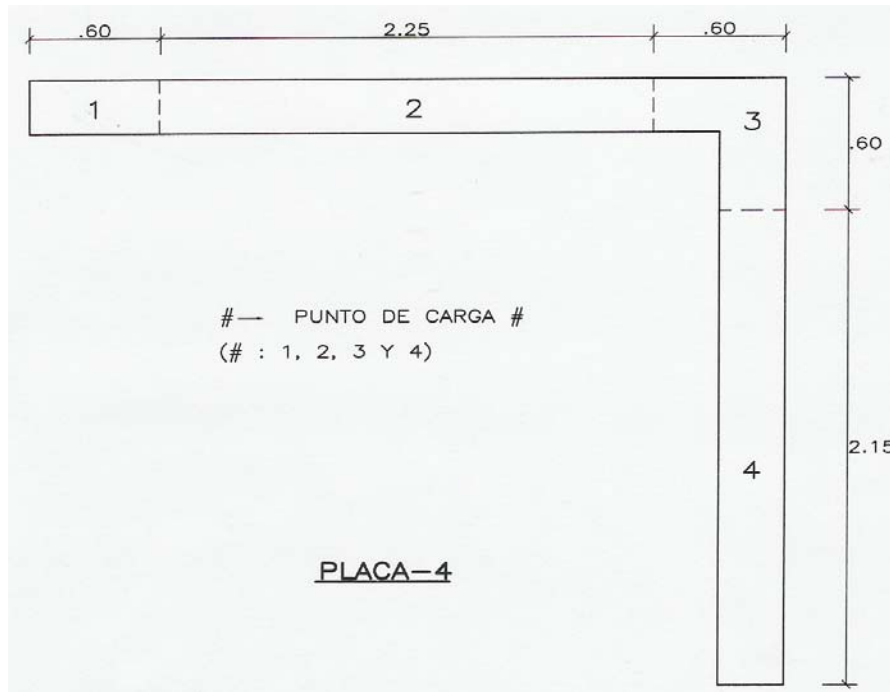
Punto 2

Piso	CM Parcial	CM Acumulada	CV Parcial	CV Acumulada
8	6.67	6.67	0.45	0.45
7	5.84	12.51	0.85	1.30
6	5.84	18.35	0.85	2.15
5	5.84	24.19	0.85	3.00
4	5.84	30.03	0.85	3.85
3	5.84	35.87	0.85	4.70
2	5.84	41.71	0.85	5.55
1	5.84	47.55	0.85	6.40
Sótano	6.06	53.61	0.85	7.25

Punto 3

Piso	CM Parcial	CM Acumulada	CV Parcial	CV Acumulada
8	3.49	3.49	0.07	0.07
7	3.29	6.78	0.11	0.18
6	3.29	10.07	0.11	0.29
5	3.29	13.36	0.11	0.40
4	3.29	16.65	0.11	0.51
3	3.29	19.94	0.11	0.62
2	3.29	23.23	0.11	0.73
1	3.29	26.52	0.11	0.84
Sótano	3.42	29.94	0.11	0.95

Metrado de la Placa 4



Punto 1

Piso	CM Parcial	CV Parcial	Punto 2 CM Parcial	CV Parcial
8	2.79	0.10	6.30	0.48
7 al 1	2.79	0.18	5.79	0.92
Sótano	2.83	0.18	6.00	0.92

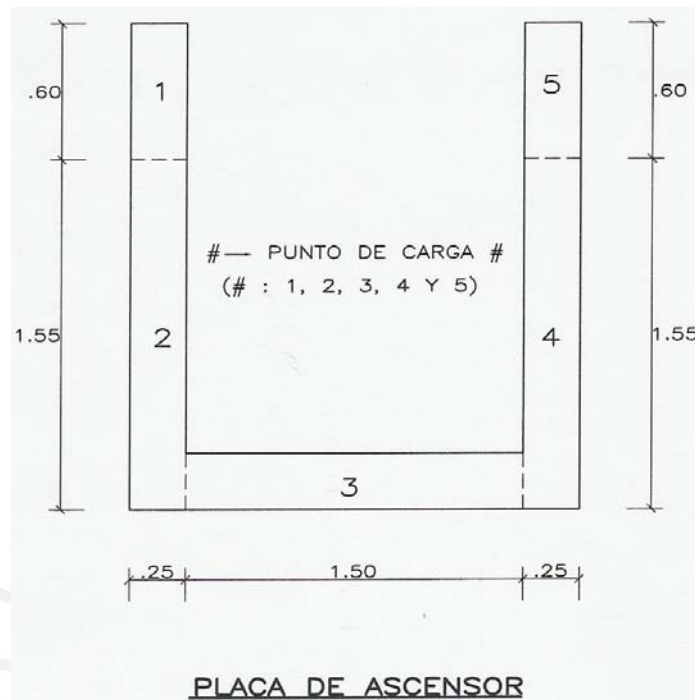
Punto 2

Punto 3

Piso	CM Parcial	CV Parcial	Punto 4 CM Parcial	CV Parcial
8	5.97	0.41	5.14	0.18
7 al 1	8.28	0.62	5.21	0.25
Sótano	1.97	0.10	4.83	0.16

Punto 4

Metrado de la Placa del Ascensor



Piso	Punto 1		Punto 2	
	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
Techo del C. Máquinas.	8.2	2.47	3.43	0.95
Fondo Tanque.	2.88	5.8	----	----
Fondo del C. Máquinas.	1.7	1.6	1.9	0.6
8	5.81	0.95	2.71	0.02
7 al 1	8.17	0.95	2.86	0.00
Sótano	8.20	0.98	3.53	0.03
Fosa	0.79	0.00	2.05	0.00

Piso	Punto 3	
	CM Parcial	CV Parcial
Techo del C. Máquinas.	3.36	1.00

Fondo del		
C. Máquinas.	1.89	0.63
8	2.52	0.00
7 al 1	2.52	0.00
Sótano	2.61	0.00
Fosa	1.98	0.00

Punto 4

Punto 5

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
Techo del				
C. Máquinas.	3.43	0.95	3.26	3.35
Fondo del				
C. Máquinas.	1.90	0.60	5.03	2.57
8	2.60	0.00	2.63	0.08
7 al 3	2.60	0.00	2.31	0.20
2	6.32	0.68	2.22	0.20
1	3.90	0.15	2.36	0.20
Sótano	2.70	0.00	2.20	0.26
Fosa	2.05	0.00	0.79	0.00

Metrado de la Placa de la Escalera



Punto 1

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
Techo Tanque.	5.01	0.28	4.26	0.23
Fondo Tanque.	2.21	4.10	5.10	3.40
8	2.74	0.42	6.96	0.93
7 al 1	3.35	0.39	6.96	0.93
Sótano	3.82	0.41	7.12	0.93
Cisterna	0.81	0.01	4.20	0.33

Punto 2

Punto 3

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
Techo Tanque.	1.52	0.04	5.10	0.31
Fondo Tanque.	1.88	0.18	5.96	4.85
8	3.21	0.18	5.75	0.37
7 al 1	3.03	0.18	5.75	0.44
Sótano	3.10	0.18	5.92	0.44
Cisterna	1.49	0.02	5.02	0.50

Punto 4

Punto 5

Piso	CM Parcial	CV Parcial	CM Parcial	CV Parcial
Techo Tanque.	2.90	0.18	-----	-----
Fondo Tanque.	2.66	2.71	-----	-----
8	11.80	3.27	1.80	0.12
7 al 1	15.69	3.32	1.80	0.14
Sótano	15.74	3.34	1.83	0.14
Cisterna	2.54	0.22	1.36	0.09

Punto 6

Punto 7

Piso	CM Parcial	CV Parcial
Techo Tanque.	4.43	1.82
Fondo Tanque.	1.97	2.34
Fondo del		
C. Máquinas.	2.36	1.04
8	4.80	0.89
7 al 1	4.75	0.87
Sótano	5.64	0.84
Cisterna	0.83	0.01

CAPÍTULO 4

ALIGERADOS

Las losas en general (aligeradas y macizas) son elementos que permiten que una edificación tenga techos y pisos. Sus funciones estructurales son básicamente dos: la primera es la de transmitir hacia las vigas las cargas propias de la losa, el piso terminado, sobrecargas y tabiques u otros elementos apoyados, y la segunda es la de unir la estructura de tal manera que se tenga un comportamiento uniforme en cada piso ante la acción de un sismo, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel.

Los encofrados de los diferentes pisos de este edificio se separaron en tres grupos: el encofrado del sótano, el de la planta típica y el de la azotea. Cada uno de ellos fue seccionado en diferentes franjas (diseños independientes) según el sentido del aligerado, el espesor del mismo, los tipos de apoyo que tuviera (columna, viga, etc.), la cantidad de tramos que tuviera, la longitud de sus tramos o la variación de alguno de ellos y, el tipo de cargas que presentase, como por ejemplo, cargas puntuales en diferentes ubicaciones (posteriormente se mostrará un esquema donde se aprecian las diferentes franjas tomadas para la planta típica). Una vez diseñadas cada una de las secciones de los aligerados, se procuró uniformizar los fierros de secciones cercanas, con el fin de obtener un diseño ordenado.

4.1 COMENTARIOS GENERALES

- Se han colocado unas “costuras” al centro de los tramos de los aligerados de luces mayores de 5 m., con la finalidad de que ayudándose una vigueta con la otra, se puedan uniformizar las deflexiones de las mismas. Esto se hace pensando en que si por ejemplo en algún momento actuase una carga considerable sobre una vigueta, las viguetas próximas la puedan ayudar a que no se defleccione tanto. Es cierto que aunque no se unieran

mediante la costura igual se ayudarían entre ellas, pero si se hace esto, con mayor razón se ayudarán, puesto que se están entrelazando todas.

Para el refuerzo colocado en las costuras se tomó como base la recomendación dada por el asesor de esta tesis, que define el diámetro de refuerzo a emplearse en función del espesor del aligerado, las cargas actuantes y la luz a cubrir. Considerando esto, se colocaron $2\phi 1/2''$.

- En algunos tramos, cuando se tuvo en los apoyos valores de momento elevados, y al refuerzo colocado le faltó un poco de área para cubrir lo requerido en dicha sección, se procuró dotar de un poco más de refuerzo al tramo de momento positivo.

- En algunas de las secciones modeladas del aligerado, cuando pasado el apoyo extremo se tenía un aligerado en otro sentido, se procuró pasar 40 cm., medido desde la cara del apoyo, el fierro negativo, de tal modo que alcanzara a llegar a la primera vigueta de aligerado en el otro sentido. Esto con la intención de integrar los aligerados.

4.2 DISEÑO DE UN ALIGERADO

A continuación, se procederá a mostrar el diseño de la sección 3 de la planta típica.

Las cargas actuantes son:

- Peso propio: W (Ton. / m^2) \times B (m.) \times factor de amplificación de carga muerta = $0.35 \times 0.4 \times 1.5 = 0.21$ Ton./ m.

- Piso terminado: W (Ton. / m^2) \times B (m.) \times factor de amplificación de carga muerta = $0.1 \times 0.4 \times 1.5 = 0.06$ Ton./ m.

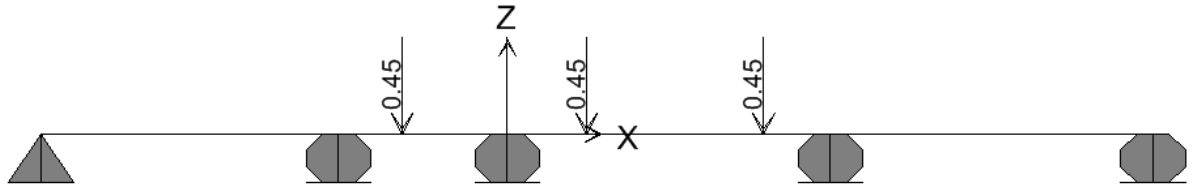
- Tabiques de albañilería (cargas puntuales): $[(19 \text{ Kg. / } m^2 \times \text{cm.}) \times e \times h \times B] \times$ factor de amplificación de carga muerta = $(19 \times 15 \times 2.6 \times 0.4 \times 1.5) / 1000 = 0.45$ Ton.

- Carga viva: Considerando que la sobrecarga actuante es la correspondiente a viviendas (200 Kg. / m^2): W (Ton. / m^2) \times B (m.) \times factor de amplificación de carga viva = $0.2 \times 0.4 \times 1.8 = 0.144$ Ton./m. Para el diseño se consideró alternancia de la carga viva;

sin embargo, posteriormente se hará un comentario sobre qué hubiese pasado si no se hubiese considerado.

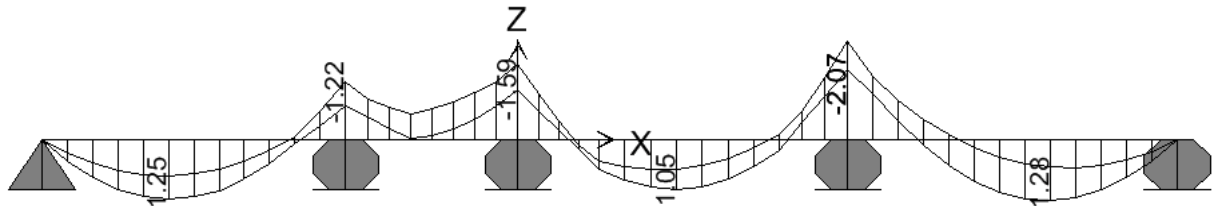
Todas estas cargas se calcularon para 0.40 m. de ancho, ya que ese es el ancho tributario de las viguetas.

A continuación se presentan las cargas puntuales actuantes (amplificadas) en la sección 3:

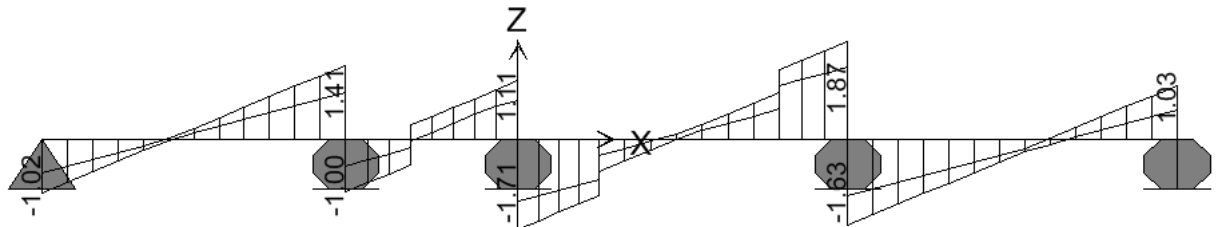


Las cargas del peso propio y del piso terminado actúan como carga repartida a lo largo de todo el aligerado. La de la carga viva actúa como carga repartida en diferentes tramos del aligerado, dependiendo de la alternancia.

La Envolvente del Diagrama de Momento Flector (DMF) obtenido del análisis fue:



Y el Diagrama de Fuerza Cortante (DFC) fue:



Conocidos los momentos últimos, se procedió a calcular el área de acero requerida en cada sección del aligerado.

$$M_{u+} = 1.25 \text{ Ton.} \times \text{m.} \rightarrow \text{Requiere un área de acero de } 1.53 \text{ cm}^2. \rightarrow 1/2''\phi + 3/8''\phi$$

- $M_{u-} = 1.22 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 1.60 cm^2 . $\rightarrow 1/2''\phi + 3/8''\phi$
 $M_{u-} = 1.59 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 2.17 cm^2 . $\rightarrow 1/2''\phi + 1/2''\phi$
 $M_{u+} = 1.05 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 1.28 cm^2 . $\rightarrow 3/8''\phi + 3/8''\phi$
 $M_{u-} = 2.07 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 2.96 cm^2 . $\rightarrow 5/8''\phi + 1/2''\phi$
 $M_{u+} = 1.28 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 1.57 cm^2 . $\rightarrow 1/2''\phi + 3/8''\phi$

En los Apuntes del curso de Concreto Armado 1, se recomiendan unos valores mínimos para las áreas de acero de los aligerados; así tenemos:

Para aligerado de 25 cm.: $A_s^+ \text{ min.} = 0.74 \text{ cm}^2$. y $A_s^- \text{ min.} = 1.47 \text{ cm}^2$.

Sin embargo, el valor de acero mínimo exigido para los negativos es elevado. Es por ello que este mismo Manual sostiene que: *“la experiencia ha demostrado que los aligerados con armaduras negativas por debajo del mínimo exigido, se han comportado satisfactoriamente. Por tal motivo, puede emplearse un área de acero mínimo igual a 1.3 veces el área de acero requerida por el cálculo”*. Para el diseño de los aligerados se procuró cumplir con este criterio.

Debido a la continuidad del aligerado y a su corta luz, el segundo tramo empezando por la izquierda, no presenta un valor de momento positivo; sin embargo, se consideró $1\phi 3/8''$.

En este mismo tramo, debido a su corta luz, se prefirió “correr” el mismo refuerzo negativo en ambos apoyos, colocando el mayor de ellos ($1/2''\phi + 1/2''\phi$) en lugar de colocar bastones, ya que estos hubiesen quedado bastante cercanos.

En los apoyos extremos se colocaron bastones tomando como base la fórmula $1/24 (w l_n^2)$:

$$W_u = 0.414 \text{ Ton./m.}$$

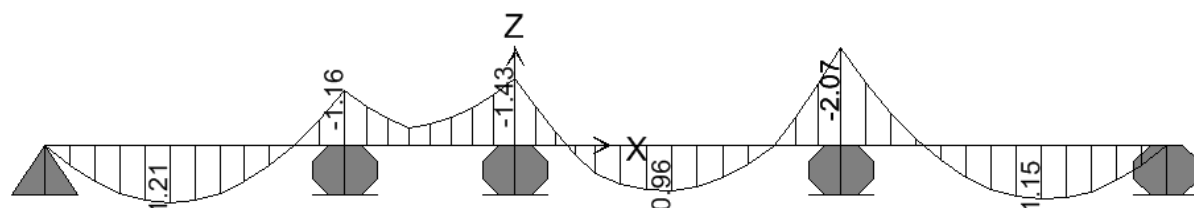
$$L_n = 6 \text{ m.}$$

Por lo tanto el momento es: $0.62 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Área de acero = 0.78 cm^2 . $\rightarrow \phi 1/2''$.

El corte de los fierros, tanto positivos como negativos, se hizo de la siguiente manera: se partió asumiendo un punto de corte del fierro y, restándole (al negativo) o

sumándole (al positivo), según sea el caso, el 12db ó el d (el que fuera mayor), se obtuvo el punto teórico de corte. Ubicado este punto, se vio en el DMF qué momento último se tenía y para dicho momento se calculó qué área de acero se necesitaría. Si el área de acero del cálculo, requerida en dicho punto, era mayor que la colocada, se intentaba con otra longitud para el corte del fierro hasta que el área de acero requerida por el cálculo fuera menor. Si con estas variaciones aún no era suficiente, se variaba la disposición de los fierros colocados.

A modo de comparación, se analizará qué hubiese pasado si no se hubiese considerado alternancia de la carga viva. De haber sido así, el DMF hubiera sido el siguiente:



Con estos valores de momentos se hubiesen obtenido las siguientes áreas de acero:

- $M_{u+} = 1.21 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 1.48 cm^2 (Envol.: 1.53 cm^2).
- $M_{u-} = 1.16 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 1.52 cm^2 (Envol.: 1.60 cm^2).
- $M_{u-} = 1.43 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 1.92 cm^2 (Envol.: 2.17 cm^2).
- $M_{u+} = 0.96 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 1.17 cm^2 (Envol.: 1.28 cm^2).
- $M_{u-} = 2.07 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 2.96 cm^2 (Envol.: 2.96 cm^2).
- $M_{u+} = 1.15 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 1.41 cm^2 (Envol.: 1.57 cm^2).

Comparando estas áreas, con las áreas de acero obtenidas del DMF de la Envolvente que sí incluyó la alternancia de las cargas, se concluyó que sólo dos valores hubiesen hecho la diferencia en cuanto al fierro colocado, y estos valores son:

El momento negativo de 1.43 Ton. x m. , cuya área de acero requerida fue de 1.92 cm^2 , lo que hubiese hecho que se colocara $1/2''\phi + 3/8''\phi$, en lugar de $1/2''\phi + 1/2''\phi$, obtenido

del valor de 2.17 cm^2 ; y el momento positivo de 0.96 Ton. x m. , cuya área de acero requerida fue de 1.17 cm^2 , lo que hubiese hecho que se colocara $1\phi 1/2''$, en lugar de $3/8''\phi + 3/8''\phi$, obtenido del valor de 1.28 cm^2 . Es cierto que teóricamente este último valor de 1.28 cm^2 también hubiese cumplido con $1\phi 1/2''$, sin embargo, no se vio conveniente dotar a un refuerzo positivo, de un área de acero con tan poca holgura (1.28 cm^2 contra 1.29 cm^2 que tiene $1\phi 1/2''$).

