

Pontificia Universidad Católica del Perú

Facultad de Ciencias e Ingeniería



TEMA DE TESIS:

Diseño Estructural de un Edificio de Aulas con dos
Bloques Independientes

Tesis Para Optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

Presentado por:

JOSÉ LUIS HURTADO MARTELL

Lima – Perú

Febrero 2008

Resumen

En este trabajo se desarrolla el análisis estructural y el diseño en concreto armado de dos edificios, los cuales serán destinados al uso de aulas y talleres dentro de un local universitario de características similares a dos edificios del proyecto de la Facultad de Arte de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ambos edificios o pabellones tienen las siguientes características:

Bloque A: Edificio de la izquierda, consta de un sótano y tres pisos.

Bloque B: Edificio de la derecha, consta de un sótano y tres pisos; pero su sótano no está cerrado perimetralmente y tiene un comportamiento estructural diferente.

Dichos edificios están interconectados por una escalera metálica, la cual se encuentra unida al bloque B, pero con un apoyo deslizante en el bloque A. Estos edificios se proyectarán sobre un terreno de forma rectangular de $10.10 \times 64.60 = 652.50 \text{ m}^2$ ubicado en el distrito de San Miguel, en la provincia de Lima.

El área techada de cada bloque es de $10.10 \times 31.40 = 317 \text{ m}^2$ por piso; excepto el 3° piso del bloque B, el cual posee un volado de 1.80 m de longitud, dando de esta manera un área de $10.10 \times 33.21 = 335 \text{ m}^2$. Así, el área techada total del bloque A es de 1270 m^2 , incluyendo el sótano; y el área techada total del bloque B es de 1290 m^2 .

El suelo tiene una resistencia de 4 kg/cm^2 , típica del Fundo Pando. Tanto el sótano del bloque A como el sótano del bloque B, se encuentran a un Nivel de Falso Piso de -4.05m respecto del nivel de la vereda de la parte posterior de los edificios (cota cero).

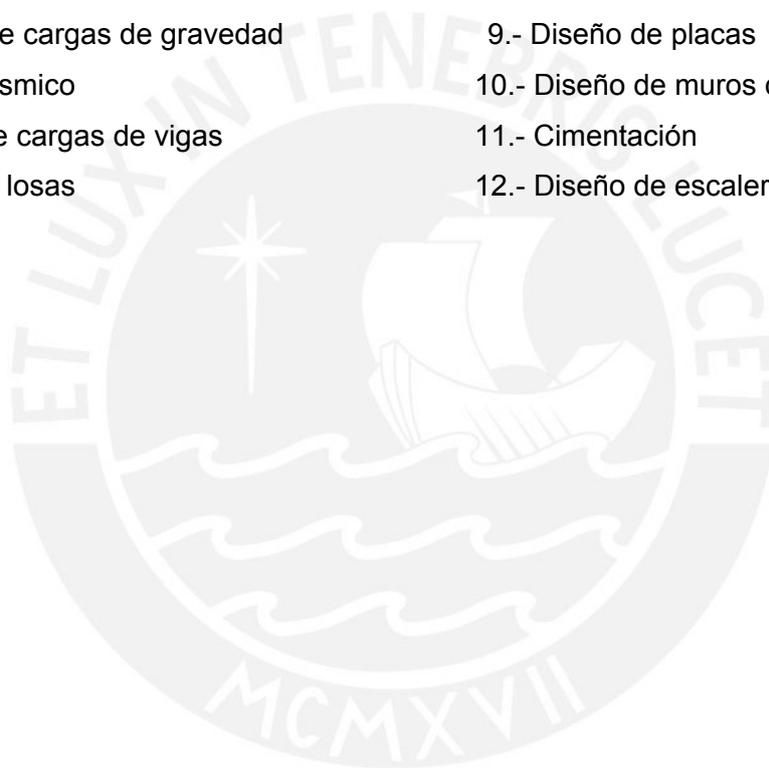
La diferencia entre ambos edificios es que el pabellón A tiene muros perimetrales de concreto armado que permite modelarlo como un sótano con rigidez lateral importante; mientras que en el bloque B posee los mismos muros; pero estos se encuentran aislados de la estructura principal trabajando como muros de contención en voladizo. Por tanto, para fines estructurales este bloque posee cuatro niveles libres, haciéndolo más flexible que el bloque A.

Todas las plantas de ambos bloques son típicas, salvo el piso que tiene el volado antes mencionado.

Para la ejecución del análisis por sismo y de cargas de gravedad de este proyecto, se empleará el software SAP2000 versión 8.1¹.

El presente trabajo consta de las siguientes partes:

- | | |
|-----------------------------------|------------------------------------|
| 1.- Estructuración | 7.- Diseño de vigas |
| 2.- Predimensionamiento | 8.- Diseño de columnas |
| 3.- Metrado de cargas de gravedad | 9.- Diseño de placas |
| 4.- Análisis sísmico | 10.- Diseño de muros de contención |
| 5.- Análisis de cargas de vigas | 11.- Cimentación |
| 6.- Diseño de losas | 12.- Diseño de escalera metálica |



¹ Ver [6]: Manual de uso del SAP2000 (Infopuc Enero 2001).