Como se puede observar, la variación entre hacer o no alternancia para un aligerado no es tanta, y es por ello que para obtener de una manera rápida los diseños, algunos ingenieros diseñadores, para un edificio de estas características, con tramos no muy largos y una sobrecarga normal de 200 Kg./ m^2 , no hacen alternancia y a los resultados obtenidos de las áreas de acero les aumentan un 10% , aproximadamente. Otros diseñadores lo que hacen es ser generosos con el refuerzo en las zonas de los momentos positivos, con la finalidad de que estén preparados para una redistribución de los momentos negativos, de producirse algún momento negativo máximo debido a alguna de las distribuciones de la carga viva (alternancia).

Definitivamente, estos dos últimos criterios de orden práctico tienen un pequeño margen de error, pero para resultados prácticos, es decir, para el refuerzo final colocado, esa pequeña variación no hace que el refuerzo varíe.

A continuación, se demostrará el criterio planteado anteriormente del 10% que usan algunos diseñadores:

$$1.48 \text{ cm}^2 \times 1.1 = 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow 1/2''\phi + 3/8''\phi$$

$$1.52 \text{ cm}^2 \times 1.1 = 1.67 \text{ cm}^2 \rightarrow 1/2''\phi + 3/8''\phi$$

$$1.92 \text{ cm}^2 \times 1.1 = 2.11 \text{ cm}^2 \rightarrow 1/2''\phi + 1/2''\phi$$

$$1.17 \text{ cm}^2 \times 1.1 = 1.29 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8''\phi + 3/8''\phi$$

$$2.96 \text{ cm}^2 \times 1.1 = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 5/8''\phi + 1/2''\phi$$

$$1.41 \text{ cm}^2 \times 1.1 = 1.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 1/2''\phi + 3/8''\phi$$

Con esto queda demostrado el criterio práctico planteado anteriormente. El refuerzo obtenido es igual que para el caso en que se consideró la alternancia de la carga viva.

Verificación por Cortante:

Luego de analizar los 4 tramos del aligerado, se vio que el que requería de ensanche por cortante era el tercer tramo empezando por la izquierda y cuyo cálculo presentamos a continuación:

Del DFC se obtuvo que el cortante último a d de la cara fue: $V_u = 1.72$ Ton.

La resistencia del concreto fue:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1.86 \text{ Ton.}$$

Se verificó si $V_u \leq \phi V_c$, lo cual no se cumplió.

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.86 = 1.58 \text{ Ton.}$$

Como no se cumplió que $V_u \leq \phi V_c$, se recurrió al ensanche alternado.

Para determinar la longitud del ensanche, se vio en el DFC a qué distancia de la cara se producía un cortante igual al $\phi V_c = 1.58$ Ton., el cual viene a ser el nuevo V_u . Esta distancia fue de 0.60 m.

Nuevamente se verificó que el nuevo ϕV_c fuera mayor al V_u :

Como en la zona del ensanche la vigueta se comporta como una losa, la fórmula para el cálculo de la resistencia del concreto ya no incluye el factor de 1.1. La fórmula es:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 4.23 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 4.23 = 3.6 \text{ Ton.}$$

Con lo que se cumple que $V_u \leq \phi V_c$.

Es clara la conveniencia del uso de ensanches en aligerados para mejorar la capacidad de resistir fuerzas cortantes. De no usar ensanches, sería necesario y menos económico:

- Aumentar la resistencia del concreto.
- Aumentar el ancho b_w de las viguetas.
- Aumentar el peralte h del aligerado.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS SÍSMICO

Para modelar el edificio, con el método de los pórticos planos, y hacer el análisis sísmico del mismo con el programa ETABS (versión 8.1.3), se siguieron los siguientes pasos que a continuación se mencionarán:

- Se definió la ubicación de los pórticos a modelar del edificio.
- Se definieron las propiedades del concreto empleado, el cual fue de una resistencia a la compresión ($f'c$) de 210 Kg. / cm². El módulo de elasticidad (E_c) correspondiente a este concreto se obtuvo de la fórmula siguiente:

$$E_c = 15000 \times \sqrt{f'c}, \text{ con lo que se obtuvo: } E_c = 217370.7 \text{ Kg. / cm}^2.$$

El módulo de Poisson (ν) tomado fue de: $\nu = 0.15$ (Manual del Curso de Concreto Armado 1).

- Se definieron en el programa las secciones de columnas, placas y vigas a utilizarse; es decir, se definieron sus dimensiones, área, constante torsional, momentos de inercia y áreas de corte.
- Definido lo anterior, se procedió al armado de cada pórtico.
- Se modeló la cimentación como empotrada.
- Se restringieron algunos movimientos laterales de algunos elementos al nivel + 0.00 m. y al nivel + 0.60 m., como por ejemplo para el caso de las placas y columnas ubicadas entre muros de contención.
- Se asignaron brazos rígidos a las vigas.
- Se calculó el área techada de cada nivel del edificio y para cada una de ellas se halló las inercias en cada dirección y la ubicación de su centroide.
- Se realizó un metrado de cargas muertas y cargas vivas en cada nivel del edificio y se consideró, para efectos sísmicos, un 25 % de la carga viva actuante (Artículo 16.3). Conocido el peso actuante ($CM + 0.25 CV$) en cada nivel, se dividió entre el valor de la gravedad y se obtuvo la masa, la cual fue asignada al centroide de cada nivel.

También se asignó (en el centroide) la inercia rotacional correspondiente a cada nivel, la cual se halló con la siguiente fórmula:

$$Inercia\ Rotacional = \frac{Masa}{Área} \times (I_x + I_y) \quad , \text{ donde } I_x \text{ es la inercia en la dirección X}$$

e I_y es la de la dirección Y.

- Se asignaron diafragmas rígidos a los diferentes niveles del edificio.
- Se restringieron los movimientos de cada centroide. Sólo se les permitió desplazarse en la dirección X e Y, y rotar alrededor de la dirección Z (dirección vertical).
- Se asignaron la cantidad de los modos de vibración, los cuales fueron de 3 por cada nivel (8 niveles): $3 \times 8 = 24$ modos de vibración.
- Se le asignó al programa un espectro de aceleraciones para cada dirección, mediante la siguiente fórmula, cuyos componentes definiremos posteriormente:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad , \text{ donde } g \text{ es la gravedad.}$$

El objetivo de asignar aceleraciones al modelo es que, como ya se tienen masas (asignadas en los centroides), se obtengan fuerzas en la estructura, ya que como se sabe: *Fuerza = Masa x aceleración*.

- Finalmente se analizó la estructura en 3 dimensiones con un amortiguamiento de 5 % y con una combinación modal CQC (Combinación Cuadrática Completa). Esta combinación es aceptada por la Norma Peruana Sismorresistente.

Los componentes de la fórmula de la aceleración espectral fueron obtenidos de la Norma Peruana Sismorresistente E. 030, y a continuación, se detalla como se obtuvo cada uno de ellos:

De la Tabla N°1, se obtuvo que el factor de zona (Z) correspondiente, interpretado como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, era de 0.4 debido a que el edificio está ubicado en Lima, y esta pertenece a la zona 3.

En el Artículo 6.2, que habla sobre las condiciones geotécnicas, se vio que el tipo de suelo en la cimentación del edificio pertenecía al Perfil Tipo S_1 (roca o suelo muy rígido), con lo que de la Tabla N°2 (Parámetros de Suelo) se obtuvo que el $T_p = 0.4$ y el $S = 1.0$, donde T_p es el período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo y el S es el factor de suelo.

Del Artículo 7, que habla del factor de amplificación sísmica (C), se tomó la siguiente fórmula:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) : C \leq 2.5, \text{ donde } T \text{ es el período de la estructura.}$$

En el Artículo 10, que habla sobre las categorías de las edificaciones, se vio que la estructura pertenecía al grupo C, de las edificaciones comunes, por lo que el factor de uso (U) que le correspondía era: $U = 1$

En el Artículo 12, que habla sobre los sistemas estructurales, se vio que el coeficiente de reducción (R) correspondiente a este edificio para ambas direcciones era: $R = 7$.

Este valor de R corresponde a un sistema dual; es decir, donde las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales.

En un sistema dual, los pórticos deben ser diseñados para tomar por lo menos 25 % del cortante en la base, lo cual se cumplió para el diseño del edificio.

Definido todo lo anterior, se ejecutó el programa con los centroides aún sin aplicarles la excentricidad accidental y de este análisis se obtuvo los períodos fundamentales para cada dirección, los cuales fueron:

$$T_x = 0.535 \text{ segundos.}$$

$$T_y = 0.592 \text{ segundos.}$$

Este análisis realizado, vendría a ser el análisis dinámico aún sin aplicar la excentricidad accidental.

Luego de ello, se aplicó la excentricidad accidental al análisis dinámico exigido por el Artículo 18.2.e, que sostiene lo siguiente: La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

Lo que normalmente se hace es reubicar el centroide con la excentricidad accidental en el punto opuesto hacia donde se tiene mayor rigidez, sin embargo, se optó por lo conservador, y se analizaron los 4 casos, es decir, moviendo el centroide hacia los 4 cuadrantes alrededor del centroide inicial. Con ello se analizaron los desplazamientos y se vio cuales eran los más desfavorables. De igual modo, para el análisis de las fuerzas y momentos, se trabajó con el que fuera el caso más conservador para cada uno de los pórticos.

Luego de haberse analizado los 4 casos, se obtuvo que los desplazamientos más desfavorables, para cada dirección, fueron los siguientes:

Dirección X:

Nudo	Desp. ETABS (cm.)	Desp. Real (cm.)	Desp. Entrepiso (cm.)	Δ/h	Máx. perm.
Piso 8 Pto. > despl.	1.221	6.413	0.861	0.0031	0.007
Piso 7 Pto. > despl.	1.057	5.551	0.919	0.0033	0.007
Piso 6 Pto. > despl.	0.882	4.632	0.962	0.0034	0.007
Piso 5 Pto. > despl.	0.699	3.670	0.974	0.0035	0.007
Piso 4 Pto. > despl.	0.513	2.696	0.934	0.0033	0.007
Piso 3 Pto. > despl.	0.336	1.762	0.825	0.0029	0.007
Piso 2 Pto. > despl.	0.178	0.937	0.625	0.0022	0.007
Piso 1 Pto. > despl.	0.059	0.312	0.312	0.0011	0.007

Dirección Y:

Nudo	Desp. ETABS (cm.)	Desp. Real (cm.)	Desp. Entrepiso (cm.)	Δ/h	Máx. perm.
Piso 8 Pto. > despl.	1.622	8.516	1.009	0.0036	0.007
Piso 7 Pto. > despl.	1.430	7.507	1.115	0.0040	0.007
Piso 6 Pto. > despl.	1.218	6.392	1.208	0.0043	0.007
Piso 5 Pto. > despl.	0.987	5.184	1.265	0.0045	0.007
Piso 4 Pto. > despl.	0.747	3.920	1.260	0.0045	0.007
Piso 3 Pto. > despl.	0.507	2.659	1.166	0.0042	0.007
Piso 2 Pto. > despl.	0.284	1.493	0.943	0.0034	0.007
Piso 1 Pto. > despl.	0.105	0.550	0.550	0.0020	0.007

A continuación, se explicará cada parte de los cuadros anteriores:

- El Desp. ETABS es el desplazamiento obtenido del programa, del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.
- El Desp. Real es el desplazamiento real que se presentaría y se obtiene multiplicando el Desp. ETABS por 0.75R.
- El Desp. Entrepiso es la diferencia entre el desplazamiento de un piso y el del piso inmediatamente inferior.
- El Δ/h es el cociente entre el Desp. Entrepiso y la altura de piso a piso (2.85 m.)
- El Máx. perm. es el límite para el desplazamiento lateral de entrepiso. Según el Artículo 15.1 de la Norma, que habla sobre los desplazamientos laterales permisibles, para el concreto armado el máximo Δ/h es 0.007

Luego de hacer la verificación de los desplazamientos, se procedió a definir si el edificio era regular o irregular. Para ello se hizo uso de las Tablas N°4 y N°5 de la Norma Peruana Sismorresistente y con ellas se pudo concluir que el edificio era regular. La dirección crítica, al revisar el primer párrafo de la Tabla N°5 que habla sobre la irregularidad torsional, fue la dirección Y, ya que el desplazamiento promedio de la mayoría de sus entresijos fueron mayores que el 50 % del máximo permitido indicado en el Artículo 15.1; sin embargo, para los diferentes niveles, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, cumplió con ser menor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtuvo en el extremo opuesto.

Definido el edificio como regular, se revisó el Artículo 18.d de la Norma Sismorresistente, que habla sobre la fuerza cortante mínima en la base. Este Artículo sostiene que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado, según el Artículo 17 (17.3), para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Por esta razón, los valores obtenidos del análisis dinámico se escalaron al 80 % del análisis estático. Se hizo esto, porque los valores en ambas direcciones del cortante en la base del análisis dinámico fueron menores que el 80 % del cortante en la base del análisis estático, como se verá más adelante, porque de no haber sido así, no se hubiesen escalado los valores y se hubiese trabajado con los valores del análisis dinámico tal cuales.

Análisis Estático:

Según el Artículo 17 de la Norma Antisísmica, el período fundamental de la estructura se puede estimar mediante el Artículo 17.2; sin embargo, esto ya no fue necesario debido a que los períodos de la estructura ya se habían obtenido del análisis de la estructura con el ETABS.

Conocido esto, se empleó la fórmula para el cálculo de la Fuerza Cortante en la Base (Artículo 17.3):

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P, \text{ donde } P \text{ es el peso de toda la edificación (CM + 0.25 CV)}$$

El peso de la edificación es de 2775.17 Ton.

Conocidos los períodos de la estructura para cada dirección, se calcularon los valores de los factores de amplificación sísmica (C), también para cada dirección:

$$C_x = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T_x} \right) = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{0.535} \right) = 1.87, \text{ donde } C < 2.5$$

$$C_y = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T_y} \right) = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{0.592} \right) = 1.69, \text{ donde } C < 2.5$$

Conocidos estos factores se pudo calcular los valores de los cortantes en la base para cada dirección:

$$V_x = \frac{ZU(C_x)S}{R} \times P = \frac{0.4 \times 1 \times 1.87 \times 1}{7} \times 2775.17 = 296.4 \text{ Ton.}, \text{ donde } C_x / R > 0.125$$

$$V_y = \frac{ZU(C_y)S}{R} \times P = \frac{0.4 \times 1 \times 1.69 \times 1}{7} \times 2775.17 = 267.8 \text{ Ton.}, \text{ donde } C_y / R > 0.125$$

Ya que los períodos de la estructura fueron menores que 0.7, no fue necesario aplicar la fuerza concentrada F_a en la parte superior de la estructura, y el resto de ella ($V - F_a$) distribuido entre los diferentes niveles, incluido el último (Artículo 17.4).

Conocidos los valores de las fuerzas cortantes en la base según el método estático, se calculó el 80 % de ellos, y a esos valores se escalaron los valores de los cortantes en la base del método dinámico.

$$V_x \text{ dinámico escalado al 80 \% del estático} = 0.8 \times 296.4 = 237.12 \text{ Ton.}$$

$$V_y \text{ dinámico escalado al 80 \% del estático} = 0.8 \times 267.8 = 214.24 \text{ Ton.}$$

Los valores de los cortantes en la base del método dinámico en cada dirección (X e Y) para los 4 casos analizados fueron los siguientes:

	Cuadrante I	Cuadrante II	Cuadrante III	Cuadrante IV
V _x (Ton.)	206.59	200.69	189.42	193.21
V _y (Ton.)	178.37	196.97	201.14	169.02

Como los valores de las fuerzas cortantes en la base según el método dinámico, para los 4 casos analizados, fueron menores que el 80 % del cortante en la base según el método estático, los 4 casos se amplificaron al 80 % de las fuerzas cortantes en la base según el método estático. Hecha esta ampliación se hallaron los valores de los esfuerzos de cada uno de los 4 casos, mediante el uso del programa ETABS y para el diseño de cada uno de los elementos estructurales (vigas, columnas, placas y zapatas), se utilizó el valor más conservador de los 4 casos.

Comentarios Adicionales:

- La Norma Sismorresistente, en el párrafo final del Artículo 8, sostiene que cuando sobre un sólo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza. Esto ocurrió con la placa de la escalera en la dirección X, y como este elemento pertenece a un pórtico, se diseñó para el 125 % de la fuerza cortante horizontal, a dicha placa, a la placa 1, a la columna P.7 y a las vigas ubicadas entre ellas.

- Debido a que la resistencia que aporta la placa del ascensor en la dirección X a todo el conjunto del edificio no es tan efectiva ante la acción de un sismo, debido a que no hay un elemento que realmente lo integre al conjunto, ya que sólo hay un espacio hueco (para que se desplace el ascensor), para el diseño de los demás pórticos no se consideró el aporte, en dicha dirección, de esta placa; es decir, se hizo un modelo sin la placa para el diseño de los demás pórticos, y otra con la placa, para el diseño de la misma y del pórtico del cual forma parte.

CAPÍTULO 6

VIGAS

Las vigas son los elementos que sirven para transmitir las cargas de gravedad hacia las placas y columnas. Entre las cargas que deben soportar se pueden mencionar su peso propio, el peso de las losas macizas y aligeradas que se apoyan en ella, el peso de tabiques, parapetos, etc. Adicionalmente, al producirse un sismo, también cumplen la función de absorber los esfuerzos generados por las deformaciones laterales de los pórticos en el que se encuentran.

6.1 COMENTARIOS GENERALES

- Para este proyecto, en las vigas que formaban parte de un mismo pórtico, por simplicidad de diseño, se formaron tres grupos: La viga del sótano, las de la planta típica y la de la azotea. Las de la planta típica se agruparon en un solo diseño porque las cargas estáticas actuantes eran las mismas, a pesar de que los momentos y cortantes generados en ellas debido al sismo no eran iguales, sin ser tampoco tan diferentes. Por tal motivo, para efectos del sismo, en cada sección de diseño se tomó el mayor de los valores del sismo de estas vigas agrupadas.
- Se procuró no utilizar diámetros de fierros no consecutivos en una misma sección, para que no se produzca tanto desbalance de fuerzas internas entre una varilla y otra de diferente diámetro, al producirse la fluencia. Por tal motivo, se utilizaron las siguientes combinaciones de fierros para las vigas peraltadas: $\phi 5/8''$ con $\phi 5/8''$, $\phi 5/8''$ con $\phi 3/4''$, $\phi 3/4''$ con $\phi 3/4''$, $\phi 3/4''$ con $\phi 1''$ y $\phi 1''$ con $\phi 1''$.
- En la viga V.11 de la planta típica, a la cara inferior de los extremos en voladizo, teóricamente podría no ponerse refuerzo inferior; sin embargo, se vio conveniente colocarle un refuerzo mínimo. Esto ayuda, además, al armado de los estribos.

- Las pequeñas vigas de borde de los ductos ubicados en las losas del edificio, teóricamente no requieren de estribos, ya que, para tan pequeñas luces y cargas, el concreto soporta los cortantes generados. A pesar de ello, se vio conveniente colocar la siguiente distribución de estribos: $1/4''\phi: @ .25$ m.

- Para el espaciamiento de los estribos de la viga V.23 (sótano), se respetó el criterio de ductilidad (“ $d/2$ ”, “ $d/4$ ”, etc.), por más que la viga está al nivel del suelo y sean pequeños los valores de las fuerzas actuantes del sismo a ese nivel.

- En las vigas del eje D, un tramo de éstas tienen una sección de $.80 \times .20$ m. Inicialmente se le dio una sección de $.30 \times .70$ m., pero los esfuerzos que se producían debido al sismo eran muy elevados. Por esta razón, se decidió darle la sección inicialmente mencionada, con el fin de que no se produzca tanta concentración de esfuerzos en dicha zona. Esta zona de la viga, absorbe grandes esfuerzos sísmicos, porque se encuentra entre una gran placa y una columna peraltada y la luz entre ellas es muy corta (90 cm. de luz libre).

- En el caso de las vigas “chatas”, a pesar de que teóricamente bastaría con colocar bastones en las zonas de los momentos negativos, se vio conveniente “correr” fierro superior.

El valor de la fuerza cortante, en la mayoría de ellas, no fue grande; sin embargo, se les dio la siguiente distribución de estribos: $1/4''\phi: 1@.05, 2@.20, \text{resto}@.25$ m. Éstos contribuyen al armado de los fierros longitudinales.

- Algunas vigas y tramos de algunas otras fueron notablemente gobernadas por el sismo. Esto debido a que sus luces son cortas y en varios casos los elementos verticales que las sostienen (placas y/o columnas) poseen rigidez. También debido a que las cargas estáticas (carga muerta y carga viva) actuantes sobre ellas son mínimas.

Entre estas vigas, podemos destacar: Las vigas de los ejes A, B, C, D y E ubicadas entre los ejes 4 y 5, y las vigas del eje 2 ubicadas entre los ejes A y A' y entre los ejes B' y C.

6.2 DISEÑO DE VIGAS

A continuación, se presentará la teoría necesaria para el diseño de vigas:

6.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN:

La teoría del diseño por flexión nos dice lo siguiente:

Conocido el valor de M_u (momento amplificado obtenido del DMF), se aplica la

siguiente fórmula: $K_u = \frac{M_u}{b \times d^2}$, donde b es el ancho de la viga y d es el peralte efectivo.

Una vez que se conoce el valor de K_u , se iguala a la siguiente expresión:

$\phi \times f'_c \times \omega \times (1 - 0.59 \times \omega)$, ya que K_u es la abreviación de dicha expresión.

Del resultado de la igualdad se obtendría una ecuación cuadrática cuya incógnita sería

ω . Una vez conocido ω , se iguala a la siguiente fórmula: $\omega = \frac{\rho \times f_y}{f'_c}$, donde ρ es la

cuantía de acero. Finalmente, una vez que se conoce el valor de ρ se iguala a la

siguiente expresión: $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$, de donde se obtiene el área de acero (A_s).

Con el objetivo de evitar resolver ecuaciones cuadráticas, se han desarrollado unas tablas de diseño, presentadas en diversos libros de Concreto Armado, para diferentes resistencias de concreto, lo que permite que los diseños se hagan más rápidamente. En estas tablas, para diferentes valores de K_u , se tiene un valor de cuantía (ρ). En caso se tuviera un valor de K_u diferente a los presentados en las tablas de diseño, se puede obtener su cuantía haciendo una regla de tres compuesta, tomando como datos los valores de la tabla próximos a dicho valor de K_u .

Con esto el diseño se simplificaría a lo siguiente:

$$M_u \rightarrow K_u = \frac{M_u}{b \times d^2} \rightarrow \rho \rightarrow A_s = b \times d \times \rho$$

6.2.2 DISEÑO POR CORTANTE:

En el diseño por cortante lo que se busca es que la suma de la resistencia al cortante del concreto con la del refuerzo transversal colocado, sea suficiente para controlar a las fuerzas cortantes actuantes en cualquier sección de la viga.

La fórmula a emplearse para diseñar por cortante es la siguiente: $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$, donde:

$\phi = 0.85$ = Factor de seguridad al cortante.

V_c = Resistencia del concreto.

V_s = Resistencia de los estribos de acero.

El V_u se obtiene del diagrama de fuerza cortante y normalmente el V_u de diseño está ubicado a d de la cara.

El aporte a la resistencia al cortante del concreto (V_c), a menos que se haga un cálculo más minucioso, es:

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

De darse el caso que $V_u \leq \phi V_c$, es posible usar estribos mínimos con un espaciamiento

máximo de: $S_{max.} = \frac{A_v f_y}{3.5 b w}$

Si $V_u > \phi V_c$, será necesario colocar refuerzo por corte. Para ello, se seleccionará el diámetro del estribo a utilizarse (A_v), y conociéndose el valor de V_s , se calculará el espaciamiento de los estribos con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}, \text{ donde:}$$

S = espaciamiento de los estribos.

A_v = Área de ambas ramas del estribo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

d = Peralte efectivo.

La Norma Peruana establece un límite para la resistencia proporcionada por los estribos,

la cual no debe exceder de: $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \times b \times d$

Además, si $V_s < V_s \text{ lim}$, entonces: $S_{max.} = d / 2$ ó 0.60 m.

Y, si $V_s > V_s \text{ lim}$, entonces: $S_{max.} = d / 4$ ó 0.30 m.

Donde: $V_s \lim = 1.1 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$ y S_{max} es el espaciamiento máximo.

Con respecto a los elementos que resisten sismo, la Norma establece unos requerimientos:

- La fuerza cortante de los elementos en flexión deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas. Es decir:

$$V_u = V_{isostático} + \frac{Ma + Mb}{L_n}, \text{ donde } Ma \text{ y } Mb \text{ son los momentos nominales reales que}$$

tiene la viga en los extremos de la luz libre.

Además de lo anterior, los estribos deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

- Los estribos serán cerrados y el diámetro mínimo será de 3/8".
- La zona de confinamiento de los estribos será de 2 veces el peralte de la viga, medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz, y el espaciamiento de éstos (S_o) no deberá exceder al menor de los siguientes valores: $d/4$, $8d_b$ ó 30 cm., siendo d el peralte efectivo de la viga y d_b el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de $d/2$.

6.2.3 ANCLAJE CON GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN:

Para las barras de refuerzo que terminan en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción (L_{dg}), medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblez, será la mayor de las siguientes expresiones:

$$L_{dg} = 318 d_b / \sqrt{f'c}$$

$$L_{dg} = 8d_b$$

$$L_{dg} = 15 \text{ cm.}$$

Con el uso de estas fórmulas, se definió que las longitudes de anclaje necesarias para las varillas utilizadas son: 35 cm. para la varilla de 5/8", 42 cm. para la varilla de 3/4" y 56 cm. para la varilla de 1". Sin embargo, por una mayor seguridad y facilidad constructiva, se optó por dotar a las varillas mencionadas anteriormente de las siguientes longitudes

de anclaje: 40 cm. para la varilla de 5/8", 45 cm. para la de 3/4" y 60 cm. para la varilla de 1".

Con respecto al tramo de extensión recta, la Norma Peruana exige que ésta tenga una longitud de 12 veces el diámetro de la barra, con lo que se tendría: 20 cm. para la varilla de 5/8", 23 cm. para la varilla de 3/4" y 31 cm. para la varilla de 1". Sin embargo, por una mayor seguridad y facilidad constructiva, se optó por darles las siguientes longitudes: 25 cm. para la varilla de 5/8", 30 cm. para la de 3/4" y 35 cm. para la varilla de 1".

- Algunas zonas, por el espacio físico, no permitían que se dotara a los fierros de una adecuada longitud de anclaje. Por esta razón, en estos casos, se procuró emplear el fierro de menor diámetro ($\phi 5/8''$), de tal modo que no se requiriese de tanta longitud de anclaje. Además, se procuró incrementar la longitud de la extensión recta ($12d_b$), por si ésta pudiese contribuir en algo al anclaje.

- En algunas vigas, cuando se tuvo fierros de 5/8" y de 3/4" que anclaban en el mismo extremo de la viga, se decidió darle al fierro de menor diámetro la misma longitud de anclaje que la del mayor, por facilidad constructiva.

6.2.4 CORTE O DOBLADO DEL REFUERZO:

Los diagramas de momento flector utilizados para el diseño, tratan de reflejar de la manera más aproximada posible, los esfuerzos a los que estará sometido el elemento; sin embargo, siempre cabe la posibilidad de que puedan actuar cargas inusuales. Por esta razón, la Norma Peruana establece una serie de requisitos que otorgan al elemento unos márgenes de seguridad, en caso de producirse alguna carga inusual.

A continuación, se presentan los requisitos con los que se procuró cumplir:

- El refuerzo deberá extenderse, más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual al peralte efectivo del elemento (d) ó 12 veces el diámetro de la barra, la que sea mayor, siempre que desarrolle "ld" desde el punto de máximo esfuerzo.

- Por lo menos 1/3 del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje necesario.

Para los elementos sometidos a sismo la Norma exige:

- Todas las barras que anclen en columnas deberán terminar en gancho estándar.
- Deberá prolongarse a lo largo de toda la viga por lo menos 2 barras, tanto en la cara inferior como en la superior, con un área de acero no menor que 1/4 de la máxima requerida en los nudos, ni menor que la mínima requerida por flexión.
- La resistencia a momento positivo, en la cara del nudo, no debe ser menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

6.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA

A continuación, se procederá a mostrar el diseño de la viga de la planta típica del eje B, VIGA V.22, de sección transversal de 30 x 70 cm:

Las cargas actuantes son:

- Peso propio y el piso terminado sobre la viga.
- Los aligerados y el piso terminado sobre ellos, que actúan sobre la viga como cargas uniformemente repartidas.
- Las vigas chatas y los pesos actuantes sobre ellas, como por ejemplo tabiques, se han considerado que llegan a la viga como cargas puntuales.
- Los tabiques paralelos a la viga actúan como cargas uniformemente repartidas, y llegan a la viga con un peso calculado de la siguiente manera:

$Peso(Ton./m.) \times \frac{b}{(a+b)}$, donde b es la distancia desde el tabique hasta la viga paralela

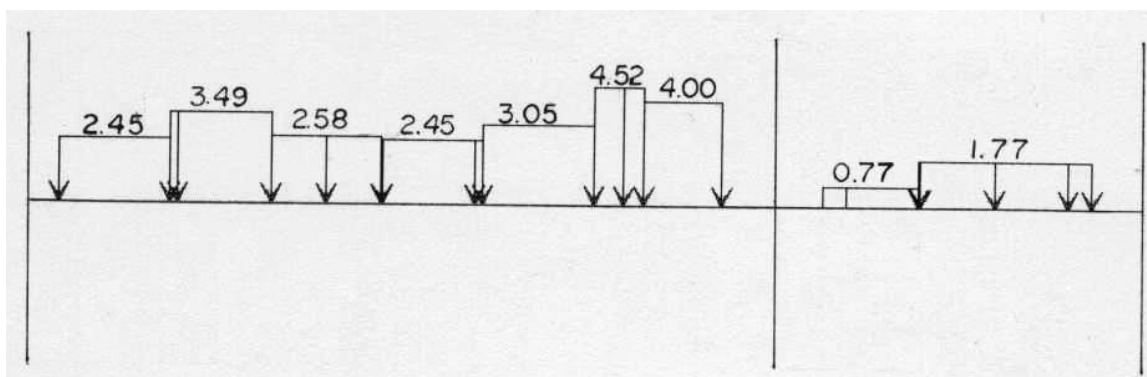
más próxima al tabique que no es la viga en estudio, y a es la distancia desde el tabique hasta la viga en estudio.

Los pesos de los tabiques (Ton./m.) se calcularon de la siguiente manera: [(19 Kg. / m² x cm.) x e (cm.) x h (m.)] / 1000, donde e es el espesor del muro de ladrillos y h la altura del mismo.

- La carga viva actuó como carga uniformemente repartida. El peso por metro cuadrado de sobrecarga considerado fue el de viviendas: 200 Kg./m².

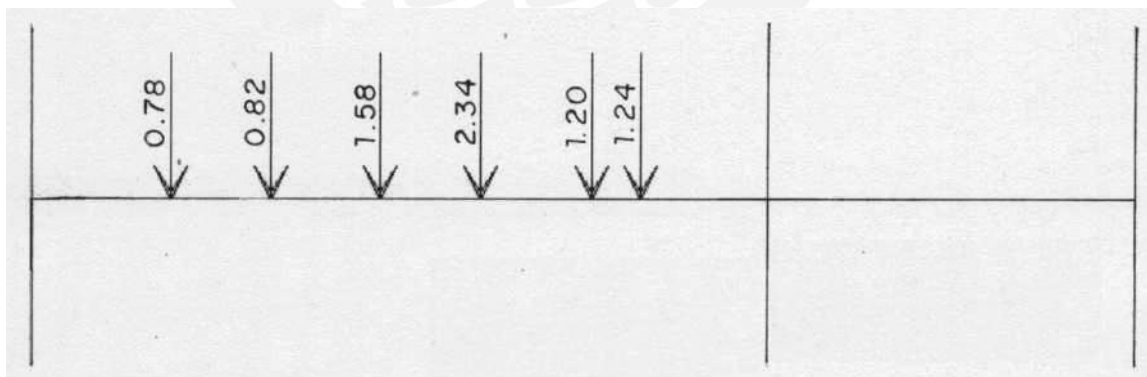
A continuación, se mostrarán las cargas actuantes en la viga analizada y luego los diagramas de momento flector. Por un mejor orden y para que se puedan apreciar bien los valores de cada una de las cargas, en primer lugar se mostrarán las cargas muertas uniformemente repartidas, luego la cargas muertas puntuales, posteriormente las cargas vivas uniformemente repartidas y finalmente las cargas vivas puntuales.

Cargas Muertas Uniformemente Repartidas:



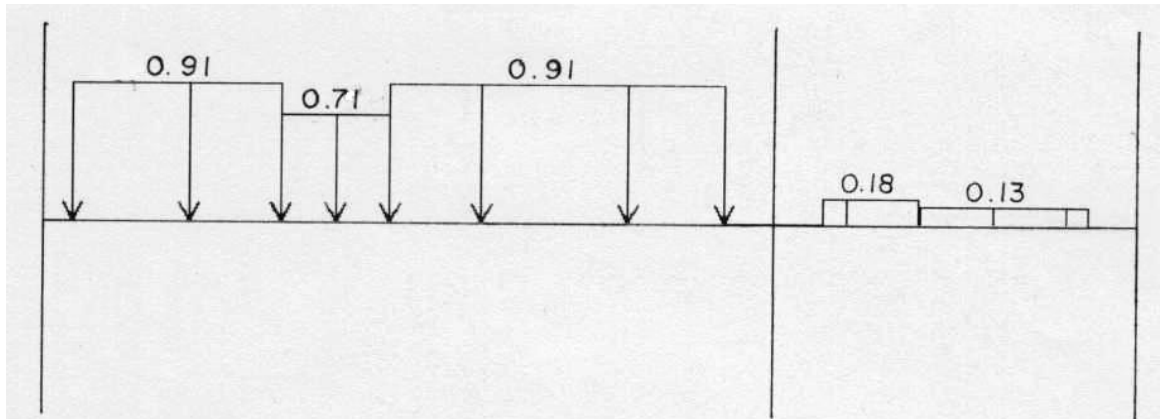
Nota: Las cargas repartidas están en Ton./m.

Cargas Muertas Puntuales:

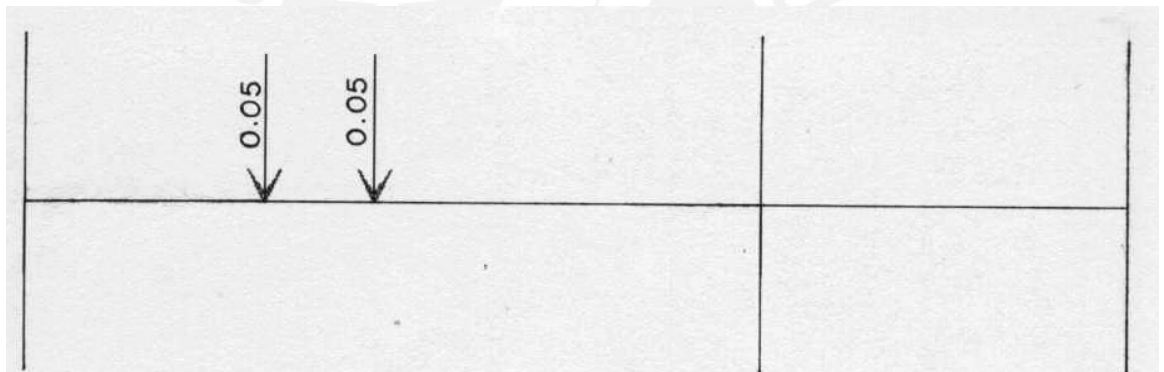


Nota: Las cargas puntuales están en Ton.

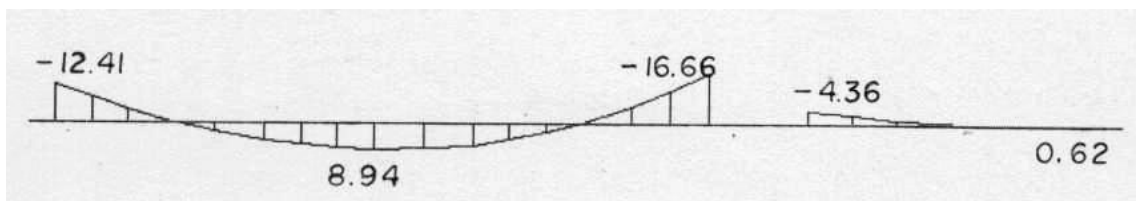
Cargas Vivas Uniformemente Repartidas:



Cargas Vivas Puntuales:

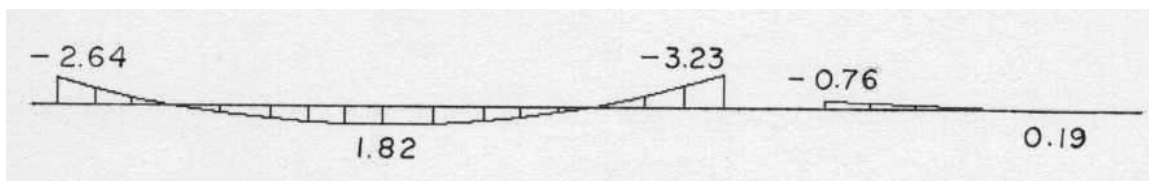


DMF de la Carga Muerta:

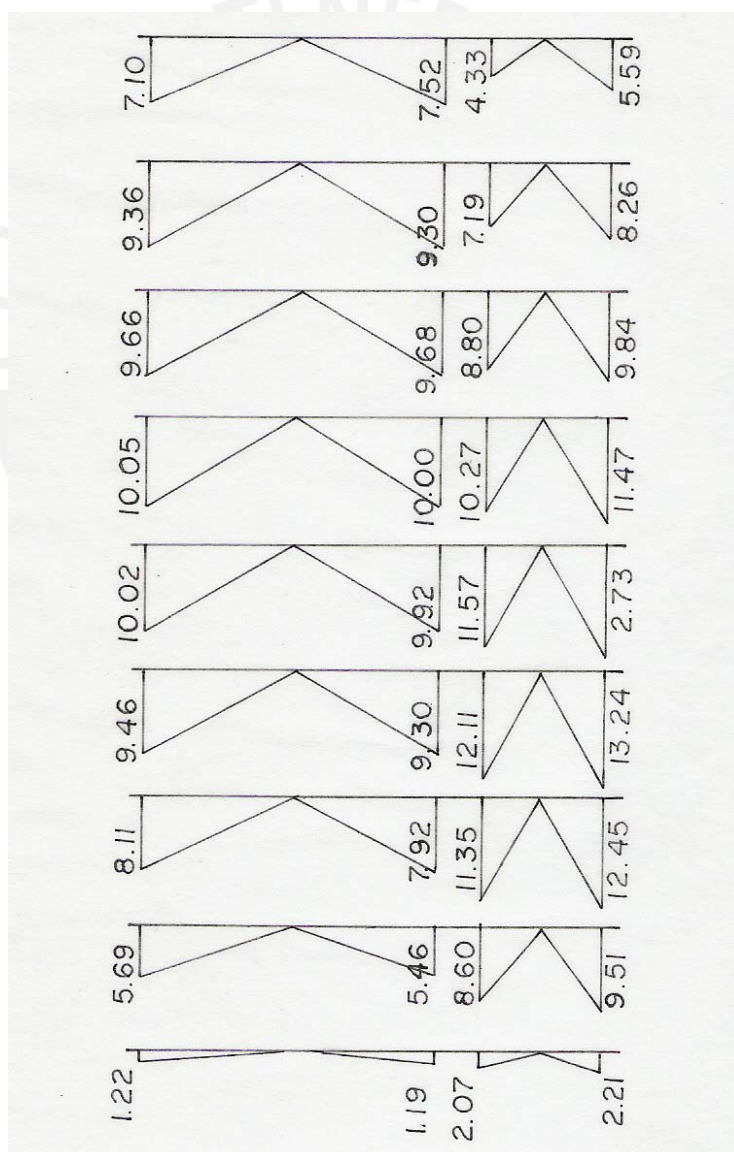


Nota: Los momentos flectores están en Ton x m.

DMF de la Carga Viva:



DMF de las Vigas del Pórtico del Eje B, para el Sismo actuando en la Dirección Y:



Los valores de los momentos flectores del gráfico anterior, del sismo en la dirección Y, fueron obtenidos del análisis sísmico realizado con el programa ETABS. Este programa, cuando se realiza un análisis dinámico, presenta los valores de los momentos como valores absolutos. Es por eso que el diagrama se obtiene sin cruzar el eje de referencia (línea que separa los momentos positivos de los negativos). Lo que sucede es que cuando se realiza un análisis dinámico con el programa, se le está dando un espectro de aceleraciones, y al haberle asignado a cada nivel una masa, se obtienen los esfuerzos del sismo, pero con esto no se le está indicando un sentido en el que pueda venir el sismo. En cambio, en un análisis estático se asigna una fuerza en un determinado sentido, y es por eso que se obtienen diagramas de momento flector como normalmente los conocemos, cruzando el eje de referencia.