Introducción

Los terremotos son fenómenos naturales que continuamente ocasionan pérdidas humanas y cuantiosos daños materiales. En muchas regiones del planeta se producen terremotos severos capaces de dañar estructuras e interrumpir la actividad económica, las líneas de comunicación y los servicios públicos. El Perú es un país, que por su ubicación geográfica, está expuesto a estos efectos sísmicos. En tal sentido, se debe prever construcciones que sean capaces de comportarse adecuadamente ante estas sollicitaciones².

El objetivo principal de este trabajo es el análisis y diseño sismorresistente de dos edificios de concreto armado destinado al uso de aulas y talleres dentro de un local universitario.

El diseño estructural incluye la disposición y dimensionamiento de las estructuras y sus partes, de tal manera que las mismas soporten satisfactoriamente las cargas y sollicitaciones actuantes sobre ellas. En particular, el diseño estructural implica lo siguiente: La disposición general de los elementos estructurales; estudio de los tipos o formas estructurales que representen una solución factible; consideración de las condiciones de carga; análisis y diseño preliminares de las soluciones posibles; selección de una solución y análisis y diseño estructural final de la estructura, incluyendo la preparación de planos.

Para lo cual se hará uso de la Norma Peruana de Concreto Armado, así como la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, donde se establecen las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con la filosofía y principios de diseño sismorresistente.

Debemos ser conscientes que para llegar a una estructura sismorresistente, nosotros hacemos muchas suposiciones y simplificaciones, pues la cuestión es por demás compleja en los casos reales. Por un lado se tiene la realidad de la construcción misma, que pocas veces admite la representación de un modelo teórico suficientemente sencillo

² Ver [19]: Diseño Sismorresistente de Estructuras.

como para que el análisis sea posible con los medios disponibles. Por el otro se tiene la complejidad de la excitación que en el caso de los sismos es de característica caótica. Asimismo, el uso proliferado de las computadoras y programas para análisis y diseño de estructuras pareciera librar al proyectista de dichos inconvenientes. La realidad no es así, pues las computadoras y programas alivian al usuario de la rutinaria tarea de cálculo; pero dejan intacta la tarea de representar la edificación con un modelo que se acerque lo más posible a la realidad, así como también de interpretar los resultados de su análisis.

Me parece pertinente culminar esta presentación con unas palabras de un autor para mí desconocido³ :

“Hay dos caminos para estudiar un problema natural: Ellos son el del científico puro y el del ingeniero. El científico puro solamente está interesado en la verdad. Para él hay sólo una respuesta, la verdadera, no importa cuanto tiempo le tome lograrla. Para el ingeniero, por otra parte, hay muchas respuestas posibles, todas las cuales son compromisos entre la verdad y el tiempo, porque el ingeniero debe tener una respuesta ahora; su respuesta debe ser suficiente para un cierto propósito, aún cuando no sea verdadera en sentido estricto. Por esa razón el ingeniero debe hacer suposiciones – suposiciones que en algunos casos él sabe que no son estrictamente correctas – pero que le permiten obtener una respuesta que es suficientemente verdadera para su propósito inmediato”.

³ Este párrafo lo encontré en la monografía del ing. civil Agustín B. Reboredo. Ver [4].

Contenido

Introducción	xiii
Capítulo 1: ESTRUCTURACIÓN	1
+ Introducción	1
+ 1.1.- Estructuración	1
Capítulo 2: DIMENSIONAMIENTO	4
+ Introducción	4
+ 2.1.- Losa Nervada	4
+ 2.2.- Columnas	6
+ 2.3.- Vigas	8
+ 2.4.- Placas	8
+ 2.5.- Muros de Contención	10
Capítulo 3: METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD	11
+ Introducción	11
+ 3.1.- Losa Nervada	12
+ 3.2.- Vigas	13
+ 3.3.- Columnas	15
+ 3.4.- Placas	18
Capítulo 4: ANÁLISIS SÍSMICO	21
+ Introducción	21
+ 4.1.- Metrado de Cargas de Gravedad (en Ton/m^2 por piso)	24
+ 4.2.- Análisis Estático	26
4.2.1.- Modelo Estructural de uno de los edificios	29
4.2.2.- Fuerzas Internas del Bloque A	30
4.2.3.- Fuerzas Internas del Bloque B	31
+ 4.3.- Análisis Dinámico	32
4.3.1.- Análisis Modal	34
4.3.2.- Fuerzas Internas	37
4.3.3.- Desplazamientos	39