Tal como se mencionó al inicio de este capítulo, en los comentarios generales, las vigas del piso típico se agruparon en un solo diseño. Por ello, para el diseño de las vigas del gráfico anterior, sin contar la viga del sótano y la de la azotea, se emplearon los mayores momentos de sismo de cada sección. Es así que para el primero de los dos tramos, empezando por la izquierda, se trabajó con el momento de 10.05 Ton x m. para el extremo izquierdo, y con el momento de 10 Ton x m. para el extremo derecho. En el segundo tramo se trabajó, para el extremo izquierdo, con el momento de 12.11 Ton x m., y para el extremo derecho, con el momento de 13.24 Ton x m.

Una vez conocidos todos los momentos actuantes, se procedieron a hacer las 5 combinaciones de diseño:

- * 1.5 CM + 1.8 CV (Combinación 1)
- * 1.25 (CM + CV) + CS (Combinación 2)
- * 1.25 (CM + CV) – CS (Combinación 3)
- * 0.9 CM + CS (Combinación 4)
- * 0.9 CM – CS (Combinación 5)

Donde CM es la carga muerta, CV es la carga viva y CS es la de sismo.

De estas combinaciones de diseño, se obtuvieron los valores máximos de momento flector para el diseño por flexión.

6.3.1 DISEÑO POR FLEXIÓN:

Los valores de los momentos de la envolvente de la viga fueron los siguientes:

- * Extremo izquierdo del primer tramo: -28.9 Ton x m. (Combinación 3)
- * Zona central del primer tramo: 16.7 Ton x m. (Combinación 1)
- * Extremo derecho del primer tramo: -34.9 Ton x m. (Combinación 3)
- * Zona superior del extremo izquierdo del segundo tramo: -18.51 Ton x m. (Comb. 3)
- * Zona inferior del extremo izquierdo del segundo tramo: 8.2 Ton x m. (Comb. 5)
- * Zona superior del extremo derecho del segundo tramo: -12.7 Ton x m. (Comb. 4)
- * Zona inferior del extremo derecho del segundo tramo: 14.25 Ton x m. (Comb. 2)

Conocidos los momentos de diseño, se procedió a calcular el área de acero requerida:

Primer Tramo:

$M_{u-} = 28.9 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de $12.98 \text{ cm}^2. \rightarrow 5\phi 3/4''$.

$M_{u+} = 16.7 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de $7.22 \text{ cm}^2. \rightarrow 2\phi 3/4'' + 1\phi 5/8''$.

$M_{u-} = 34.9 \text{ Ton. x m.} \rightarrow$ Para este momento se requiere de un área de acero que no cabe en una sola capa de fierros. Por esta razón, se tomó como peralte efectivo un d de 61 cm., con lo cual se obtuvo que el área de acero requerida era de: $17 \text{ cm}^2. \rightarrow 6\phi 3/4''$.

Segundo Tramo:

Este tramo está claramente gobernado por el sismo debido a su corta luz y a que las cargas estáticas actuantes no son significativas. Es por eso que para ambos extremos de este tramo de la viga, tanto en la fibra superior como en la inferior, se obtuvieron

valores de momentos, y para cada uno de ellos se calculó un área de acero. Estos valores de momento flector y sus respectivas áreas de acero requeridas fueron:

$M_{u-} = 18.51 \text{ Ton.} \times \text{m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 8.05 cm^2 . $\rightarrow 2\phi 3/4'' + 1\phi 3/4''$.

$M_{u+} = 8.2 \text{ Ton.} \times \text{m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 3.46 cm^2 . $\rightarrow 2\phi 3/4''$. (*As mín.*)

$M_{u-} = 12.7 \text{ Ton.} \times \text{m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 5.43 cm^2 . $\rightarrow 2\phi 3/4''$.

$M_{u+} = 14.25 \text{ Ton.} \times \text{m.} \rightarrow$ Requiere un área de acero de 6.12 cm^2 . $\rightarrow 2\phi 3/4'' + 1\phi 5/8''$.

Posteriormente se verificó que se cumpliera con el área de acero mínimo de vigas, el cual fue el siguiente:

$$A_s \text{ mín.} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \times b \times d = \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 64 = 4.64 \text{ cm}^2$$

También se verificó que se cumpliera con el área de acero máximo; es decir, que no se excediera del 75 % de la cuantía balanceada:

$$0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0212 = 0.0159 \rightarrow A_s \text{ máx.} = 0.0159 \times 30 \times 64 = 30.53 \text{ cm}^2$$

6.3.2 CORTE DE FIERRO:

Para el corte de fierro, se tomó como referencia las recomendaciones del curso de Concreto Armado 2, que indican lo siguiente:

- Los bastones negativos se suelen cortar aproximadamente al cuarto de la luz libre.
- Si el momento por sismo es elevado, se recomienda cortar el bastón aproximadamente al tercio de la luz libre.
- Los fierros positivos en el extremo interior se suelen cortar al sexto de la luz libre, mientras que los positivos en el extremo exterior, al séptimo de ésta.

Teniendo como referencia estas medidas, se le restó al refuerzo negativo o se le sumó al positivo, según fuera el caso, el $12d_b$ ó el d (el que fuera mayor) y se obtuvo el punto teórico de corte. Ubicado este punto, se vio en el DMF qué momento último se tenía y

para dicho momento se calculó qué área de acero se necesitaría. Si el área de acero del cálculo, requerida en dicho punto, era mayor que la colocada, se intentaba con otra longitud para el corte del fierro. Si con estas variaciones aún no era suficiente, se cambiaba la disposición de los fierros colocados. Una vez definidas las dimensiones para el corte del fierro, se verificaba que el refuerzo cumpliera con los requerimientos planteados en el acápite 6.2.4 de esta tesis.

6.3.3 DISEÑO POR CORTANTE:

Siguiendo los criterios del diseño por cortante planteados en el acápite 6.2.2, se calculó el refuerzo requerido por cortante en la viga:

El primer caso analizado fue con el V_u (cortante último) de la envolvente del DFC a d de la cara:

$$V_u = 25.10 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza cortante es la mayor de la viga, de las fuerzas a d de la cara, y está próxima al extremo derecho del primer tramo de la viga.

$$\text{El aporte del concreto será: } V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 61 / 1000 = 14.06 \text{ Ton.}$$

Comparando V_u contra $0.85 \times V_c$, se concluye:

$V_u > 0.85 \times V_c$ ($25.10 > 11.95 \text{ Ton.}$). En consecuencia, se hizo uso de la siguiente inecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{25.10 - 0.85 \times 14.06}{0.85} = 15.47 \text{ Ton.}$$

$$\rightarrow S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 61}{15.47 \times 1000} = 23.52 \text{ cm. (Tomando estribos de } \phi 3/8'')$$

$$\text{Hallando } V_s \text{ lim se obtiene: } V_s \text{ lim} = 1.1 \times \sqrt{210} \times 30 \times 61 / 1000 = 29.17 \text{ Ton.} \rightarrow$$

$V_s < V_s \text{ lim}$, por lo tanto:

$$S_{max} = d / 2 = 61 / 2 = 30.5 \text{ cm.}$$

Sabiendo que se requiere de un espaciamiento de 23.52 cm. para los estribos, se realizó una verificación, hasta una determinada distancia, con la siguiente distribución: $3/8'' \phi$: 1@.05, 5@.20 m.

Esto hace una suma de 1.05 m., distancia en la que se vio, en la envolvente del DFC, qué fuerza cortante se tenía, la cual fue: $V_u = 19.67 \text{ Ton.} \rightarrow V_u > \phi V_c$.

En consecuencia, se empleó la inecuación:

$$V_s \geq \frac{19.67 - 0.85 \times 14.06}{0.85} = 9.08 \text{ Ton.} \rightarrow S = \frac{1.42 \times 4200 \times 61}{9.08 \times 1000} = 40.07 \text{ cm.}$$

Realizado este análisis, se concluyó que para controlar a las fuerzas cortantes actuantes en la viga, bastó con la siguiente distribución de estribos: $3/8''\phi$: 1@.05, 5@.20, resto@.30 m.

El segundo caso analizado, fue el establecido por la Norma Peruana con respecto a los elementos que resisten sismo:

$$V_u = V_{\text{isostático}} + \frac{M_a + M_b}{L_n} = (\text{Mom. CM} + \text{Mom. CV}) \times 1.25 + \frac{M_a + M_b}{L_n} =$$

El cortante isostático a d de la cara fue de 20.3 Ton. y, para hallar los valores de M_a y M_b , se partió de las áreas de acero colocadas en los extremos y con cada una de ellas se vio, qué momento flector le correspondía:

- $5\phi 3/4'' \rightarrow$ Área de acero: $14.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Mom. = 31.35 Ton. x m.
- $2\phi 3/4'' \rightarrow$ Área de acero: $5.68 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Mom. = 13.25 Ton. x m.
- $6\phi 3/4'' \rightarrow$ Área de acero: $17.04 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Mom. = 35 Ton. x m.

La suma que se tome para el $M_a + M_b$, debe ser la mayor suma de los momentos extremos, sumando un momento positivo a un extremo de la viga con el negativo en el extremo opuesto. La mayor suma fue la siguiente: $35 + 13.25$, por lo tanto:

$$V_u = 20.3 + \frac{35 + 13.25}{6.575} = 27.64 \text{ Ton.}$$

$V_c = 14.06 \text{ Ton.} \rightarrow V_u > 0.85 \times V_c$. En consecuencia, se empleó la inecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{27.64 - 0.85 \times 14.06}{0.85} = 18.46 \text{ Ton.}$$

$$\rightarrow S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 61}{18.46 \times 1000} = 19.71 \text{ cm. (Tomando estribos de } \phi 3/8'')$$

Del primer caso analizado se sabe que el $S_{\text{max}} = d / 2 = 61 / 2 = 30.5 \text{ cm.}$

Sabiendo que se requiere de un espaciamiento de 19.71 cm. para los estribos, se realizó una verificación hasta una determinada distancia, con la siguiente distribución: 1@.05, 8@.15 m.

Esto hace una suma de 1.25 m., distancia en la que se vio, en el DFC isostático, qué cortante se tenía, el cual fue: $V_{\text{isost.}} = 14.51 \text{ Ton.}$

A este cortante se le sumó:
$$\frac{Ma + Mb}{Ln} = \frac{35 + 13.25}{6.575} = 7.34 \text{ Ton.}$$

Con lo que $V_u = 14.51 + 7.34 = 21.85 \text{ Ton.} \rightarrow V_u > \phi V_c.$

→ Se empleó la inecuación:

$$V_s \geq \frac{21.85 - 0.85 \times 14.06}{0.85} = 11.65 \text{ Ton.} \rightarrow S = \frac{1.42 \times 4200 \times 61}{11.65 \times 1000} = 31.23 \text{ cm.}$$

Realizado este análisis, se concluyó que para controlar a las fuerzas cortantes actuantes en la viga, bastó con la siguiente distribución de estribos: $3/8''\phi$: 1@.05, 8@.15, resto@.30 m.

El tercer caso analizado se hizo en base a los criterios de ductilidad exigidos por la Norma, los cuales indican que el primer estribo debe estar a 5 cm. de la cara del apoyo, los de la zona de confinamiento no deben exceder de $d/4$, $8d_b$ ó 30 cm. (el menor) en su espaciamiento, en una distancia desde la cara del apoyo de 2 veces el peralte de la viga, y los estribos fuera de la zona de confinamiento, que deberán estar a un espaciamiento de $d/2$ como máximo. En base a este criterio, se colocó la siguiente distribución de estribos: $3/8''\phi$: 1@.05, 9@.15, 2@.20, resto@.30 m. Esta última disposición de estribos fue la que gobernó sobre los tres casos analizados.

Del mismo modo se procedió a diseñar por cortante el segundo tramo de la viga (ubicado entre los ejes 4 y 5), donde también gobernó el espaciamiento de los estribos exigido por los criterios de ductilidad.

CAPÍTULO 7

COLUMNAS

Las columnas son los elementos estructurales que reciben las cargas provenientes de las vigas y losas y las transmiten a la cimentación. Además, formando pórticos con las vigas que llegan a ellas y conjuntamente con los muros de corte o placas, conforman la estructura sismorresistente de la edificación en estudio.

7.1 COMENTARIOS GENERALES

- Todas las columnas de esta tesis cumplieron con tener un espesor mayor o igual al espesor mínimo de 25 cm. recomendado para soportar adecuadamente los movimientos sísmicos.
- Con respecto a la cuantía mínima de columnas, la Norma Peruana establece que ésta debe ser de 1 %; sin embargo, cuando una columna tiene una sección transversal más grande que la requerida por las consideraciones de carga, se puede colocar una cuantía de hasta 0.5 %. Este último caso se presentó en las columnas P.1, P.2, P.9 y P.10.
- La columna P.5, en el sótano y el primer piso, inicialmente tenía las dimensiones de 30 cm. y 100 cm.; sin embargo, debido a la elevada carga axial, para que cumpliera con el diagrama de interacción de diseño, debía tener una cuantía de 4.4 %. Esta cuantía, según los criterios prácticos de diseño, no es recomendable desde el punto de vista de la congestión del acero. Además, para que un diseño resulte económico, es recomendable limitar la armadura a una cuantía entre el 1 % y el 3 %. Por esta razón, en los dos niveles ya mencionados, se decidió crecer la columna de 30 a 40 cm., y se vio conveniente colocar adicionalmente, un gancho que uniera los fierros intermedios de los extremos de la columna.

También se pensó en cambiar en esos dos niveles la resistencia del concreto de $f'c = 210$ a $f'c = 280 \text{ Kg./cm}^2$; sin embargo, se vio que por facilidad constructiva, no era conveniente si sólo se trataba de una columna.

- Para la separación libre entre los fierros longitudinales de una columna, la Norma Peruana establece que el valor mínimo de ésta deberá ser mayor o igual, al mayor de los siguientes tres valores: 4 cm., 1.5 veces el diámetro de la barra y 1.3 veces el tamaño máximo del agregado grueso; sin embargo, habiéndose consultado con el asesor de esta tesis y con algunos ingenieros estructurales, se llegó a la conclusión de que un buen espaciamiento mínimo práctico de los fierros longitudinales podría ser 10 cm. Para el diseño de las columnas de esta tesis, en ningún caso fue necesario colocar los fierros longitudinales a un espaciamiento menor de 12.8 cm.

- La Norma Peruana también establece que la distancia máxima que puede tener un fierro sin estribar es de 15 cm.; es decir, ninguna barra debe estar separada más de 15 cm. libres, a cada lado a lo largo del estribo, desde la barra lateralmente soportada. No hay un límite máximo para la distancia entre los fierros longitudinales de una columna. El límite es que esté estribado. Si se tuviera una distancia entre fierros longitudinales de por ejemplo 30 cm., estaría bien con la condición de que el estribado sea el adecuado.

- En el caso de edificios como el de esta tesis, es recomendable y se suelen usar diámetros de fierro de 1", 3/4" y 5/8" para los fierros longitudinales de las columnas. También se recomienda que la variación en los diámetros de los fierros de una columna conforme se va ascendiendo en los pisos de un edificio, sea gradual; es decir, pasar por ejemplo de fierros de 1", a $\phi 1" + \phi 3/4"$, $\phi 3/4"$, $\phi 3/4" + \phi 5/8"$ y $\phi 5/8"$. Esto no quiere decir, de ninguna forma, que si se pasa de un diámetro mayor a uno no inmediatamente menor, no sea correcto. Teóricamente puede cumplir con el diagrama de interacción, sino que básicamente, lo que esta recomendación busca, es lograr "diseños ordenados".

- Para los estribos de las columnas se utilizaron fierros de diámetro de 3/8", ya que el mayor de los diámetros de los fierros longitudinales fue de 1" (Norma, artículo 7.11.2.2.b), y principalmente, porque no se necesitó colocar un diámetro mayor para resistir la acción de las fuerzas cortantes.

7.2 DISEÑO DE COLUMNAS

7.2.1 ESBELTEZ DE COLUMNAS:

La esbeltez de una columna se evalúa con un factor de corrección denominado δ , el cual se subdivide en δ_1 (δ local o δ individual), que corrige al momento flector debido a cargas de gravedad, y en δ_g (δ global), que corrige al momento flector debido a los desplazamientos laterales relativos generados en la mayoría de casos por el sismo.

El factor δ_1 afecta a las columnas como elementos individuales, mientras que el δ_g afecta a todas las columnas de un entrepiso por igual, considerando que los desplazamientos laterales son iguales para todas las columnas de un entrepiso.

En un edificio, normalmente las columnas propensas a ser corregidas por esbeltez local son las de menor sección, la de mayor longitud (como por ejemplo en el caso de una columna sin arriostamiento intermedio que tenga doble altura), o la de mayor carga axial.

7.2.1.1 Efecto Local de Esbeltez:

El efecto local de esbeltez en una columna se puede despreciar si se cumple lo siguiente:

$$\frac{Ln}{r} < 34 - \frac{M_1}{M_2}, \text{ donde:}$$

Ln = Luz libre de la columna en la dirección analizada, considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

$$r = \text{Radio de giro de la sección transversal } \left(\sqrt{\frac{I}{A}} \right)$$

M_1 = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M_2 = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Si se diera el caso que no fuera despreciable el efecto de esbeltez, éste se debería calcular con la siguiente fórmula:

$$\delta l = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{\phi P_c}} \geq 1, \text{ donde:}$$

P_u = Carga amplificada actuante sobre la columna.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, igual a 0.7 para el caso de columnas estribadas.

P_c = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

C_m = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

7.2.1.2 Efecto Global de Esbeltez:

El efecto global de esbeltez (δ_g) se evalúa, si se conocen las deformaciones laterales de los entrepisos, mediante la siguiente fórmula:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q} \quad (\text{Norma Peruana 12.10.2.2.A})$$

Donde: Q es el índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante la siguiente

fórmula:
$$Q = \frac{(\sum Pu) \times u}{V_u \times h}$$

- $\sum Pu$ = Suma de las cargas axiales amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

- u = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, u deberá multiplicarse por $0.75 \times R$ (R = coeficiente de reducción).

- V_u = Fuerza cortante amplificada a nivel del entrepiso, debida a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.

- h = Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar. En este caso δg es igual a 1 y sólo se amplificará el momento por $\delta 1$ (efecto local de esbeltez).

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse, y se calculará δg con el valor de Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0.25, deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

7.2.2 FLEXO-COMPRESIÓN DE COLUMNAS:

El diseño por flexo-compresión de las columnas, se hace mediante el uso de los diagramas de interacción, los cuales pueden ser elaborados con el uso de la teoría explicada en diversos libros; sin embargo, para evitar la elaboración de estos diagramas, al menos de aquellos de columnas de formas convencionales, se puede hacer uso de los ábacos de diseño, los cuales son diagramas de interacción genéricos elaborados para diferentes formas de columnas, diferentes resistencias del concreto, diferentes resistencias del acero y diferentes disposiciones del refuerzo vertical.

Otra alternativa, la cual es muy usada hoy en día, es hacer uso de programas de cómputo, los cuales permiten obtener de manera rápida diagramas de interacción.

7.2.3 CORTANTE EN COLUMNAS:

El diseño por fuerza cortante de las columnas se debe hacer con el mayor valor de los siguientes dos casos: El mayor V_u de las 5 combinaciones de diseño, o el cortante obtenido de la siguiente fórmula: $\frac{Ma + Mb}{L_n}$; donde Ma y Mb son los momentos nominales a los extremos de la luz libre de la columna, uno en la parte superior y otro en la parte inferior, y L_n es la luz libre de la columna. En el segundo caso mencionado, los

momentos de Ma y Mb se obtienen del diagrama de interacción y son los momentos que realmente puede ser capaz de resistir la columna con el acero colocado.

El objetivo de hallar un cortante a partir de los momentos nominales, es el de evitar que el elemento falle por cortante, ya que generalmente al diseñar por flexo-compresión, queda una holgura en el diseño. Esa holgura se traduce como una sobrerresistencia que se le da a la columna por flexo-compresión; por lo tanto, se debe compensar este incremento de resistencia haciendo que la columna también tenga una sobrerresistencia por cortante. Con esto se asegura que si el elemento debe fallar, falle por flexión y no por corte.

De los dos casos mencionados líneas arriba, generalmente gobierna el caso del cortante obtenido a partir de los momentos nominales; sin embargo, algunas veces se da que este cortante resulta ser varias veces más grande que el mayor valor de las 5 combinaciones de diseño, lo cual no tiene concordancia con el factor R aplicado, ya que no se tiene porqué diseñar con una fuerza cortante mayor que la que resultaría de multiplicar la fuerza cortante del análisis elástico por el factor de reducción (R).

Teóricamente, para poder conocer cuales son los valores de los momentos nominales mencionados anteriormente (Ma y Mb), se deben analizar los puntos de diseño que sirvieron para la verificación en el diagrama de interacción, al momento de diseñar por flexo-compresión. Estos puntos son el resultado de aplicar las combinaciones de diseño a las cargas axiales y los momentos flectores. El objetivo, es hallar del mismo diagrama de interacción, qué momento nominal está asociado a cada uno de los 4 puntos, de las 5 combinaciones de diseño, que incluyen el efecto del sismo. Conocidos estos 4 valores de momento nominal, se toma el mayor de ellos, y con ese valor se trabajará.

Como se mostrará en la fórmula del aporte al cortante del concreto (V_c), la carga axial amplificada interviene en ella. Esta carga axial amplificada (N_u) es la correspondiente al momento nominal seleccionado anteriormente, con el que se trabajará.

Entonces, conocido el valor del cortante de diseño (V_u diseño), se aplica la fórmula del aporte al cortante del refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_u - \text{diseño}}{\phi} - V_c, \text{ donde } \phi = 0.85$$

Para el cálculo del V_c se aplica la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140 \times Ag} \right) \times bw \times d, \text{ donde:}$$

Nu = Carga Axial Amplificada asociada al momento nominal mayor (explicado líneas atrás).

Ag = Es el área bruta de la sección.

Conocido el valor del V_s , se calcula el espaciamiento de los estribos: $S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$

Para el diseño por cortante de columnas, en la mayoría de los casos no gobierna lo planteado anteriormente, sino que gobierna el espaciamiento indicado por la Norma Peruana que sostiene lo siguiente:

- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo será el menor de los siguientes tres valores: $16 \times db$ (db = diámetro de la barra), la menor dimensión de la columna ó 30 cm.
- Dentro de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos será el menor de los siguientes dos valores: 10 cm. ó la menor dimensión de la mitad de cada una de las dimensiones de la columna. El primer estribo se colocará a 5 cm. medido desde la cara.
- La dimensión de la zona de confinamiento será la mayor de las siguientes medidas: $1/6$ de la luz libre de la columna, la máxima dimensión de la sección transversal de la columna ó 45 cm.

7.2.4 FLEXIÓN BIAxIAL:

En el caso de las columnas de este proyecto, no hubo ninguna que presentara problemas de flexión biaxial, ya que ésta es crítica cuando hay un gran momento actuante por cargas de gravedad en la dirección transversal al sismo predominante, lo que no se dio en las columnas de este edificio.

7.2.5 ANCLAJE DE COLUMNAS:

Los fierros longitudinales de las columnas, al llegar al último piso (octavo), deberían de anclar con el L_{dg} y doblar una distancia de 12 db; sin embargo, por criterios prácticos se ha uniformizado todos los dobleces en 30 cm., que es lo que se necesita para el $\phi 1"$.

7.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA COLUMNA P.1

7.3.1 VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ:

7.3.1.1 Efecto Local:

Definidas previamente las fórmulas para la verificación del efecto local de esbeltez de las columnas, se procedió a hacer las verificaciones respectivas para la columna P.1 en ambas direcciones:

El criterio establece que si se cumple la siguiente desigualdad, el efecto local de esbeltez

se puede despreciar: $\frac{Ln}{r} < 34 - \frac{M1}{M2}$

Revisando los valores de los momentos en las columnas, siempre se presenta curvatura doble, por lo que en la desigualdad, el segundo miembro siempre será

positivo. Por lo tanto, bastará con verificar que: $\frac{Ln}{r} < 34$

La luz libre de la columna para ambas direcciones es: $2.85 - 0.7 = 2.15$ m.

Por otro lado, los radios de giro correspondientes a cada dirección son:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.0128}{0.4}} = 0.1789 \text{ m.}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.0361}{0.4}} = 0.3004 \text{ m.}$$

Por lo tanto se tendrá:

$$\frac{2.15}{0.1789} = 12.02 < 34$$

$$\frac{2.15}{0.3004} = 7.16 < 34$$

Con lo que se concluye que los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar.

Este mismo procedimiento se hizo para las demás columnas y se concluyó que el efecto local de esbeltez era despreciable.

7.3.1.2 Efecto Global:

Definidas las fórmulas previamente, se procedió a hacer las verificaciones respectivas en cada nivel del edificio, para ambas direcciones:

Dirección X:

	ΣP_u (Ton.)	u (cm.)	V_u (Ton.)	h (cm.)	$\frac{(\Sigma P_u)u}{V_u \times h}$
Piso 8	455.06	0.861	65.70	285	0.021
Piso 7	932.53	0.919	110.90	285	0.027
Piso 6	1409.99	0.962	145.80	285	0.033
Piso 5	1887.45	0.974	174.00	285	0.037
Piso 4	2364.91	0.934	197.60	285	0.039
Piso 3	2842.38	0.825	216.50	285	0.038
Piso 2	3342.44	0.625	230.25	285	0.032
Piso 1	3830.79	0.312	237.12	285	0.018

Dirección Y:

	ΣPu (Ton.)	u (cm.)	V_u (Ton.)	h (cm.)	$\frac{(\Sigma Pu)u}{V_u \times h}$
Piso 8	455.06	1.009	58.44	285	0.028
Piso 7	932.53	1.115	98.20	285	0.037
Piso 6	1409.99	1.208	129.20	285	0.046
Piso 5	1887.45	1.265	154.30	285	0.054
Piso 4	2364.91	1.260	175.50	285	0.060
Piso 3	2842.38	1.166	193.22	285	0.060
Piso 2	3342.44	0.943	207.00	285	0.053
Piso 1	3830.79	0.550	214.24	285	0.035

Analizando los cuadros anteriores, se puede concluir que los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar, ya que los índices Q cumplen con ser menores que 0.06. Los únicos dos valores que son críticos, son los de los pisos 3 y 4 de la dirección Y, pero que también cumplen. Por lo tanto, se despreciarán los efectos globales de segundo orden.

7.3.2 DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN:

Seguidamente se mostrarán los diagramas de interacción con los que se diseñó la columna P.1 por flexo-compresión, tanto para la dirección X como para la dirección Y. Cabe destacar que, a partir del segundo piso hasta el octavo, se mantuvo una misma cuantía de refuerzo vertical; ya que, a partir del segundo piso hacia arriba, bastó con la cuantía mínima para obtener diagramas de interacción en los que estuvieran dentro las cargas y momentos amplificados actuantes en la columna.

A continuación, se mostrarán las cargas y momentos, en servicio y amplificados, actuantes en la columna P.1 en el primero y en el segundo piso, tanto para la dirección X como para la dirección Y, así como sus respectivos diagramas de interacción:

CARGAS Y MOMENTOS DE LA COLUMNA P.1 (DIRECCIÓN X)				
	1 ^{er} Piso		2 ^{do} Piso	
Carga	P (Ton)	M (Ton x m)	P (Ton)	M (Ton x m)
Muerta	74.31	2.05	64.82	3.17
Viva	7.67	0.29	6.65	0.45
Sismo	38.26	7.32	35.6	6.69

CARGAS Y MOMENTOS AMPLIFICADOS DE LA COL. P.1 (DIRECCION X)					
		1 ^{er} Piso		2 ^{do} Piso	
Combinación		Pu (Ton)	Mu (Ton x m)	Pu (Ton)	Mu (Ton x m)
(1)	1.5 CM + 1.8 CV	125.27	3.60	109.20	5.57
(2) y (3)	1.25 (CM + CV) + CS	140.74	10.25	124.94	11.22
	1.25 (CM + CV) - CS	64.215	4.40	53.74	2.17
(4) y (5)	0.9 CM + CS	105.14	9.17	93.94	9.54
	0.9 CM - CS	28.619	5.48	22.74	3.84

CARGAS Y MOMENTOS DE LA COLUMNA P.1 (DIRECCIÓN Y)				
	1 ^{er} Piso		2 ^{do} Piso	
Carga	P (Ton)	M (Ton x m)	P (Ton)	M (Ton x m)
Muerta	74.31	0.48	64.82	0.73
Viva	7.67	0.10	6.65	0.15
Sismo	66.79	20.48	57.28	13.49

CARGAS Y MOMENTOS AMPLIFICADOS DE LA COL. P.1 (DIRECCION Y)					
		1 ^{er} Piso		2 ^{do} Piso	
Combinación		Pu (Ton)	Mu (Ton x m)	Pu (Ton)	Mu (Ton x m)
(1)	1.5 CM + 1.8 CV	125.27	0.90	109.20	1.37
(2) y (3)	1.25 (CM + CV) + CS	169.27	21.21	146.62	14.59
	1.25 (CM + CV) - CS	35.685	19.76	32.06	12.39
(4) y (5)	0.9 CM + CS	133.67	20.91	115.62	14.15
	0.9 CM - CS	0.089	20.05	1.06	12.83

7.3.3 DISEÑO POR CORTANTE:

Diseño en la Dirección Y:

Para esta dirección, el cortante mayor, obtenido del análisis de las 5 combinaciones de diseño, se produce en el primer piso y tiene un valor de 8.49 Ton.

Por otro lado, analizando el diagrama de interacción correspondiente a este nivel, mostrado en el diseño por flexo-compresión, se obtiene que los momentos nominales asociados a las cargas axiales últimas, resultado de las combinaciones de diseño en las que interviene el sismo, son los siguientes:

* $P_u = 1.25 (CM + CV) + CS = 1.25 (74.31 + 7.67) + 66.79$ = 169.27 Ton.	$M_n = 125 \text{ Ton x m.}$
* $P_u = 1.25 (74.31 + 7.67) - 66.79 = 35.69 \text{ Ton.}$	$M_n = 89 \text{ Ton x m.}$
* $P_u = 0.9 CM + CS = 0.9 \times 74.31 + 66.79 = 133.67 \text{ Ton.}$	$M_n = 119 \text{ Ton x m.}$
* $P_u = 0.9 CM - CS = 0.9 \times 74.31 - 66.79 = 0.09 \text{ Ton.}$	$M_n = 77 \text{ Ton x m.}$

Se empleará el mayor valor de momento nominal el cual es: $M_n = 125 \text{ Ton x m.}$

Conocido esto, se aplica la fórmula:

$$V = \frac{Ma + Mb}{Ln} = \frac{125 + 125}{2.15} = 116.28 \text{ Ton.}$$

De los dos casos analizados, gobierna el segundo, con lo que el V_u diseño sería 116.28 Ton.; sin embargo, hemos considerado que este valor es bastante elevado puesto que se está diciendo que se debe diseñar con una fuerza cortante 14 veces más grande que la que se obtiene de las 5 combinaciones de diseño. Tal como se mencionó en el acápite 7.2.3, esto no tiene concordancia con el factor R aplicado, ya que no se tiene porqué diseñar con una fuerza cortante mayor que la que resultaría de multiplicar la fuerza cortante del análisis elástico por el factor de reducción (R). Sin embargo, si se aplicara lo señalado en este último párrafo, igual se obtendrían valores de diseño elevados. Es por ello que para efectos de diseño por cortante de la columna, se consideró conveniente trabajar con un factor de reducción (R) menor al adoptado en el análisis

sísmico. Este factor asumido fue: $R = 2$, con lo que se obtuvo una fuerza 3.5 veces mayor que la obtenida en el análisis elástico.

Según lo señalado anteriormente, se obtuvo:

$$Vu_{diseño} = 8.49 \times 3.5 = 29.72 \text{ Ton.}$$

Luego, el aporte al cortante del concreto es:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{169.27 \times 1000}{140 \times 3000} \right) \times 30 \times 94 = 30387.83 \text{ Kg.}$$

Con lo que se puede calcular que el acero necesita aportar:

$$Vs = \frac{Vu_{diseño}}{\phi} - Vc = \frac{29720}{0.85} - 30387.83 = 4576.88 \text{ Kg.}$$

Conocido el valor del Vs , se calcula el espaciamiento de los estribos:

$$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = S = \frac{(4 \times 0.71) \times 4200 \times 94}{4576.88} = 244.98 \text{ cm.}$$

Finalmente, se concluye que gobierna el espaciamiento exigido por la Norma Peruana.

Es por ello que se decidió colocar los estribos a 25 cm. de distancia entre ellos, fuera de la zona de confinamiento, y a 10 cm., dentro de ella.

Diseño en la Dirección X:

Para esta dirección, el cortante mayor obtenido del análisis de las 5 combinaciones de diseño, se produce en el octavo piso y tiene un valor de 6.90 Ton.

Bajo el mismo concepto planteado en el diseño por cortante en la dirección Y, se tomará un cortante 3.5 veces mayor al obtenido del análisis elástico:

$$Vu_{diseño} = 6.90 \times 3.5 = 24.15 \text{ Ton.}$$

Después de analizar las cargas axiales amplificadas, obtenidas de las combinaciones de diseño que consideran el efecto del sismo, se vio que la carga axial asociada al mayor momento nominal de los 4 casos, fue la obtenida de la siguiente combinación:

$$* Pu = 1.25 (CM + CV) + CS = 1.25 (7.88 + 0.53) + 4.33 = 14.84 \text{ Ton.}$$

Conocido esto se pudo calcular el aporte del concreto al cortante:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{14.84 \times 1000}{140 \times 1750} \right) \times 25 \times 64 = 13033.03 \text{ Kg.}$$

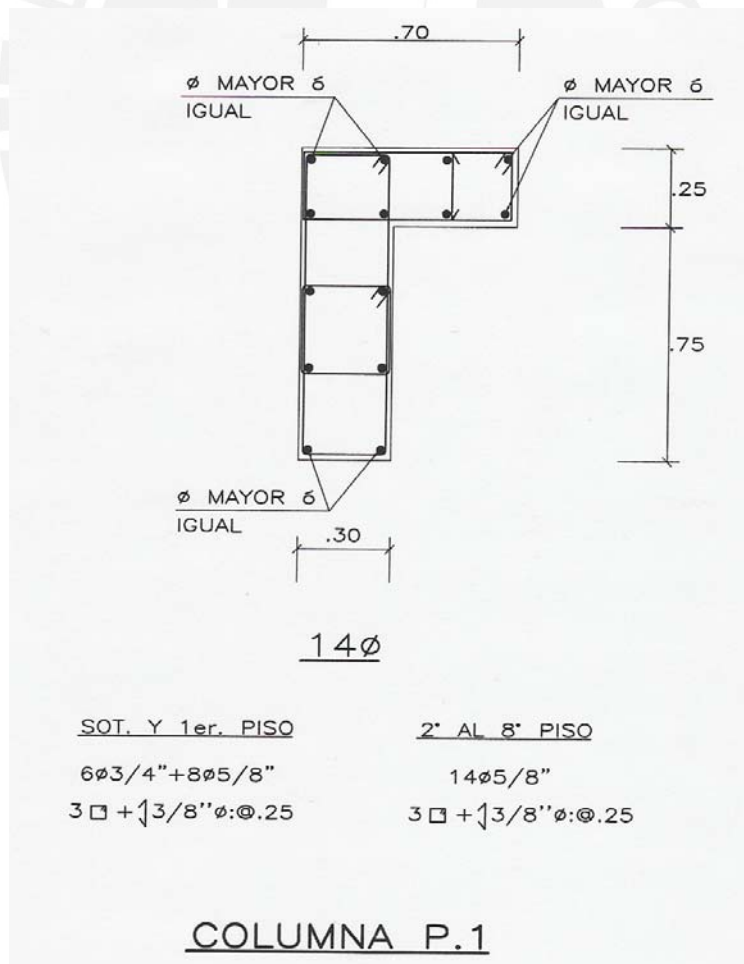
Con lo que se puede calcular que el acero necesita aportar:

$$V_s = \frac{V_u - \text{diseño}}{\phi} - V_c = \frac{24150}{0.85} - 13033.03 = 15378.73 \text{ Kg.}$$

Conocido el valor del V_s , se calcula el espaciamiento de los estribos:

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = S = \frac{(2 \times 0.71) \times 4200 \times 64}{15378.73} = 25 \text{ cm.}$$

Coincide con el espaciamiento exigido por la Norma Peruana. Es por ello que se decidió colocar los estribos a 25 cm. de distancia entre ellos, fuera de la zona de confinamiento, y a 10 cm., dentro de ella.



CAPÍTULO 8

PLACAS

Los muros de corte, también conocidos como placas, son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, mucho mayor que su ancho, proporcionan en dicha dirección una gran resistencia y rigidez lateral ante los movimientos laterales.

8.1 COMENTARIOS GENERALES

- En las placas 1 y 2 de este proyecto, se colocaron los fierros de mayor diámetro en los extremos de las mismas, porque esto permite que ante la acción de un sismo, la placa tenga un mejor comportamiento al producirse el efecto de tracción-compresión en los extremos. Además, porque en estas placas, las zonas extremas son los puntos donde se reciben las mayores cargas estáticas, ya que las vigas se apoyan directamente sobre ellas.

Si bien es cierto que la carga axial aplicada en el extremo de una placa se va distribuyendo a lo largo de la altura de la misma en un sector mayor al núcleo que recibe directamente la carga axial, es recomendable colocar los fierros de mayor diámetro en estos núcleos.

- En la placa 1, mientras que por un extremo se tuvo una carga axial muy elevada debida al sismo en la dirección X, por el otro extremo, se tuvo una carga axial elevada debida a las cargas estáticas de la viga que recibe (dirección Y). Conocido esto, se procuró que la placa cumpla en su diseño por flexo-compresión en ambas direcciones. Para ello, se elaboraron diagramas de interacción para cada dirección independientemente, y las cargas y momentos con los que se verificaron los diseños por flexo-compresión, fueron los correspondientes a cada dirección.

8.2 DISEÑO DE PLACAS

8.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN:

Para diseñar un muro de corte sometido a esfuerzos de flexión originados por fuerzas coplanares, lo primero que debe hacerse es definir si el muro es esbelto o si no lo es, según lo indicado en el artículo 15.4.2.1 de la Norma Peruana. Si se cumple la relación: $\text{Altura total de la placa} / \text{Longitud de la placa} = H/L \geq 1$, entonces el muro es esbelto, y de ser así se podrán aplicar los lineamientos generales establecidos para flexo-compresión (artículo 13.7.2 de la Norma), diseñándose el refuerzo vertical en base a la relación de la carga axial y del momento, con el uso de los diagramas de interacción. El procedimiento a seguir sería colocar un refuerzo inicial, procurando que el refuerzo repartido sea mayor o igual que el mínimo exigido por la Norma (que se detallará más adelante) y procurando también que se concentre mayor refuerzo en los extremos, para posteriormente verificar que las fuerzas axiales y momentos actuantes cumplan con estar dentro del diagrama de interacción generado. Si no se cumpliera esto, se deberá aumentar el área del refuerzo vertical y volverse a generar otro diagrama de interacción. Si en cambio se cumple que $H/L < 1$, se estaría hablando de un muro definido como poco esbelto. Si a esto se le suma que las cargas axiales son poco significativas, para su diseño no se podrán usar los lineamientos establecidos para flexo-compresión, sino que se diseñará calculando el área de acero en el extremo a tracción haciendo uso de la fórmula: $M_u = \phi A_s f_y Z$, donde Z está en función de la altura y de la longitud de la placa.

Adicionalmente, la Norma exige en este capítulo que el refuerzo de los núcleos de los extremos de las placas se confinen con estribos como en el caso de columnas y que sus empalmes se diseñen en tracción.

8.2.2 DISEÑO POR CORTANTE:

Al diseñar por cortante las placas, lo que se debe buscar, de acuerdo a las recomendaciones de diseño antisísmico, es que éstas tengan una mayor resistencia al

cortante que a la flexión, de tal modo que si el elemento fallara, esta falla sea por flexión, la cual es una falla dúctil, y no por cortante, la que sería una falla frágil. Por esta razón, la Norma Peruana nos presenta una fórmula (15.4.3.4) para el cálculo del V_u diseño, en la que se amplifica el mayor valor de los cortantes obtenidos de las combinaciones de diseño, por unos factores que a continuación se presentan:

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_{ur}}{M_{ua}} \times W\gamma$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante de diseño.

V_{ua} = Fuerza cortante proveniente del análisis.

M_{ur} = Momento Nominal de la sección, asociado a P_u , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

M_{ua} = Momento flector proveniente del análisis.

$W\gamma$ = Factor de amplificación dinámica dependiente del número de pisos de la edificación.

Calculado el valor del cortante de diseño en cada nivel, se procede a diseñar el refuerzo horizontal de la placa considerando lo siguiente:

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

Donde: $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times t \times d$, siendo $d = 0.8 L$

De darse el caso que V_u exceda al valor de ϕV_c , deberá colocarse refuerzo horizontal por cortante, cuya área de acero deberá cumplir con lo siguiente:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S}, \text{ donde:}$$

S = espaciamiento de los estribos.

A_v = Área de ambas ramas del estribo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

d = Peralte efectivo.

La cuantía del refuerzo horizontal (ρ_h), deberá ser mayor o igual a 0.0025 y el espaciamiento no excederá de $L/5$, $3t$ ó 45 cm. Ésta deberá anclar en los extremos confinados del muro para poder desarrollar su esfuerzo de fluencia.

La cuantía del refuerzo vertical (ρ_v) deberá ser mayor o igual a:

$$\rho_v = \left[0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{H}{L} \right] (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025, \text{ sin necesitar ser mayor que el}$$

refuerzo horizontal requerido. El espaciamiento no deberá ser mayor que $L/3$, $3t$ ó 45 cm.