Capítulo 5: ANÁLISIS DE CARGAS DE VIGAS	41
✚ Introducción	41
✚ 5.1.- Análisis de viga V-1	42
✚ 5.2.- Análisis de viga V-7	43
✚ 5.3.- Análisis de viga V-3	43
✚ 5.4.- Análisis de viga V-8	44
Capítulo 6: DISEÑO DE LOSAS	45
✚ Introducción	45
✚ 6.1.- Diseño de Viguetas Tipo V-1	46
6.1.1.- Diseño por Flexión	46
6.1.2.- Refuerzo Mínimo Por Contracción y Temperatura	46
6.1.3.- Diseño por Corte	47
6.1.4.- Condiciones de Servicio	48
6.1.4-1.- Ancho de Grietas	48
6.1.4-2.- Cálculos de Deflexiones	50
6.1.4-2.1.- Deflexión Instantánea (δ_{ins})	50
6.1.4-2.2.- Deflexión Diferida (δ_{dif})	52
✚ 6.2.- Diseño de Viguetas Tipo V-2	54
6.2.1.- Diseño por Flexión	54
6.2.2.- Refuerzo Mínimo Por Contracción y Temperatura	54
6.2.3.- Diseño por Corte	54
6.2.4.- Condiciones de Servicio	54
Capítulo 7: DISEÑO DE VIGAS	55
✚ Introducción	55
✚ 7.1.- Diseño de Vigas V-1 / V-2	56
7.1.1.- Diseño por Flexión	56
7.1.2.- Acero Máximo y Mínimo	58
7.1.3.- Detalles del Refuerzo	59
7.1.3-1.- Longitud de Desarrollo o Anclaje	59
7.1.3-2.- Anclaje con Gancho Estándar	59
7.1.3-3.- Corte y Doblado del Refuerzo	60
7.1.4.- Diseño por Corte	61
7.1.5.- Condiciones de Servicio	64

7.1.5-1.- Control de Fisuración	64
7.1.5-2.- Cálculo de Deflexiones	64
7.1.5-2.1.- Deflexión Instantánea (δ_{ins})	65
7.1.5-2.2.- Deflexión Diferida (δ_{dif})	66
 7.2.- Diseño de Viga V-7	67
7.2.1.- Diseño por Flexión	68
7.2.2.- Detalles del Refuerzo	68
7.2.3.- Diseño por Corte	68
7.2.4.- Condiciones de Servicio	68
 7.3.- Diseño de Viga V-3 / V-4	68
7.3.1.- Diseño por Flexión	69
7.3.2.- Detalles del Refuerzo	69
7.3.3.- Diseño por Corte	69
7.3.4.- Condiciones de Servicio	70
 7.4.- Diseño de Viga V-5 / V-6 / V-8	70
7.4.1.- Diseño por Flexión	70
7.4.2.- Detalles del Refuerzo	70
7.4.3.- Diseño por Corte	70
7.4.4.- Condiciones de Servicio	70
Capítulo 8: DISEÑO DE COLUMNAS	71
 Introducción	71
 8.1.- Diseño por Flexocompresión	71
 8.2- Diseño por Cortante	75
 8.3- Resistencia a Flexión Relativa de Elementos en una Unión Viga – Columna	79
 8.4- Diseño de Uniones Viga-Columna (Nudos)	81
Capítulo 9: DISEÑO DE PLACAS	83
 Introducción	83
 9.1.- Diseño por Flexocompresión	83
 9.2- Diseño por Cortante	87
Capítulo 10: DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN	89
 Introducción	89
 10.1.-Diseño por Flexión	89

✚ 10.2- Diseño por Cortante	92
Capítulo 11: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	93
✚ Introducción	93
✚ 11.1.- Diseño de Zapata Aislada para Columna P-1	93
11.1.1.- Dimensionamiento	93
11.1.2.- Diseño por Punzonamiento	94
11.1.3.- Diseño por Cortante	95
11.1.4.- Diseño por Flexión	96
✚ 11.2.- Diseño de Zapata para Placa P-1	97
Capítulo 12: DISEÑO DE ESCALERA METÁLICA	98
✚ Introducción	98
✚ 12.1.- Diseño por Flexión	98
✚ 12.2.- Diseño por Cortante	100
REFERENCIAS	
ANEXOS⁴	
• A-1: PLANOS DE ARQUITECTURA	
• A-2: PLANOS DE ESTRUCTURAS	

⁴ Los anexos y planos no forman parte en este informe y se presentan por separado.

Capítulo 1

Estructuración

“En nuestra época no sería razonable desaprovechar las enormes posibilidades que nos brinda la ciencia y la tecnología; sólo hay que conocer sus límites y darles su justo valor. Se ha comparado la computación con el becerro de oro. Lo malo no fue construirlo sino adorarlo.”

Daniel Moisset de Espanés ¹

Introducción

La estructuración es una de las etapas más importantes de la concepción de la estructura. Es aquí donde se definirán los sistemas resistentes; y que a la postre, es la que define el comportamiento de la construcción ante sollicitaciones sísmicas y de acciones de impactos en general.

Para tal propósito, se estudia detenidamente los planos de arquitectura del proyecto, y se buscan las facilidades que ofrece para su configuración estructural, de acuerdo a los requerimientos a los que va a estar sometido la edificación.

1.1.- Estructuración

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

1) Ambos edificios se resolverán con un sistema estructural “dual”, es decir, los edificios estarán conformados por pórticos mixtos (o híbridos). Estos pórticos son una combinación de columnas, vigas y placas.

2) Las grandes luces obligaron al plantear la solución de los techos mediante losas nervadas en una dirección. No fue necesario que los nervios o viguetas fueran de forma trapezoidal, pues se empleará un encofrado que garantice su fácil desencofrado. Por lo tanto, la forma de los nervios es rectangular (de ancho constante).

Por arquitectura se desea que los peraltes de las vigas sean igual que el de las viguetas. Por lo que se hará un estudio que permita encontrar el peralte adecuado.

¹ Ver [4]

3) Debido a las restricciones arquitectónicas, la estructura no puede tener placas en la dirección longitudinal X-X, por lo que se tendrá columnas de peralte importante en esta dirección. En la otra dirección, dirección Y-Y, se dispone de cuatro placas de longitud considerable, una en cada uno de los extremos de cada bloque (ejes 1 y 5 del bloque A, y ejes 6 y 10 del bloque B. Ver figura. 1-1).

4) Las vigas en la dirección longitudinal (dirección X-X) son del mismo ancho que el de las columnas; esto por cuestiones de arquitectura. Como se mencionó, el peralte de las vigas será del mismo tamaño que el de las viguetas de la losa nervada. No existen vigas en la dirección transversal (dirección Y-Y-) salvo las que se disponen en los extremos de cada bloque, que sirven para conectar las placas con las columnas; rigidizando de esta manera la dirección Y-Y.

5) Para la cimentación se tiene el inconveniente de tener el terreno con pendiente variable en la dirección X-X, desde un nivel de -4.00 m. en el extremo derecho del bloque B, hasta un nivel de +/-0.00 m. en el extremo izquierdo del bloque A.

Debido a razones arquitectónicas, el muro de contención del eje B no se puede aislar de la estructura principal del bloque izquierdo, por lo que el sistema muro-columna trabajará en conjunto. Luego, para evitar el problema de "columna corta", pues se tiene en el eje B ventanas altas, se tendrá que alternar la abertura (vanos) de las ventanas altas. Además, para lograr una adecuada rigidez torsional, se tiene que cerrar dicho bloque en el lado colindante con el eje A; es decir, aquí también trabajará en conjunto el sistema muro-columna. Por tal razón se tiene un sótano en este bloque. En cambio en el bloque derecho, el muro de contención del eje B, sí se puede aislar de la estructura principal; luego el muro de contención del eje A, se aísla también. Entonces, este bloque no posee sótano, para fines estructurales, sino cuatro niveles libres.

6) Las cuatro placas de la dirección Y-Y cambian de ubicación en su elevación. En los dos primeros niveles se encuentran adyacentes al eje B; y en los dos últimos niveles se encuentran adyacentes al eje A. En tal sentido se dispone de vigas muy rígidas que conectan las placas con las columnas.

7) La rigidez torsional de la planta es ideal, debido a que las placas se encuentran ubicadas en los extremos de ambos edificios; consiguiéndose de esta manera que los edificios sean prácticamente simétricos.

8) La comunicación vertical es por medio de una escalera metálica que conecta ambos bloques. Dicha escalera se encuentra unida al bloque B, pero simplemente apoyada en el bloque A; con una separación adecuada que permita su libertad de movimiento en caso de sismo o cambios significativos de temperatura.

Con estos planteamientos de estructuración, se pretende que los edificios se comporten satisfactoriamente ante las diferentes solicitaciones de carga². El análisis sísmico es la que nos dirá si este planteamiento es o no el adecuado, pues ante cargas de gravedad no se tiene mayores problemas.

La Fig. 1 muestra las plantas típicas de ambos edificios:

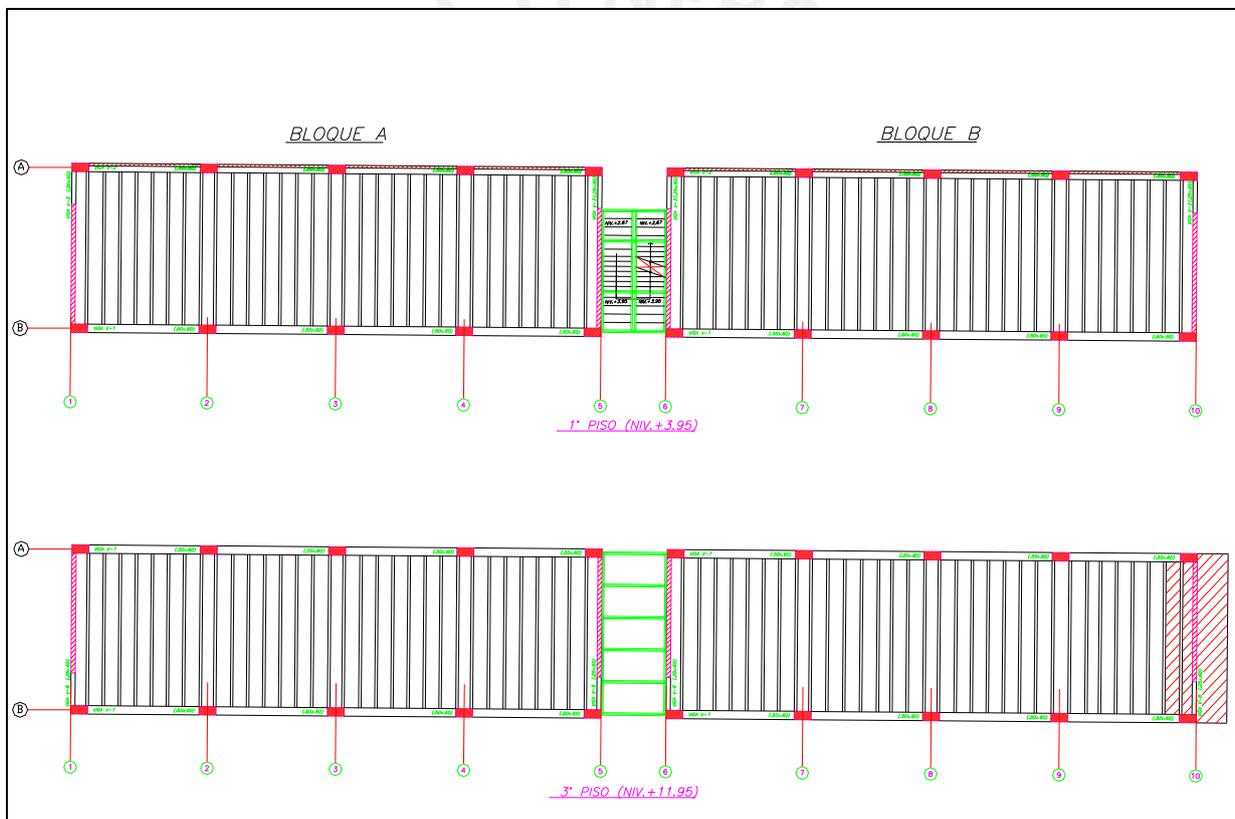


Fig. 1: Planta Típica de ambos Edificios

² Ver [2]: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.

Capítulo 2

Dimensionamiento

“Cogito, ergo sum”.....”Pienso, luego existo”

René Descartes (1596-1650)

Introducción

En esta parte se indica las dimensiones de los principales elementos estructurales. Esto se hace normalmente siguiendo criterios o recomendaciones prácticas³.

Es posible que a la hora de diseñar estos elementos se observe que la sección que se escogió sea insuficiente, por lo que se tomará una sección mayor según el requerimiento estructural.

Así tendremos:

2.1.- Losa Nervada

Por requerimientos de arquitectura y estructuras, se tiene que la separación libre entre vigueta y vigueta es de 80 cm. El comportamiento de esta losa es como la de una viga T. El espesor del ala h_f se determina con base en los requisitos por flexión de la losa que se extiende entre viguetas.

La determinación de las dimensiones del alma (b_w y h) de la losa nervada, se puede hacer con base en la capacidad de compresión del concreto; pero ésta resultaría muy pequeña debido al gran ancho del ala a compresión. Este diseño no resultaría óptimo por la gran cantidad de acero a tensión que se requiere como resultado de la pequeña altura efectiva, a causa de la gran cantidad de refuerzo que se requerirá en el alma por cortante, y también por las grandes deflexiones asociadas. Por lo tanto, resultará mejor dimensionar el alma, de modo que se mantengan los esfuerzos cortantes en el alma en límites bajos (para no requerir estribos).

Con relación a todo lo anteriormente expuesto, intentaremos dimensionar la sección de la losa nervada. Primero hallaremos el espesor de la losa superior, es decir h_f , en base a los

³ Ver [2].

requerimientos de flexión en la dirección perpendicular al sentido de los nervios o viguetas.

Para efectos del metrado asumiremos $h_f = 8$ cm. y un ancho $b = 100$ cm.

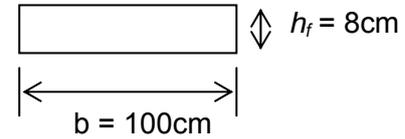
Metrado:

$$P_p = 2.4 (1.00 \times 0.08) = 0.19 \text{ ton.}$$

$$P_{p.t.} = 0.100(1.00) = 0.10$$

$$CM = 0.29 \text{ ton.}$$

$$S/C = 0.35 (1.00) = CV = 0.35 \text{ ton.}$$



Carga última:

$$W_u = 1.5CM + 1.8CV = 1.07 \text{ ton/m.}$$

Como se trata de una losita continua apoyada sobre las viguetas, se tiene que el momento negativo, por el método de los coeficientes, es de:

$$M_u = W_u L^2 / 10 = 1.07 \times 0.80^2 / 10 = 0.07 \text{ ton}_m \text{ (la luz libre entre viguetas es de 80 cm.)}$$

Por otro lado la resistencia nominal de la sección viene dado por:

$$\phi M_n = M_u = \phi \rho \cdot f_y b d^2 (1 - 0.59w); \text{ donde } \rightarrow w = \rho \frac{f_y}{f'_c}; \text{ La Norma Peruana de Concreto}$$