8.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA PLACA

Seguidamente, se mostrará el diseño de la Placa 3 en la dirección X (Eje 5). Cabe mencionar que para el diseño de esta placa, también se verificó que cumpla con las cargas y momentos provenientes de la dirección transversal a ella; es decir, provenientes del pórtico del eje B y del pórtico del eje C. Para el eje B se optó por lo conservador y se vio qué pasaba si sólo se consideraba el aporte del núcleo de sección 30×100 cm., y esto dio como resultado que en el diagrama de interacción los puntos de las cargas y momentos amplificados estuvieran dentro de él holgadamente. Esta verificación se hizo para diferentes niveles del edificio.

Lo mismo se hizo en el eje C; sin embargo, para el segundo piso, se consideró que una parte del ala de la placa también trabajaba, debido a que la elevada carga axial de sismo (75.73 Ton.) junto con las cargas axiales estáticas ($CM = 23.23$ Ton. y $CV = 0.73$ Ton.), hacían que se produjeran tracciones al hacer las combinaciones de diseño de $1.25*(CM + CV) - CS$ y la de $0.9*CM - CS$. Esto, en conjunto con los momentos de sismo (15.89 Ton.x m.), los de carga muerta y los de carga viva, asociados a esas combinaciones, hacían que los puntos estuvieran muy cerca del diagrama de diseño, en la zona de las tracciones.

Posteriormente se mostrará el diagrama de interacción realizado para este extremo de la placa (Eje C), en ese nivel (segundo piso).

8.3.1 DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN:

Habiéndose comprobado que la relación $H/L = 25.75 / 3.6 = 7.15 \geq 1$ (muro esbelto), se procedió al diseño por flexo-compresión de la Placa 3, para lo cual se mostrarán los diagramas de interacción elaborados.

Cabe destacar que a partir del segundo piso hasta la azotea (ajeno al refuerzo vertical que se haya puesto en los núcleos extremos de las placas), bastó colocar en el alma el refuerzo repartido mínimo, para obtener diagramas de interacción en el que las cargas y momentos amplificados actuantes en cada nivel, estuvieran dentro de ellos. Este refuerzo repartido mínimo fue: $3/8''\phi:@.20$.

En cuanto a los núcleos extremos de las placas, se decidió no ponerles fierro con diámetro menor de $5/8''$. Por esta razón, en los núcleos extremos de esta placa, a partir del cuarto piso hasta la azotea, se empleó este refuerzo.

A continuación, se mostrarán las cargas y momentos actuantes y amplificados en algunos pisos de la Placa 3, para posteriormente mostrar los diagramas de interacción con los que se diseñó por flexo-compresión en esos niveles.

Para la dirección X, se mostrarán las cargas y momentos actuantes y amplificados del primero, segundo y cuarto piso; mientras que para la dirección Y (Eje C), las del segundo piso.

CARGAS Y MOMENTOS DE LA PLACA 3 (DIRECCIÓN X)						
	1 ^{er} Piso		2 ^{do} Piso		4 ^{to} Piso	
Carga	P (Ton)	M (Ton x m)	P (Ton)	M (Ton x m)	P (Ton)	M (Ton x m)
Muerta	158.68	7.58	138.55	8.6	98.29	8.6
Viva	14.25	0.95	12.36	1.07	8.58	1.07
Sismo	38.26	618.96	35.6	438.95	26.25	182.33

CARGAS Y MOMENTOS AMPLIFICADOS DE LA PLACA 3 (DIRECCION X)							
		1 ^{er} Piso		2 ^{do} Piso		4 ^{to} Piso	
Combinación		Pu (Ton)	Mu (Ton x m)	Pu (Ton)	Mu (Ton x m)	Pu (Ton)	Mu (Ton x m)
(1)	1.5 CM + 1.8 CV	263.67	13.08	230.07	14.83	162.88	14.83
(2) y (3)	1.25 (CM + CV) + CS	254.42	629.62	224.24	451.04	159.84	194.42
	1.25 (CM + CV) - CS	177.9	608.30	153.04	426.86	107.34	170.24
(4) y (5)	0.9 CM + CS	181.07	625.78	160.30	446.69	114.71	190.07
	0.9 CM - CS	104.55	612.14	89.10	431.21	62.21	174.59

CARGAS Y MOMENTOS DE LA PLACA 3 EN EL EJE C		
2do Piso		
Carga	P (Ton)	M (Ton x m)
Muerta	23.23	0.37
Viva	0.73	0.13
Sismo	75.73	15.89

CARGAS Y MOMENTOS AMPLIFICADOS DE LA PLACA 3 EN EL EJE C			
		2do Piso	
Combinación		P (Ton)	M (Ton x m)
(1)	1.5 CM + 1.8 CV	36.16	0.79
(2) y (3)	1.25 (CM + CV) + CS	105.68	16.52
	1.25 (CM + CV) - CS	-45.78	15.27
(4) y (5)	0.9 CM + CS	96.64	16.22
	0.9 CM - CS	-54.82	15.56

Seguidamente, se mostrarán los diagramas de interacción de la Placa 3. Para la dirección X, se mostrarán los del primero, segundo y cuarto piso; mientras que para la dirección Y (Eje C), se mostrará el del segundo piso.

8.3.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE:

A continuación, se calculará el refuerzo por cortante de la Placa 3 para la dirección X:

La fuerza cortante del análisis (V_{ua}) de esta placa en el primer piso es: 72.21 Ton.

El momento flector nominal del diagrama de interacción (M_{ur}) es: 1120 Ton x m.

El momento flector proveniente del análisis (M_{ua}) es: 629.62 Ton x m.

El factor de amplificación dinámica es:

$$W\gamma = 1.3 + \frac{n}{30}; \quad 15 \geq n > 6, \text{ donde } n = \text{número de pisos.} \quad (15.4.3.4 \text{ de la Norma})$$

Por lo tanto, el $W\gamma = 1.57$, del tal modo que el $V_u = V_{ua} \times \frac{M_{ur}}{M_{ua}} \times W\gamma = 201.67$ Ton.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times (0.8 \times 360) = 55299.1 \text{ Kg.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = \frac{201670}{0.85} - 55299.1 = 181959.72 \text{ Kg.}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2 \times 1.29 \times 4200 \times (0.8 \times 360)}{181959.72} = 17.15 \text{ cm.}$$

Se colocará la siguiente distribución para el refuerzo horizontal: $2\phi 1/2'' @ .15$ m., debido a que por razones de facilidad constructiva, se decidió colocar los refuerzos horizontales con espaciamientos múltiplos de 5.

Siendo los pisos críticos por corte en las placas de este edificio, el primero y el segundo, ya que de producirse una rótula plástica en ellas, ésta se produciría en alguno de esos dos pisos, se decidió utilizar el factor de amplificación dinámica sólo en estos dos niveles. De considerarse en los pisos superiores, se tendría valores de sobrerresistencia excesivos.

La Norma Peruana recomienda diseñar el fierro horizontal de una placa, igual en una altura de $H/2$ ó $L/2$, la que sea menor (Fig. C 15.4 de la Norma). En este edificio, en ninguna placa el $L/2$, que es la dimensión menor, llega a exceder la altura del primer piso; sin embargo, se decidió mantener en el segundo piso de todas las placas, el mismo diseño del refuerzo horizontal por corte que en el del primero.

Finalmente, se colocó para el sótano, primero y segundo piso, la siguiente distribución de refuerzo horizontal: $2\phi 1/2'' @ .15$ m.

Posteriormente, se realizó el análisis para el tercer piso:

$$Vu_{\text{Tercer Piso}} = V_{ua} \times \frac{M_{ur}}{M_{ua}} = 51.05 \times \frac{870}{306.03} = 145.13 \text{ Ton.}$$

$$V_{S_{\text{Tercer Piso}}} = \frac{Vu}{0.85} - V_c = \frac{145130}{0.85} - 55299.1 = 115442.08 \text{ Kg.}$$

$$S_{\text{Tercer Piso}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times (0.8 \times 360)}{115442.08} = 14.9 \text{ cm.}$$

Con lo que se decidió colocar en el tercer piso la siguiente distribución: 2φ3/8”@.15 m, la cual se mantuvo hasta el quinto piso, luego de haberse realizado las verificaciones respectivas.

Luego, se realizó el análisis para el sexto piso:

$$Vu_{\text{Sexto Piso}} = V_{ua} \times \frac{M_{ur}}{M_{ua}} = 27.2 \times \frac{610}{71.41} = 232.35 \text{ Ton.}$$

Este último valor calculado para el cortante de diseño del sexto piso, es bastante elevado. Tal como se explicó en el diseño por cortante del capítulo de columnas, esto no tiene concordancia con el factor R aplicado, ya que no se tiene porqué diseñar con una fuerza cortante mayor que la que resultaría de multiplicar la fuerza cortante del análisis elástico por el factor de reducción (R). Sin embargo, si se aplicara lo señalado en este último párrafo, igual se obtendrían valores de diseño elevados. Es por ello que se consideró conveniente trabajar con un factor de reducción (R) menor al adoptado en el análisis sísmico. Este factor asumido fue: $R = 2$, con lo que se obtuvo una fuerza 3.5 veces mayor que la obtenida en el análisis elástico. La fuerza obtenida fue:

$$Vu_{\text{Sexto Piso}} = 27.2 \times 3.5 = 95.2 \text{ Ton.}$$

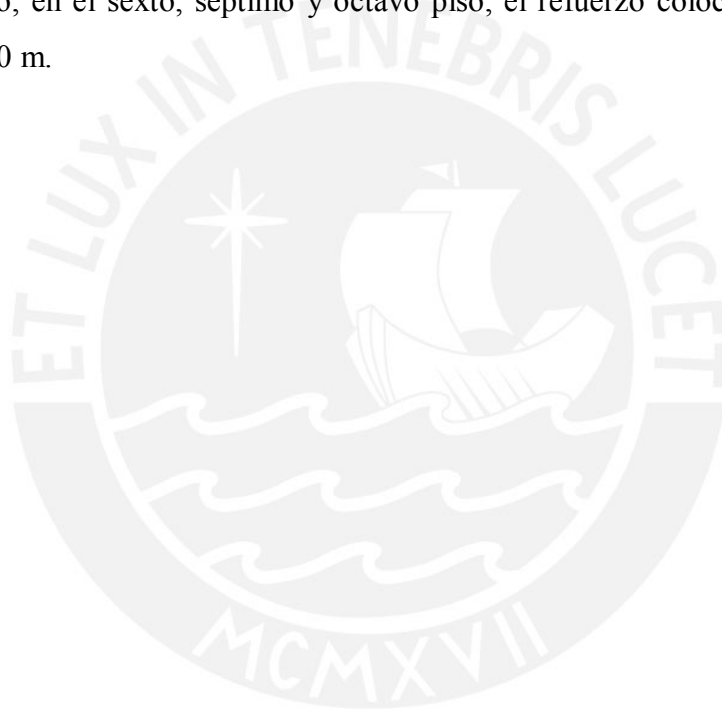
$$V_{S \text{ Sexto Piso}} = \frac{V_u}{0.85} - V_c = \frac{95200}{0.85} - 55299.1 = 56700.9 \text{ Kg.}$$

$$S_{\text{Sexto Piso}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_S} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times (0.8 \times 360)}{56700.9} = 30.29 \text{ cm.}$$

El fierro mínimo horizontal de placas manda que se tenga una cuantía mínima de 0.0025, por lo que el refuerzo colocado fue el siguiente: $2\phi 3/8'' @ .20 \text{ m}$.

Tomando en cuenta que las fuerzas cortantes en los pisos superiores (séptimo y octavo piso) fueron menores, se mantuvo en esos dos niveles el mismo refuerzo horizontal.

Por lo tanto, en el sexto, séptimo y octavo piso, el refuerzo colocado fue el siguiente: $2\phi 3/8'' @ .20 \text{ m}$.



CAPÍTULO 9

CIMENTACIÓN

La cimentación es el elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. Siendo la resistencia del suelo menor que la resistencia del concreto, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro, para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

9.1 COMENTARIOS GENERALES

Luego de revisarse estudios de mecánica de suelos realizados en el distrito de Miraflores y haberse consultado con el asesor de esta tesis y con un ingeniero especialista en Geotecnia, se llegó a la conclusión de que una capacidad admisible adecuada del terreno a -3.85 m. de profundidad, es 4.5 Kg./cm² y que, el valor adecuado del Df., para dicha capacidad, es de 1.50 m.

Para las cimentaciones de esta tesis, ubicadas a mayor profundidad, como por ejemplo la cimentación de la zona de la placa de la escalera, ascensor y la columna P.7 (-5.0 m.), también se diseñó con la capacidad de 4.5 Kg./cm² ya que, si bien es cierto a esa profundidad la capacidad del terreno puede ser un poco mayor, no se conoce el valor exacto de la misma y no sería correcto diseñar con un valor diferente al proporcionado en el estudio de suelos.

La Norma Peruana de Suelos y Cimentaciones establece en su artículo 3.3 que, el factor de seguridad frente a una falla por corte debe ser de 3 para cargas estáticas y de 2.5 para cargas de sismo. Como consecuencia de ello, algunos diseñadores piensan, erróneamente, que para verificar que los esfuerzos actuantes en una cimentación, ante la acción de un sismo, sean menores que la capacidad admisible del suelo, se puede considerar que la capacidad admisible del suelo es un poco mayor; es decir, que se puede multiplicar por el cociente de la división de los factores de seguridad mencionados líneas atrás (3/2.5). Si se hubiese dado crédito a este criterio, se hubiera

trabajado con una capacidad admisible del suelo de 4.5 Kg./cm^2 , para el caso de los esfuerzos generados por las cargas estáticas, y con $4.5 \cdot (3 / 2.5) = 5.4 \text{ Kg./cm}^2$, para los generados con la acción del sismo. Pero, ya que el criterio no es correcto, se trabajó con la misma capacidad admisible del terreno tanto para el caso estático como para el dinámico.

El criterio mencionado en el párrafo anterior no es correcto, porque en suelos granulares (como el suelo de Lima) las fallas no se producen por corte, sino, por asentamiento. De ahí que se deba diseñar con la misma capacidad admisible para ambos casos.

Para la verificación de asentamientos, se tomaron dimensiones preliminares de la zapata, de manera que los esfuerzos generados en el terreno no excedieran la capacidad admisible del mismo. Si no se cumplía con esto último, se variaban las dimensiones de la zapata.

Para el caso de las zapatas de las columnas en forma de T y en L, lo que se hizo fue dimensionar una zapata rectangular centrada con respecto al centroide de la sección de la columna. Esto debido a que las dimensiones de estas columnas no son grandes. Si se tratara por ejemplo de una placa de grandes dimensiones en forma de C, L o T, es probable que para efectos de dimensionamiento, se hubiese empleado una zapata de la misma forma, y no una zapata rectangular centrada con respecto al centroide.

Al tenerse zapatas cercanas, éstas se pueden unir o conectar, haciendo de ellas una zapata combinada, una zapata combinada con viga o unas zapatas conectadas. La diferencia entre una zapata combinada con y sin viga, está en el diseño a flexión y en cómo se distribuyen las cargas. En el caso de una combinada con viga, el fierro de la zapata se diseña como el de una losa que se apoya en una viga (la losa “vuela” desde la viga), sólo que se debe ver la losa como si estuviera invertida, ya que las cargas del suelo van de abajo hacia arriba. En cambio, en el caso de una combinada sin viga, ésta se debe diseñar como una losa sin viga; es decir, con las cargas que llegan a las columnas (losa plana), y también se debe ver como si ésta estuviera invertida. Para este último caso, uno debe imaginar una viga chata adonde llegan los pesos de la zapata, y de la viga chata va a las columnas.

En este proyecto, debido a la cercanía entre ellas y para controlar la excentricidad de las zapatas cercanas a la propiedad vecina, se decidió hacer de las zapatas de las siguientes columnas y placas, zapatas combinadas: La P.1 con la P.3, la P.5 con la Placa 4 y, la P.2 con la P.6.

En las columnas P.1 y P.2, inicialmente se intentó hacer cimentaciones aisladas excéntricas, pero las cargas actuantes eran tales (8 pisos más sótano) que se generaban momentos debidos a la excentricidad, los cuales a su vez, generaban esfuerzos en el terreno mayores a los admisibles. Por esta razón, se decidió hacer de éstas, zapatas combinadas.

Los cimientos corridos del edificio se hicieron excéntricos. Esto se suele hacer normalmente para excavar menos. También, para ahorrar en encofrado, haciéndolo sólo por un lado y por el otro vaciando contra el terreno. Partiendo de este mismo criterio, las zapatas de las columnas P.10 y P.11 también se hicieron excéntricas con respecto al centroide de la sección de la columna. Esto fue factible debido a que las cargas actuantes en estas columnas no eran elevadas y por ende, el momento generado por la excentricidad fue controlable.

En el caso de las plateas, como la de la zona de la placa de la escalera, la columna P.7 y la placa del ascensor, para el dimensionamiento se procedió a verificar primero localmente (para poder tener unas dimensiones iniciales) y luego se verificó el conjunto, toda la platea. Para verificar que los esfuerzos actuantes fueran menores que la capacidad admisible del terreno, se hallaron las propiedades de toda la sección: se halló el centroide, el área y las inercias en ambas direcciones. Conocido esto, se hicieron los cálculos aplicando la fórmula de $\sigma = \frac{P}{\text{Área}} + \frac{M_z \times y}{I_z} - \frac{M_y \times z}{I_y}$, a fin de obtener los esfuerzos generados en el terreno. Estas verificaciones se hicieron para ambas direcciones, tanto para el caso estático como para el dinámico.

9.2 DISEÑO DE LA ZAPATA COMBINADA DE LAS COLUMNAS P.2 Y P.6

Se definieron 4 puntos de carga para el diseño de esta zapata combinada:

El de la columna P.2, llamado punto A; el de la columna P.6, llamado punto B; la sección del muro de contención ubicada sobre la zapata que recibe una parte de las cargas de la losa maciza de 25 cm., llamado punto C; y otra sección del muro de contención que recibe parte de las cargas del aligerado de 20 cm., llamado punto D.

Definiremos las cargas y momentos actuantes con las siguientes abreviaturas:

Pm = Carga axial de carga muerta.

Mm = Momento flector de la carga muerta.

Pv = Carga axial de la carga viva.

Mv = Momento flector de la carga viva.

Ps = Carga axial del sismo.

Ms = Momento flector del sismo.

Del metrado de cargas estáticas, de su análisis y del análisis sísmico, se hallaron las cargas axiales y momentos flectores actuantes en los puntos mencionados líneas arriba, los cuales fueron:

Punto A: Pm = 83.3; Pv = 9.8; Ps = 81.8; Mm = 0.31; Mv = 0.15; Ms = 5.0

Punto B: Pm = 200.5; Pv = 41.8; Ps = 54.5; Mm = 2.5; Mv = 1.43; Ms = 4.0

Punto C: Pm = 2.70; Pv = 0.60

Punto D: Pm = 3.40; Pv = 0.30

(Las cargas axiales están en Ton., y los momentos flectores en Ton x m.)

Luego de realizar algunas iteraciones, se llegó a que las dimensiones adecuadas para esta zapata eran de 3.0 m. x 4.9 m. (verificando que los esfuerzos generados en el terreno fueran menores que la resistencia admisible del mismo, como se verá posteriormente), y que el peralte adecuado era de 0.70 m (verificando por cortante y punzonamiento, también como se verá más adelante). Con esto se pudo calcular el peso propio de la zapata y del relleno colocado encima de ésta, el cual en sumatoria fue de:

$$(3.0 \times 4.9 \times 2.4 \times 0.7) + (3.0 \times 4.9 \times 2.0 \times 0.4) + (3.0 \times 4.9 \times 2.3 \times 0.4) = 49.98 \text{ Ton.},$$

donde 2.4 es el peso específico del concreto, 2.0 el peso específico de la tierra y 2.3 el peso específico del concreto ciclópeo (todos en Ton/m³).

Considerando el peso de la sobrecarga, se tiene: $3.0 \times 4.9 \times 0.25 = 3.68 \text{ Ton.}$, siendo 0.25 la sobrecarga de estacionamientos, en Ton/m².

Luego de haber calculado todas las cargas actuantes, se procedió a verificar que los esfuerzos generados en el terreno fueran menores que su resistencia; es decir, 45 Ton/m². Debemos acotar que las cargas muertas y vivas empleadas para el dimensionamiento están en servicio.

La dirección verificada fue la Y, ya que esa es la dirección crítica, donde se producen los mayores esfuerzos. Los casos verificados fueron tres:

- Esfuerzos Generados con la Ps de los Puntos A y B en Compresión:

Se hizo una sumatoria de las cargas axiales actuantes y se obtuvo: P total = 532.4 Ton.

Luego se hizo la sumatoria de momentos con respecto al eje 5 = 1200.0 Ton x m.