Armado especifica una cuantía mínima de 0.0018 (acero corrugado) para efectos de retracción y temperatura en losas; además usaremos $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Con esto tendremos: } w = 0.0018 \frac{4200}{210} = 0.036; \text{ reemplazando en la ecuación anterior:}$$

$$0.07 \times 10^5 = 0.90 \times 0.036 \times 210 \times 100 \times d^2 (1 - 0.59 \times 0.036) \Rightarrow d = 3.24 \text{ cm.}$$

$$\text{Luego, el espesor de la losita superior es: } h_f = d + 3 = 6.24 \text{ cm.}; \text{ redondeado } \Rightarrow h_f = 7 \text{ cm.}$$

Para el cálculo del peralte h de la losa nervada, como se mencionó anteriormente, se hará en base a los esfuerzos cortantes en el alma, los cuales deben mantenerse en límites bajos. Al igual que el caso anterior, para efectos del metrado se asumirá $h = 70$ cm. y $b = 15$ cm.

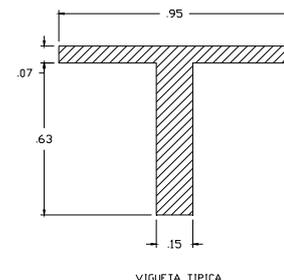
Metrado:

$$P_p = 2.4 (0.95 \times 0.07 + 0.15 \times 0.63) = 0.39 \text{ ton/m.}$$

$$P_{p.t.} = 0.100(1.00) = 0.10$$

$$CM = 0.49 \text{ ton/m.}$$

$$S/C = 0.35 (0.95) = CV = 0.33 \text{ ton/m.}$$



$$\text{Carga última: } W_u = 1.5CM + 1.8CV = 1.33 \text{ ton/m.}$$

Como se trata de una losa simplemente apoyada, el cortante último será:

$$V_u = W_u \cdot L_n / 2 = 1.33 \times 9.10 / 2 = 6.05 \text{ ton.}$$

Cortante a "d" de la cara, donde $d = h - 5 = 65 \text{ cm.}$ será:

$$V_d = \frac{(L_n - 2d)}{L_n} V_u = \frac{(9.10 - 2 \times 0.65)}{9.10} 6.05 = 5.19 \text{ ton.}$$

Asumiendo que existe un refuerzo por cortante mínimo, es decir $V_s \approx 0$, entonces: $V_n = V_c$, y como $\phi V_n \geq V_u$ tendremos:

$$\Phi V_n = \Phi V_c = \Phi [0.53 \sqrt{f'_c} (bd)] = \{0.85 [0.53 \sqrt{210} (15 \times d)]\} / 1000 \geq V_u = 5.19 \text{ ton.}$$

De la relación anterior se deduce que $d \geq 53 \text{ cm;}$ entonces $h \geq 53 + 5 = 58 \approx 60 \text{ cm.}$

Las dimensiones finales de la losa nervada son: $h = 60 \text{ cm; } b_w = 15 \text{ cm; } h_f = 7 \text{ cm.}$

2.2.- Columnas

Considerando el número de pisos de ambos edificios (un sótano y tres pisos, en el bloque A; y cuatro pisos, en el bloque B); el efecto de la carga axial va a ser relativamente menos importante que el efecto del momento flector producido por sismo. Entonces, lo que nos interesa en este caso, es tener una sección de columna que controle los desplazamientos laterales producidos por el sismo; en especial en la dirección X-X, dado que en esta dirección no existen placas. Además todas las columnas serán iguales.

La experiencia nos dice que estas columnas requerirán un área fluctuante entre 1000 cm^2 y 2000 cm^2 , este es un buen número, al menos para un primer intento para dimensionar.

Para obtener un adecuado dimensionamiento de las columnas, se realizará un proceso iterativo. Esto consiste en modelar uno de los edificios (bloque B) y efectuar un análisis sísmico preliminar con ayuda del SAP2000. Este análisis será del tipo estático, debido a que nuestro edificio no posee irregularidades y es de baja altura, que es lo que exige la Norma E.030 Diseño Sismorresistente para su aplicación.

Para ello se tienen los siguientes parámetros sísmicos:

Factor de Zona:	$Z = 0.4$
Factor de Uso:	$U = 1.5$
Factor de Suelo:	$S = 1.0$
Factor de Reducción:	$R_x = 8$

Periodo Fundamental del edificio:	$T_x = h_n / c_t = 16 / 35 = 0.46 \text{ s.}$
Periodo Predominante del suelo:	$T_p = 0.4 \text{ s.}$
Coefficiente de amplificación Sísmica:	$C = 2.5 (T_p / T) = 2.5 (0.4 / 0.4571) = 2.19$

Se verifica que $C \leq 2.5$, y también que $C/R \geq 0.125$ ($C/R = 2.19/8 = 0.273$). Además, el peso total del bloque B, es de:

$P = 1,287 \text{ ton.}$ (Considerando una densidad de $\rho = 1 \text{ ton/m}^2$. para todos los pisos).

Luego, el cortante basal será:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P = \frac{(0.4 \times 1.5 \times 2.19 \times 1.0)}{8} \times 1,287 = 211 \text{ ton.}$$

Luego, la distribución de fuerza sísmica en la altura se calcula con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} (V - F_a)$$

Como $T < 0.7 \text{ s}$, entonces no existirá la fuerza en la parte superior de la estructura⁴ es decir, el valor de F_a será cero. Con esas fuerzas se ingresa al SAP2000, y se efectúa el análisis estático.