Conocido esto, se halló la excentricidad de las cargas con respecto al eje 5: $e_1 = M/P = 1200.0 / 532.4 = 2.254$ m.

Conociéndose las dimensiones de la sección, se halló la ubicación del centroide con respecto al eje 5: 2.45 m; y con esto se pudo hallar la excentricidad del centro de cargas (C.C.) con respecto al centroide: $e_2 = 2.45 - 2.254 = 0.196$ m.

Conocidos estos valores se pudo calcular los esfuerzos a los extremos de la zapata:

$$\sigma = \frac{P}{\text{Área}} \pm \frac{6 \times (P \times e_2)}{B \times L^2} = \frac{532.4}{3 \times 4.9} \pm \frac{6 \times (532.4 \times 0.196)}{3 \times 4.9^2} \rightarrow \sigma_1 = 44.9; \sigma_2 = 27.5 \text{ (Ton / m}^2\text{)}$$

El mayor de ellos cumple con ser menor que la resistencia del terreno (45 Ton/m²), a pesar de no haber mucha holgura entre los dos valores.

- Esfuerzos Generados con la Ps de los Puntos A y B en Tracción:

P total = 259.8 Ton.

Sumatoria de momentos con respecto al eje 5 = 781 Ton x m.

Excentricidad de las cargas con respecto al eje 5: $e_1 = M/P = 781 / 259.8 = 3.0$ m.

Excentricidad del C.C. con respecto al centroide: $e_2 = 3.0 - 2.45 = 0.55$ m.

Esfuerzos a los extremos de la zapata:

$$\sigma = \frac{P}{\text{Área}} \pm \frac{6 \times (P \times e_2)}{B \times L^2} = \frac{259.8}{3 \times 4.9} \pm \frac{6 \times (259.8 \times 0.55)}{3 \times 4.9^2} \rightarrow \sigma_1 = 29.6; \sigma_2 = 5.8 \text{ (Ton / m}^2\text{)}$$

Se cumple que $\sigma_1 < 45 \text{ Ton./m}^2$, y que σ_2 no llega a ser menor que cero (tracciones); por lo tanto, no se necesita usar la fórmula de distribución triangular de esfuerzos.

- Esfuerzos Generados sin la Ps de los Puntos A y B:

P total = 396.1 Ton.

Sumatoria de momentos con respecto al eje 5 = 990.5 Ton x m.

Excentricidad de las cargas con respecto al eje 5: $e_1 = M/P = 990.5 / 396.1 = 2.50$ m.

Excentricidad del C.C. con respecto al centroide: $e_2 = 2.50 - 2.45 = 0.05$ m.

Esfuerzos a los extremos de la zapata:

$$\sigma = \frac{P}{\text{Área}} \pm \frac{6 \times (P \times e_2)}{B \times L^2} = \frac{396.1}{3 \times 4.9} \pm \frac{6 \times (396.1 \times 0.05)}{3 \times 4.9^2} \rightarrow \sigma_1 = 28.6; \sigma_2 = 25.3 \text{ (Ton / m}^2\text{)}$$

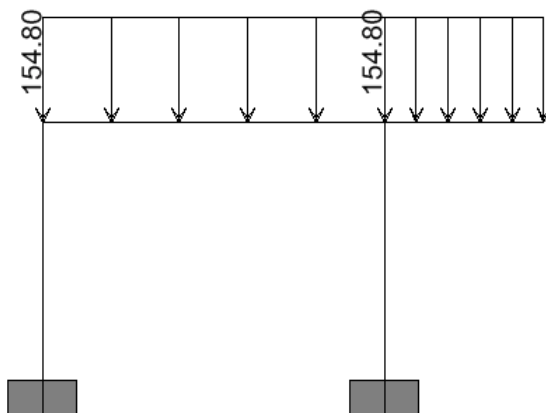
Se cumple que $\sigma_1 < 45 \text{ Ton / m}^2$.

Posteriormente, se procedió a calcular el esfuerzo de diseño, el cual se halló restándole al mayor de los esfuerzos calculados en los tres casos vistos previamente, el peso propio de la zapata, el peso del material de relleno y el peso de la sobrecarga:

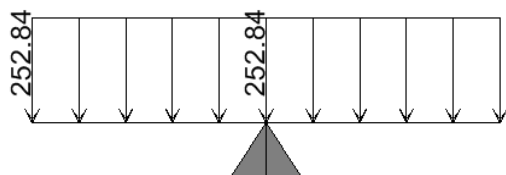
$$\sigma_u = (44.9 \times 1.25) - 1.25 \times (2.4 \times 0.7 + 2.0 \times 0.4 + 2.3 \times 0.4 + 0.25) = 51.6 \text{ Ton / m}^2$$

Para obtener las cargas repartidas en cada dirección de análisis, se multiplicó el σ_u por el respectivo ancho tributario en cada dirección; es decir, 3 m. en la dirección Y, y 4.9 m. en la dirección X, obteniéndose $W_{ux} = 51.6 \times 4.9 = 252.84 \text{ Ton./m.}$, y $W_{uy} = 51.6 \times 3.0 = 154.8 \text{ Ton./m.}$ Calculados estos valores, se pudieron hacer las modelaciones en cada dirección.

Dirección Y:



Dirección X:



Los dos gráficos anteriores deberían verse invertidos, ya que la presión del suelo va de abajo hacia arriba. Sin embargo, para efectos de modelación, esto es indiferente. Lo importante es que los valores sean los correctos.

De los DFC de las modelaciones se hallaron los valores con los cuales se verificó por cortante en cada dirección:

Verificación por Cortante en la Dirección X:

V_u a d de la cara = 189.6 Ton

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times B \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 490 \times 60 = 191.93 \text{ Ton.}$$

→ Se cumple que $V_u < \phi V_c$

Verificación por Cortante en la Dirección Y:

V_u a d de la cara = 112.5 Ton

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times B \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 300 \times 60 = 117.51 \text{ Ton.}$$

→ Se cumple que $V_u < \phi V_c$

Luego, se realizaron las verificaciones por punzonamiento para cada columna:

Verificación por Punzonamiento en la Columna P.2:

Se halló la carga axial última de esta columna: $P_u = 1.25 \times (P_m + P_v + P_s) = 218.63$ Ton.

$$V_u = P_u - (\sigma_u \times A_o) = 218.63 - (51.6 \times 1.47) = 142.78 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = (0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 402 \times 60) / 1000 = 314.93 \text{ Ton.}$$

→ Se cumple que $V_u < \phi V_c$

Verificación por Punzonamiento en la Columna P.6:

Se halló $P_u = 1.25 \times (P_m + P_v + P_s) = 371 \text{ Ton.}$

$$V_u = P_u - (\sigma_u \times A_o) = 371 - (51.6 \times 1.44) = 296.7 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = (0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 500 \times 60) / 1000 = 391.7 \text{ Ton.}$$

→ Se cumple que $V_u < \phi V_c$

Finalmente, se procedió a realizar el diseño por flexión para cada dirección:

Diseño por Flexión en la Dirección X:

Del DMF, se halló el momento a la cara, el cual fue: 237.0 Ton x m.

Para este momento se requiere de un área de acero de 22.3 cm²/m., lo que se satisface con la siguiente distribución: $\phi 1'' @ 0.20 \text{ m.}$

Diseño por Flexión en la Dirección Y:

Del DMF, se hallaron dos momentos: El momento máximo positivo y el momento a la cara máximo negativo. Esos dos valores fueron:

Momento Positivo = 105.81 Ton x m., lo que requiere de un área de acero de 16.06 cm²/m., y se satisface con la siguiente distribución: $\phi 3/4'' @ 0.15 \text{ m.}$

Momento Negativo = 62.69 Ton x m., lo que requiere de un área de acero de 9.39 cm²/m., y se satisface con la siguiente distribución: $\phi 5/8'' @ 0.20 \text{ m.}$

Estas últimas distribuciones de fierro presentadas, cumplen con el fierro mínimo de zapatas, el cual se definió, en conjunto con el asesor de esta tesis, mediante la siguiente fórmula: $0012 \times b \times d$; ya que, si bien es cierto es una losa, esta no estará

sometida a efectos de temperatura, ya que está enterrada. De ahí que no se haya tomado como fierro mínimo a la fórmula de: $0.0018 \times b \times d$.

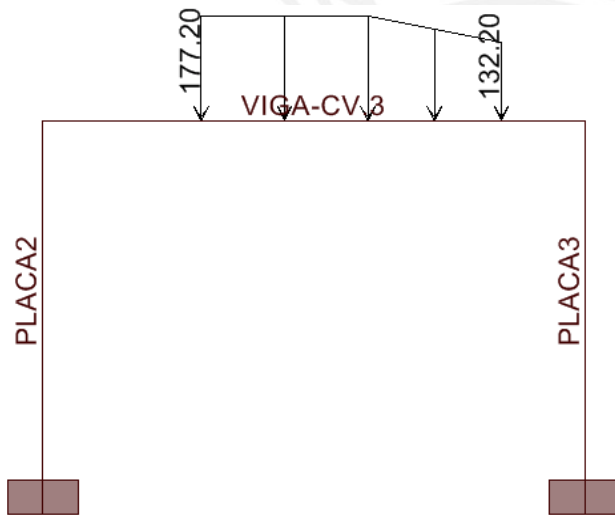
La Norma Peruana no especifica un valor de fierro mínimo de zapatas; sin embargo, si revisamos su artículo 11.5.4, éste sostiene que puede colocarse en una cara de una losa las $\frac{2}{3}$ partes del fierro mínimo. Entonces, partiendo de esta hipótesis, se consideró para el fierro mínimo de zapatas, la fórmula de $0.0012 \times b \times d$.



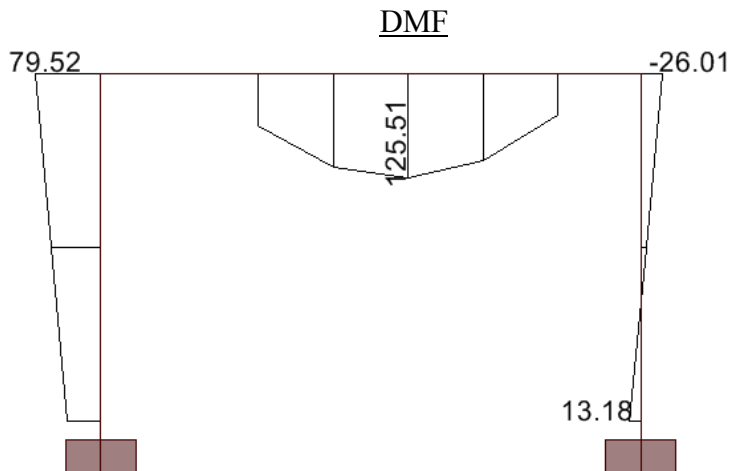
9.3 DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN CV.3

A continuación, se presenta la modelación de la viga CV.3 (.30 x 1.80). Este modelo debería de verse invertido, ya que las cargas que actúan sobre la viga son producto de la presión que el suelo ejerce sobre la misma; pero para fines de hallar los valores del DFC y del DMF, es indiferente como se vea la modelación, lo importante es que los valores sean los correctos.

Habiéndose calculado la presión actuante del suelo (amplificada) y luego haberse multiplicado por el ancho tributario que la viga CV.3 se lleva de la cimentación, se obtuvieron las cargas repartidas que se muestran en el gráfico:



Las cargas presentadas en el modelo anterior están en Ton/m.



Para el diseño de estas vigas, se hizo uso de la Norma Peruana de Concreto Armado, Capítulo 14, en el que se dan las pautas necesarias para el diseño de vigas de gran peralte.

La Norma, en su artículo 14.2.b, dice lo siguiente:

Los momentos de flexión podrán calcularse con las teorías usuales aplicables a elementos de poco peralte y se proporcionará el área de refuerzo necesaria de manera que cumpla:

$M_u \leq \phi A_s f_y Z$, donde Z es el brazo del par interno, el cual se podrá calcular de acuerdo a lo siguiente: $Z = 0.2 (L + 2 h)$ si $1.0 \leq L/h \leq 2.0$, en vigas de un solo tramo (el caso de la viga CV.3), y donde L es la distancia centro a centro entre apoyos sin exceder 1.15 veces la luz libre. Por lo tanto, tomando como base lo planteado anteriormente, se procederá a diseñar la viga CV.3:

$$L = 1.15 \times \text{luz libre} = 1.15 \times 1.8 = 2.07$$

$$L/h = 2.07/1.8 = 1.15$$

$$\text{Por lo tanto } 1.0 \leq L/h \leq 2.0, \text{ entonces } Z = 0.2 (2.07 + (2 \times 1.8)) = 1.134$$

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y Z} = \frac{125.51 \times 1000}{0.9 \times 4200 \times 1.134} = 29.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{se utilizarán 6 fierros de 1"} (A_s = 30.6$$

cm^2), con lo que se cumple con el área de acero requerida.

Con respecto a los momentos negativos en la viga, debido al gran peralte de la misma, a su corta luz y a la longitud de los brazos rígidos, no se producen momentos negativos en las caras de la viga. Por esta razón, se recurrirá al área de acero mínimo para vigas:

$$A_s \text{ _mínimo} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \times b \times d = \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 170 = 12.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{se utilizarán}$$

3 fierros de 1".

Para el cálculo de los fierros horizontales y verticales de la viga de gran peralte, se recurrió al artículo 14.4.4 de la Norma de Concreto Armado, que sostiene lo siguiente:

La sección crítica para diseño por fuerza cortante en vigas con carga uniformemente distribuida, deberá considerarse ubicada a $0.15 L_n$, medida desde la cara del apoyo.

En su artículo 14.4.5, la Norma sostiene que, a no ser que se haga un cálculo más detallado, la fórmula de resistencia al cortante del concreto es la siguiente:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d.$$

Además, en su artículo 14.4.7, sostiene que cuando V_u excede la resistencia al corte ϕV_c , deberá proveerse refuerzo por corte para satisfacer la ecuación: $V_u \leq \phi (V_c + V_s)$; donde la resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = f_y \times d \left[\frac{A_v(1 + L_n/d)}{12 \times S_v} + \frac{A_{vh}(11 - L_n/d)}{12 \times S_h} \right]$$

Donde: A_v es el área de refuerzo por corte perpendicular al refuerzo por flexión, espaciado una distancia S_v ; y A_{vh} , es el área de refuerzo por corte paralela al refuerzo de flexión, espaciado una distancia S_h .

Planteado lo anterior, se procede a realizar los cálculos correspondientes:

Del DFC se obtuvo que el V_u a $0.15 L_n$ es: 113.7 Ton.

$$\text{El } V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 170 = 39170.2 \text{ Kg.} = 39.17 \text{ Ton.}$$

$$\text{Aplicando la fórmula: } V_u / \phi \leq (V_c + V_s) = 113.7 / 0.85 \leq 39.17 + V_s \rightarrow V_s \geq 94.59 \text{ Ton.}$$

Sabiendo que V_s debe ser mayor que 94.59 Ton., se buscará una distribución de fierro que satisfaga dicho valor, aplicando la fórmula presentada líneas arriba.

Se verificará que se cumpla con el artículo 14.4.8 de la Norma, referente a la disposición de fierro mínimo, tanto para el fierro horizontal, como para el vertical. Dicho artículo sostiene que: La cuantía del refuerzo horizontal por corte no será menor de 0.0025 y su espaciado no excederá $d/3$ ó 45 cm. La cuantía del refuerzo vertical por corte no será menor de 0.0015 y su espaciado no excederá de $d/5$ ó 45 cm.

Se probará con $1/2''\phi:@.15$ para el estribo vertical y con $2\phi 1/2''@.20$ para el refuerzo horizontal:

$$V_s = 4200 \times 170 \left[\frac{2 \times 1.29 \times \left(1 + \frac{1.8}{1.7}\right)}{12 \times 15} + \frac{2 \times 1.29 \times \left(11 - \frac{1.8}{1.7}\right)}{12 \times 20} \right] = 97373.5 \text{ Kg.} = 97.37 \text{ Ton.} >$$

94.59 Ton.; por lo tanto, la distribución de fierros es adecuada y cumple con la disposición de fierro mínimo de la Norma.

9.4 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

La Norma Peruana Sismorresistente, en su artículo 15.2, sostiene que toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima S , para evitar el contacto durante el movimiento sísmico.

Del análisis sísmico se sabe que el edificio, en la dirección Y , se desplaza en la parte superior 8.52 cm.; y por otro lado, se sabe que la Norma Peruana plantea que la distancia mínima S no debe ser menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes; por lo tanto, si asumimos que la edificación vecina edificada o edificable se desplaza lo mismo, tendríamos lo siguiente:

$$S \geq (8.52 \times 2) \times (2/3) = 11.36 \text{ cm.}$$

La Norma Peruana también plantea que: $S = 3 + 0.004 \times (h - 500)$ (h y S en centímetros), donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar S , y que $S > 3$ cm. Por lo tanto:

$$S = 3 + 0.004 \times (2340 - 500) = 10.36 \text{ cm.}$$

En consecuencia, se tomará el S mayor de los tres: $S = 11.36$ cm.

La Norma también sostiene que el edificio se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado según el artículo 16.4 de la Norma, ni menores que $S/2$.

Por lo tanto, realizando los cálculos correspondientes tendremos:

$$11.36 / 2 = 5.68 \text{ cm.} \quad \text{y} \quad 8.52 \times (2/3) = 5.68 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se dejará una junta sísmica de 6 cm.

Por esta razón, las columnas y placas ubicadas en el eje 5, se crecerán 6 cm. (sólo en el sótano); mientras que los muros de contención se mantendrán con el mismo espesor, pero se les retirará los 6 cm. de la junta sísmica hacia la edificación vecina.

CAPÍTULO 10

MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención son estructuras que sirven para contener terreno u otro material en desnivel. Son usados para estabilizar el material confinado evitando que desarrollen su ángulo de reposo natural.

El tipo de terreno que actúa empujando a los muros de contención de este proyecto es la grava arenosa típica de Lima. Para tomar valores adecuados del peso específico y del ángulo de fricción interna del terreno, se revisaron estudios de mecánica de suelos realizados en el distrito de Miraflores, tablas de algunos libros (entre ellas la Tabla 13.1 del libro del Ingeniero Teodoro Harmsen) y se consultó con el asesor de esta tesis, así como con un ingeniero especialista en Geotecnia, y lo que finalmente se concluyó, fue que los valores adecuados para el tipo de material actuante son:

$$\gamma = 2000 \text{ Kg. / m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

Estos valores, si bien son conservadores, se tomaron debido a que generalmente la zona de los muros se trabaja en un estado del terreno no muy denso, y por ende, es donde se producen grandes empujes.

A continuación, se desarrollará uno de los tipos de muro que se tuvieron en esta tesis:

10.1 MURO DE SÓTANO

Este tipo de muro se caracteriza por tener como apoyo adicional al cimiento, la losa del techo del sótano. Debido a que está apoyado en ambos extremos, no se puede voltear, y ya no requiere de una gran cimentación sino de un cimiento corrido relativamente pequeño (en este proyecto 60 cm.) y que en la mayoría de casos se hace excéntrico, por tratarse de un límite de propiedad o para disminuir la excavación. Este

tipo de muro, no tiene un empuje activo, sino el empuje de los suelos en reposo y se calcula con la siguiente fórmula: $E = 0.65 Ca \gamma H$

El empuje de la sobrecarga se calcula con la fórmula: $E_{s/c} = CaWs$, donde Ws es el valor de la carga viva.

El valor de Ca se calcula con la siguiente fórmula: $Ca = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$

Definidas las fórmulas para el cálculo de los empujes actuantes en los muros de sótano, se procederá a mostrar el cálculo realizado para diseñar uno de estos muros, el Muro 1:

10.1.1 DISEÑO DEL MURO 1:

La altura tomada (H) para reemplazar en la fórmula del empuje (E) fue de 2.9 m. Esto debido a que el terreno no actúa en toda la altura del muro. Mientras que el muro llega hasta el nivel + 0.60, el terreno sólo llega hasta el nivel + 0.15.

Por otro lado, el valor de Ca fue de: $Ca = \frac{1 - \text{sen}30}{1 + \text{sen}30} = 0.33$

Reemplazando en las fórmulas tendremos: $E = 0.65 \times 0.33 \times 2 \times 2.9 = 1.244 \text{ Ton / m}$.

Para la sobrecarga se tendrá: $E_{s/c} = 0.33 \times 0.25 = 0.083 \text{ Ton / m}$. (250 Kg./m. de sobrecarga, pensando que a futuro se pueda construir un estacionamiento en la edificación vecina en el nivel + 0.15).

Para obtener la carga uniformemente repartida que actúa lateralmente sobre el Muro 1, se sumarán ambas cargas, con lo que se obtiene:

$E_{\text{total}} = E + E_{s/c} = 1.244 + 0.083 = 1.327 \text{ Ton / m}$.

Al amplificar las cargas por el factor de carga viva de 1.8, se obtuvo:

$E_{\text{total amplificado}} = 1.8 \times 1.327 = 2.39 \text{ Ton / m}$.

Haciendo la modelación respectiva, para 1 metro de ancho y un espesor de muro de 25 cm., se obtuvo un momento flector de 2.95 Ton x m., lo que requiere de un área de acero de 3.99 cm².

Una distribución que cumple con esta área de acero para la zona en tracción es:

$\phi 3/8'' @ .15 \text{ m.}$

Con respecto al refuerzo vertical de los muros, la Norma Peruana nos exige colocar un fierro mínimo del orden de $0.0015 b t$, pudiéndose distribuir igualmente un porcentaje en la cara interior y un porcentaje en la cara exterior. Como el refuerzo interior es importante, suele suceder que el refuerzo de la cara exterior es pequeño. Sin embargo, suponiendo que se deba colocar la mitad del $0.0015 b t$ en la cara exterior, se tendría que cumplir con un área de acero de: $1.875 \text{ cm}^2./\text{m.}$, y colocando $\phi 3/8'' @ .25 \text{ m.}$ se cumple holgadamente.

Algunos ingenieros diseñadores, en la cara exterior del muro, colocan bastones; sin embargo, en este edificio se decidió “correr” el refuerzo a lo largo de toda la altura, porque la luz es corta y por facilidad constructiva.

Con respecto al refuerzo horizontal de los muros, la Norma Peruana exige un fierro mínimo por temperatura, el cual debe satisfacer la siguiente fórmula: $0.002 b t$ (total en la sección), pudiéndose distribuir un porcentaje en la cara interior y otro en la exterior (generalmente 50 % y 50 %). Basándonos en este criterio, se decidió colocar como refuerzo horizontal: $2\phi 3/8'' @ .25 \text{ m.}$

Para saber si el espesor del muro de contención era el adecuado (25 cm.), se verificó por cortante con el valor del cortante generado por el empuje lateral del terreno a “d” de la cara, el cual fue de: 3.31 Ton.

Calculando la resistencia del concreto se obtuvo que éste resiste: $V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 21 = 16128.9 \text{ Kg.}$, y multiplicándolo por el factor $\phi = 0.85$, se obtuvo: $\phi V_c = 13709.6 \text{ Kg.}$ Este valor de resistencia al cortante, controla holgadamente al valor del cortante actuante de 3310 Kg.

El dibujo del Muro 1 se muestra en el plano E- 02 / 09.

10.2 COMENTARIOS ADICIONALES

El fondo de las zapatas de los muros de contención del edificio está a - 3.35 m. A esta profundidad, la resistencia del terreno es un poco menor que la especificada en el Estudio de Suelos de - 3.85 m.; sin embargo, seguramente controlará a los esfuerzos

generados en el terreno debidos a las cargas estáticas actuantes en el muro. A pesar de ello, como no se conoce el valor exacto de la resistencia del terreno a dicha profundidad y no es correcto suponer valores, lo que se debe hacer es que el fondo de la cimentación llegue hasta la profundidad de resistencia conocida. Para llegar a dicha profundidad, a los muros les faltaría profundizar medio metro más, pero bastará con que dicho tramo se haga con concreto ciclópeo. Lo importante es que el elemento se apoye a la profundidad especificada en el Estudio de Suelos.

En los muros de contención ubicados en el eje 5, la única sobrecarga actuante es la del primer piso de la edificación vecina, ya que las cargas de los pisos superiores, no llegan a empujar a los muros de contención debido a que han sido “conducidas” hasta un nivel inferior con respecto a los muros, a través de las calzaduras que se han hecho previamente. La sobrecarga considerada para el diseño de los muros de este eje, fue de 250 Kg./m^2 , pensando que a futuro en el propiedad vecina, donde actualmente existe una vivienda de un piso, se pueda construir un edificio y el primer piso se destine a estacionamientos.

Con respecto a las cargas axiales actuantes en los muros de contención se puede decir que éstas son mínimas. Sólo son importantes en el caso de las placas que vienen desde los pisos superiores y que al llegar al nivel del terreno pasan a ser además, muros de contención. En esos casos se debe verificar el diseño como placa, así como el diseño como muro de contención.

Los muros 4 y 5 se diseñaron en voladizo y a pesar de no requerir de tanto peralte en su cimentación, se les dio el mismo peralte que a los muros de sótano, 60 cm., por uniformidad con los muros interiores del edificio.

En el caso del muro de contención 7, para su diseño por flexión, se consideró a éste como una losa en 2 sentidos, ya que adicionalmente a los apoyos que tiene la losa en la dirección vertical, horizontalmente tiene a las columnas que sirven como elementos de apoyo.

Para el diseño del muro de contención 3, se pudo haber considerado a ésta como una losa apoyada en 3 bordes; sin embargo, se consideró que trabaja horizontalmente y el fierro calculado fue de $3/8'' @ .20$ m. Para la dirección vertical, aún considerando a la losa como apoyada en tres bordes, sigue siendo mayor el fierro mínimo vertical de muros.

El fierro mínimo considerado en todos los muros de contención fue de $3/8'' @ .25$ m.

La placa del ascensor, desde el nivel - 4.20 m. hasta el nivel + 0.0 m., también actúa como muro de contención y para la verificación del refuerzo horizontal de este tramo, se consideró a la placa como una losa que trabaja en una dirección, en la dirección más corta (la horizontal). Para calcular el empuje actuante en dicho tramo, se trabajó con el promedio de los esfuerzos a cada metro. Por ejemplo, el más crítico fue el empuje en el metro inferior; es decir, desde el nivel - 3.20 m. al nivel - 4.20 m. Para calcular el esfuerzo actuante en ese tramo, se trabajó con la altura promedio; es decir: - 3.70 m., y se multiplicó por el peso específico del terreno (γ) y por el valor de C_a ($\gamma \times C_a \times \frac{h_1 + h_2}{2}$). Conocido el esfuerzo actuante a ese nivel, multiplicándolo por 1 metro de ancho y luego por el factor de carga viva de 1.8, se pudo obtener la carga repartida amplificada actuante en la “losa”. Posteriormente, se procedió a verificar que el refuerzo horizontal cumpliera con el empuje actuante.

La Placa 3, desde el nivel - 3.65 m. hasta el nivel + 0.15 m., también actúa como muro de contención; sin embargo, ésta ya se comporta ante los empujes laterales, como una losa en dos direcciones. Para ésta también se hizo la verificación respectiva, así como para la Placa 4.

CAPÍTULO 11

CALZADURA

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas. Su función es la de prevenir fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, mientras se llevan a cabo las obras de sostenimiento definitivas.

11.1 COMENTARIOS GENERALES

El terreno de Lima tiene una cohesión que por lo general va de 0.2 a 0.4 Kg./cm². Incluso, hay estudios realizados en la Costa Verde que sostienen que se han llegado a medir valores de hasta 0.8 Kg./cm² de cohesión. Esto, en el diseño de calzaduras, es conocido como el efecto de la cohesión aparente, y lo que hace es favorecer a los muros de contención; es decir, contrarresta los empujes activos actuantes en los muros.

Si se tomara en cuenta el efecto de la cohesión aparente, numéricamente podría salir que para alguna excavación no se necesite calzar, debido a que la cohesión podría controlar a los empujes actuantes; sin embargo, esto es algo que no siempre funciona y por lo tanto, no es recomendable depender de ella para el diseño. Por lo tanto, siempre hay que calzar, y lo mejor es prescindir de la cohesión aparente.

La Norma Peruana de Suelos, en su artículo 6.5.3, establece que siempre que se superen los 2 metros de profundidad, se debe calzar, salvo excepciones. Por tal motivo, se hizo una calzadura debajo de la edificación vecina.

Para dimensionar la calzadura, se partió de asignarle en la parte superior, un espesor igual al de la cimentación vecina (50 cm.), y conforme la profundidad aumentaba, este espesor se iba creciendo, de manera que se tuviera un elemento escalonado. Posteriormente se hacían los cálculos correspondientes y se variaban las dimensiones de la calzadura hasta llegar a un diseño final.

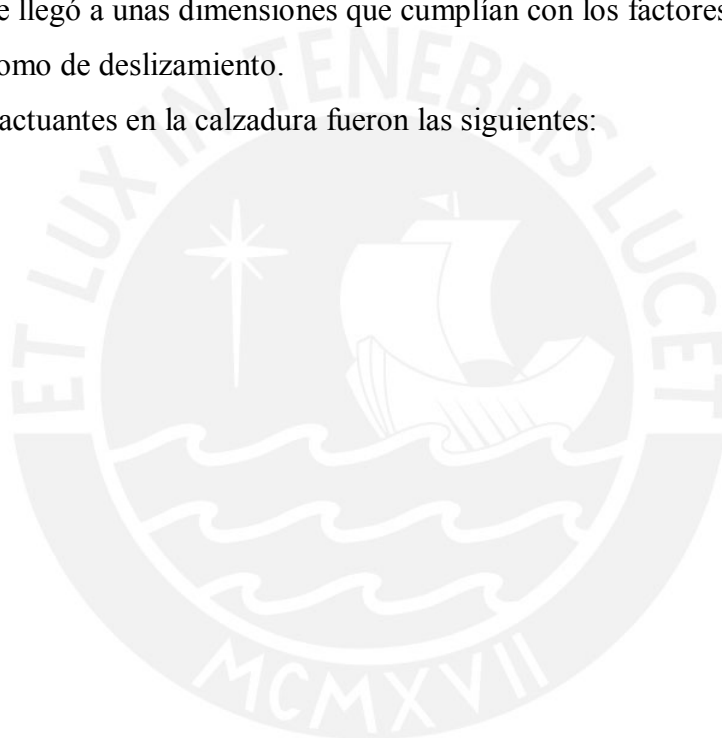
Para el diseño de la calzada, se supuso que la edificación vecina es una vivienda de un solo piso, con sobrecarga de 200 Kg. / m².

11.2 DISEÑO DE LA CALZADURA

Antes de calcular las cargas actuantes, primero se definieron los pesos específicos: Para el concreto armado: 2.4 Ton. / m³; para el concreto ciclópeo: 2.3 Ton. / m³; para la tierra: 2 Ton. / m³.

Posteriormente, se hicieron algunas pruebas con diferentes dimensiones de la calzada hasta que se llegó a unas dimensiones que cumplían con los factores de seguridad tanto de volteo como de deslizamiento.

Las cargas actuantes en la calzada fueron las siguientes:



Donde:

- $W_1 = \gamma \times h \times B \times e = 2.3 \times 3.05 \times 1 \times 0.5 = 3.51 \text{ Ton.}$
- $W_2 = \gamma \times h \times B \times e = 2.3 \times 1.85 \times 1 \times 0.60 = 2.55 \text{ Ton.}$
- $W_3 = \gamma \times h \times B \times e = 2.3 \times 0.70 \times 1 \times 0.60 = 0.97 \text{ Ton.}$
- $W_4 = \gamma \times h \times B \times e = 2 \times 1.20 \times 1 \times 0.60 = 1.44 \text{ Ton.}$
- $W_5 = \gamma \times h \times B \times e = 2 \times 2.35 \times 1 \times 0.60 = 2.82 \text{ Ton.}$
- $W_6 = \gamma \times h \times B \times e + [(19 \text{ Kg. / m}^2 \times \text{cm.}) \times e \times h \times B] + (L/2 \times B \times 1 \text{ Ton. / m}^2) =$
 $2.4 \times 1.5 \times 1 \times 0.25 + [(19 \times 15 \times 2.75 \times 1) / 1000] + (3 \times 1 \times 1) = 4.68 \text{ Ton.}$

Para el cálculo de esta carga se consideraron tres pesos: El peso propio, el peso de un muro de ladrillos y el peso de un techo que se apoya en el muro de ladrillos el cual tiene una luz de 6 m. y para el cual se ha considerado que carga un peso por área de 1 Ton. / m².

- $W_7 = \gamma \times h \times B \times e = 2.4 \times 0.6 \times 1 \times 0.25 = 0.36 \text{ Ton.}$
- $W_8 = \gamma \times h \times B \times e = 2 \times 0.9 \times 1 \times 0.25 = 0.45 \text{ Ton.}$
- $W_9 = \gamma \times h \times B \times e = 2 \times 1.5 \times 1 \times 1.20 = 3.60 \text{ Ton.}$
- $W_{s/c} = s/c \times B \times L = 0.2 \times 1 \times (0.25 + 1.20) = 0.29 \text{ Ton.}$

Una vez calculado esto, se procedió a calcular los empujes laterales. Para ello se halló previamente el valor del coeficiente de Ca:

$$Ca = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}30}{1 + \text{sen}30} = 0.33 \quad , \text{ donde } \phi \text{ es el ángulo de fricción interna del suelo.}$$

Conocido este valor, se calcularon los empujes activo y de sobrecarga:

- $Ea = \frac{Ca \times \gamma \times H^2}{2} = \frac{0.33 \times 2 \times 4.55^2}{2} = 6.83 \text{ Ton.}$
- $Es/c = s/c \times H \times B \times Ca = 0.2 \times 4.55 \times 1 \times 0.33 = 0.30 \text{ Ton.}$

Conocidas todas las fuerzas actuantes, se procedió a realizar las verificaciones por deslizamiento y por volteo. Para ello, lo que se buscó fue que los factores de seguridad en ambos casos fueran mayores a 1.25.

Verificación por Deslizamiento:

Debe cumplirse que el F.S. = Sumatoria de las fuerzas resistentes / Sumatoria de las fuerzas actuantes > 1.25.

$$F.S. = \frac{0.45 \times (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_9 + W_{S/C})}{E_a + E_{S/C}} = \frac{0.45 \times (20.67)}{6.83 + 0.30} =$$

$$1.30 > 1.25$$

Donde 0.45 es el coeficiente de fricción.

Verificación por Volteo:

Debe cumplirse que el F.S. = Sumatoria de momentos resistentes al volteo / Sumatoria de momentos que quieren voltear la calzada > 1.25

$$F.S. = \frac{(W_1 \times 0.25) + (W_2 \times 0.80) + (W_3 \times 1.40) + (W_4 \times 0.80) + (W_5 \times 1.40) + (W_6 \times 0.125) + (W_7 \times 0.375)}{E_{S/C} \times 2.275 + E_a \times 1.52}$$

$$+ \frac{(W_8 \times 0.375) + (W_9 \times 1.10) + (W_{S/C} \times 0.975)}{11.06} = \frac{14.51}{11.06} = 1.31 > 1.25$$

Habiéndose verificado por deslizamiento y por volteo, se concluyó que las dimensiones de la calzada son adecuadas.

CAPÍTULO 12

ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

12.1 ESCALERA

En el diseño de escaleras, cuando se tiene un punto anguloso, contrario al sentido de la deformación, éste puede ocasionar que la losa se comporte como si tuviera un apoyo adicional, lo cual evidentemente cambia la magnitud y signo de los diagramas de momentos. En la modelación de la escalera de este edificio, si las losas de descanso no se apoyaran lateralmente (en la placa de la escalera, en la viga de .25 x .70 m. y en la viga de .25 x .50 m.), sino que sólo lo hicieran longitudinalmente, se hubiese tenido un punto anguloso; sin embargo, ya que se dio el primero de los dos casos mencionados anteriormente y se consideró a las losas de descanso como los apoyos de la escalera (actuando como vigas chatas), para efectos de la modelación, sólo se tuvo un tramo con dos apoyos simples a los extremos.

Un espesor mínimo recomendado por algunos diseñadores para la garganta de la escalera es de 15 cm. Para otros es 12 cm. Sin embargo, para efectos de esta tesis, y por recomendación del asesor, se consideró un espesor de 17 cm.

El refuerzo colocado transversalmente en la garganta de la escalera fue de $3/8''\phi @ .25$ m. en la parte inferior y $3/8''\phi @ .50$ m. en la parte superior. Aunque teóricamente puede no necesitar refuerzo en la parte superior, por armado del fierro longitudinal, es recomendable su colocación.

El refuerzo colocado longitudinalmente en la escalera fue de $3/8''\phi @ .20$ m., tanto en la parte inferior como en la superior.

12.2 LOSAS DEL TANQUE ELEVADO (FONDO Y TAPA)

La losa del fondo del tanque elevado se comporta como una losa en dos direcciones, aunque la dirección predominante es la Y, y para el diseño de ésta, se

emplearon las tablas del libro de Bares (tablas para el cálculo de vigas pared y losas macizas).

La carga actuante por área en esta losa es:

$$\left(1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \times 2\text{m} \times 1.8\right) + \left(2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \times 0.2\text{m} \times 1.5\right) + \left(0.1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.5\right) = 4.47 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Las dimensiones de ésta son de 4.73 m. y de 2.825 m. Para hacer uso de las tablas, la dimensión de 4.73 m. se tomó como la a y la de 2.825 m. como la b . Con esto se pudo hallar el valor de $\gamma = a / b = 1.67$. Conocido esto se procedió a hallar los valores de los momentos. Para los positivos se hizo uso de la tabla 1.7:

$$- M_{y+} = 0.0874 \times q \times b^2 = 0.0874 \times 4.47 \times (2.825)^2 = 3.12 \text{ Ton} \times \text{m} \rightarrow 1/2''\phi:@ 0.24 \text{ m.} \rightarrow$$

Se colocó 1/2'' ϕ :@ 0.20 m.

$$- M_{x+} = 0.0124 \times q \times a^2 = 0.0124 \times 4.47 \times (4.73)^2 = 1.24 \text{ Ton} \times \text{m} \rightarrow 3/8''\phi:@ 0.34 \text{ m.} \rightarrow$$

Sin embargo, se vio conveniente colocar un refuerzo de 3/8'' ϕ :@ 0.20 m.

Para los momentos negativos se hizo uso de la tabla 1.12:

$$- M_{y-} = 0.0797 \times q \times b^2 = 0.0797 \times 4.47 \times (2.825)^2 = 2.84 \text{ Ton} \times \text{m} \rightarrow 1/2''\phi:@ 0.264 \text{ m.}$$

\rightarrow Se colocó 1/2'' ϕ :@ 0.25 m.

$$- M_{x-} = 0.0198 \times q \times a^2 = 0.0198 \times 4.47 \times (4.73)^2 = 1.98 \text{ Ton} \times \text{m} \rightarrow 3/8''\phi:@ 0.20 \text{ m.}$$

Los refuerzos obtenidos del cálculo de la losa del fondo del tanque elevado en la dirección Y, tanto para el positivo como para el negativo, fueron parecidos y considerables pues, como se dijo anteriormente, ésta es la dirección predominante, por ser la de la luz más corta.

En la losa de la tapa del tanque elevado, las cargas actuantes son mínimas. Es por ello que en las dos direcciones gobernó el fierro mínimo.

12.3 LOSAS DEL CUARTO DE MÁQUINAS (FONDO Y TAPA)

Se hicieron los cálculos correspondientes para el diseño de las losas del cuarto de máquinas (Fondo y Tapa), como losas armadas en dos sentidos, para lo cual se hizo uso de las tablas del libro de Bares; sin embargo, el fierro obtenido del cálculo fue menor que el mínimo.

El fierro mínimo considerado fue de $0.0018 \times b \times t$, independientemente para el refuerzo inferior y el superior, ya que en esta zona, para colocar las máquinas del ascensor, se realizan perforaciones, etc., y por seguridad, es mejor dotarla de un adecuado refuerzo.

12.4 LOSA CERCANA AL ASCENSOR

La losa de 20 cm. ubicada a la salida del ascensor, se consideró como una losa que trabaja en un solo sentido y, al diseñar por flexión, debido a las luces tan cortas, gobernó el fierro mínimo. Ya que esta losa sirve de integración entre la placa del ascensor y el edificio en general, se vio conveniente reforzarla adecuadamente. Por esta razón se colocó fierro mínimo independientemente en la parte superior e inferior de la losa para ambas direcciones. El refuerzo colocado fue: $3/8''\phi:@ 0.20$ m.

12.5 LOSA DEL FONDO DE LA CISTERNA

Se colocó una losa con espesor de 15 cm. donde gobernó el fierro mínimo. El refuerzo colocado fue una malla al centro de la losa de $3/8''\phi:@ 0.25$ m, obtenido de la fórmula de $0.0018 \times b \times t$.

BIBLIOGRAFIA

ACI PERÚ, *Normas Peruanas de Estructuras*, 2ª Edición, 2001, Perú. 495 páginas.

BLANCO BLASCO, ANTONIO, *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*, Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 1ª Edición, 1990, Lima-Perú. 243 páginas.

HARMSSEN, TEODORO, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 3ª Edición, 2002, Perú. 683 páginas.

BARES, RICHARD, *Tablas para el Cálculo de Placas y Vigas Pared*, Editorial Gustavo Gili, 1970, España. 542 páginas.

SAN BARTOLOMÉ, ÁNGEL, *Análisis de Edificios*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 1ª Edición, 1998, Perú. 319 páginas.

OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, *Apuntes del Curso Concreto Armado I*, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002, Perú. 353 páginas.