- Primero intentaremos con columnas de $30 \times 60 \text{ cm}^2$ (el peralte mayor se considerará en la dirección X-X, debido que aquí no existe placas). Una vez terminado el análisis sísmico en el SAP2000, comparamos los desplazamientos de entre piso.

En este caso tenemos, analizando la dirección X-X, que el desplazamiento lateral de entre piso correspondiente al último nivel es de 0.0334 m . Vemos que no cumple con el desplazamiento admisible, el cual es: $\delta_i = 0.007 \times h_{ei} = 0.007 \times 4.0 = 0.028 \text{ m}$.

- Ahora intentaremos con columnas de $40 \times 80 \text{ cm}^2$

De igual forma, vemos que este tamaño elegido para la columna no es el adecuado, pues el desplazamiento de entre piso, obtenido en el último nivel, es de 0.0283 m . mayor que el admisible (0.028 m).

⁴ Ver [1]: NTE E.030 Diseño Sismorresistente

- Finalmente, utilizando columnas de $50 \times 100 \text{ cm}^2$

En este caso, sí se obtiene los desplazamientos adecuados. El desplazamiento lateral de entre piso en el último nivel es de 0.0186 m. menor que el admisible, o sea 0.028 m.

Como se puede apreciar, esta forma de dimensionar columnas (se puede hacer lo mismo para placas) es muy adecuado, dado que se obtiene una sección que controla los desplazamientos laterales; debido a que éstos últimos, son un indicador apropiado para definir el comportamiento de la estructura.

2.3.- Vigas

En este caso tenemos que todas las luces de las vigas longitudinales (dirección X-X) son iguales. Así se tiene que la luz libre de un tramo es de 6.60 m. Luego, tomando 1/10 de este valor tendremos un peralte de 0.66 m.; pero como se mencionó anteriormente, se quiere que las vigas tengan el mismo peralte que las viguetas. Entonces tomaremos un peralte de 60 cm. para todas las vigas.

Además, para uniformizar, el ancho de las vigas longitudinales será igual que el de las columnas de esta dirección, es decir 50 cm. En cambio, las vigas de la dirección transversal (dirección Y-Y) no poseen cargas de gravedad importantes, más que las de su peso propio, por ser paralelas a la dirección del armado de la losa; pero tendrán solicitaciones de sismo importante, dado que conectan las columnas de las esquinas con las placas de los extremos. Estas vigas serán de 25 cm. de ancho, debido a que éste es el menor ancho de viga que la Norma Peruana de Concreto Armado exige para vigas que forman pórticos o elementos sismorresistentes, como es nuestro caso.

2.4.- Placas

Dimensionar las placas, es una tarea difícil; puesto que, como su principal función es el de absorber las fuerzas originadas por los sismos, mientras más abundantes o importantes sean, éstas tomarán mayor porcentaje de cortante sísmico total, reduciéndose de esta manera los esfuerzos en los pórticos; pero podemos recurrir a la experiencia para dimensionar el espesor de placas.

Como se sabe, las placas pueden hacerse de un espesor mínimo de 10 cm. pero por lo general, se consideran de 15 cm. en edificios de pocos pisos, mientras en edificios altos, o donde la densidad de placas sea muy baja, éstas deberán ser de 20, 25, ó 30 cm. de espesor.

En nuestros edificios, las únicas placas son las de la dirección Y-Y, que se encuentran en los extremos de cada bloque. La longitud de cada placa es de 7.65 m. Como sólo existe una placa en cada extremo de cada edificio, se tomará un espesor típico de 25 cm.

Para averiguar si este espesor es el adecuado, efectuaremos la verificación por cortante basal producido por sismo.

Parámetros sísmicos:

- Factor de Zona: $Z = 0.4$
- Factor de Uso: $U = 1.5$
- Factor de Suelo: $S = 1.0$
- Factor de Reducción: $R = 6$
- Periodo Fundamental del edificio: $T = h_n / c_t = 16 / 60 = 0.27 \text{ s.}$
- Periodo Predominante del suelo: $T_p = 0.4 \text{ s.}$
- Coeficiente de amplificación Sísmica: $C = 2.5 (T_p / T) = 2.5 (0.4 / 0.27) = 3.75$

Pero como $C \leq 2.5$, entonces $C = 2.5$. Además, el peso total del bloque B, es de:

$P = 1286.72 \text{ ton}$ (considerando una densidad de $\rho = 1 \text{ ton/m}^2$. para todos los pisos)

Luego, el cortante basal será:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P = \frac{(0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.0)}{6} \times 1286.72 = 322 \text{ ton.}$$

Asumiremos que las placas se llevan un 100% de este cortante, y como hay dos placas, tendremos que cada una toma un cortante de:

$$V_u = \frac{1}{2} (1.00 \times 321.68) = 161 \text{ ton.}^5$$

La longitud de la placa es de: $L = 7.65 \text{ m.}$, entonces el peralte efectivo será de:

⁵ Debemos mencionar que este cortante, a la hora del diseño final, se debe amplificar por un factor que exige la norma. Ver [1].

$$d = 80\% L = 0.80 \times 7.65 = 6.12 \text{ m.} = 612 \text{ cm.}$$

Resistencia última a cortante del concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} (bd) = [0.53 \sqrt{210} (25 \times 612)] / 1000 = 117.5 \text{ ton.}$$

Sabemos que no sólo el concreto es el que resiste toda la demanda de cortante sísmico, sino también el acero de refuerzo que se colocará; y como $V_u \leq \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$, entonces:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{160.84}{0.85} - 117.5 = 72 \text{ ton.}$$

Como es una placa de 25 cm. de espesor el acero, tanto horizontal como vertical, se debe colocar en dos capas⁶.

Luego, usando acero $\phi 3/8$ " el espaciamiento requerido será de:

$$s \leq \left(\frac{A_v \cdot f_y}{V_s} \right) \cdot d = \left(\frac{1.42 \times 4200}{71720} \right) \cdot 612 = 51 \text{ cm.}$$

Como se puede apreciar, el espaciamiento s , está muy holgado; con lo que se concluye que el espesor adoptado es adecuado.

2.5.- Muros de contención

Para los muros de contención, se utilizará un espesor constante de 25 cm. que es lo usual para este tipo de edificaciones.

⁶ Ver [2]: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.

Capítulo 3

Metrado de Cargas de Gravedad

“Yo no estoy para imponer un sentido a sus palabras; ustedes están en libertad de explicarlas como gusten. Solamente, les ruego, hacerme entender algo de ellas”

Obispo Berkeley

Introducción

El metrado de cargas de gravedad (o verticales) es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen a la edificación. Este proceso es aproximado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que estos sean muy importantes⁷.

Como regla general, al metrar cargas de gravedad debemos pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro; por ejemplo, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas o muros que la soportan, luego, estas vigas al apoyarse sobre las columnas, le transfiere su carga; posteriormente, las columnas transfieren la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

Para este trabajo, se consideran los siguientes pesos específicos de los distintos materiales⁸:

- Concreto Armado: 2400 kg/m³
- Piso Terminado: 100 kg/m²
- Tabiquería “Dry-Wall”: 0.00 Kg. (despreciable)
- Tabiquería de ladrillo: 250 kg/m² (t = 15 cm.)

También se considera las siguientes sobre cargas (S/C):

- Aulas y talleres: 350 kg/m²
- Escaleras: 400 kg/m²
- Azotea: 100 kg/m²

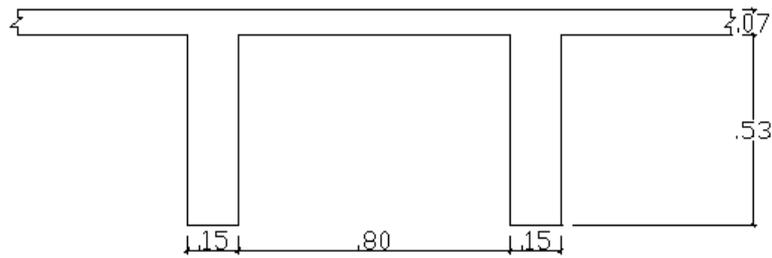
⁷ Ver [3]: Análisis de Edificios.

⁸ Ver [21] : NTE E-020 : Cargas.

Asumiendo que los momentos flectores no son muy importantes, entonces se desprecian los efectos hiperestáticos. Luego, se efectuará un metrado “isostático” por áreas tributarias. Además, los metrados de ambos edificios son iguales, en todos los pisos típicos, salvo el 3° piso del bloque B.

3.1.- Losa Nervada

El detalle de una vigueta típica de esta losa nervada se muestra a continuación:



$$P_p = 2.4 (0.95 \times 0.07 + 0.15 \times 0.53) = 0.35 \text{ ton} \dots\dots\dots P_p = 0.35 / 0.95 = 0.37 \text{ ton/m}^2$$

$$P_t = 0.100 (0.95) = 0.10$$

$$CM = 0.45 \text{ ton/m}$$

Sótano, 1° y 2° piso:

$$S/C = 0.35 (0.95) \qquad CV = 0.33 \text{ ton/m}$$

Entonces la carga última será:

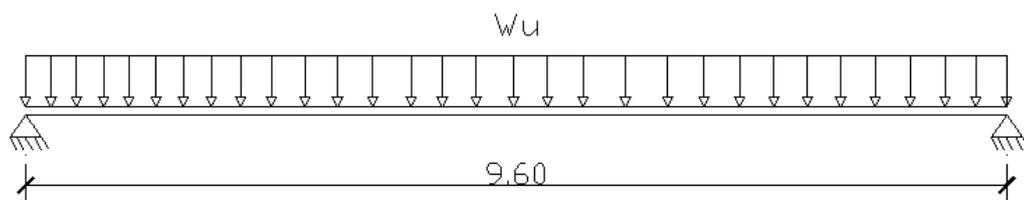
$$W_u = 1.5CM + 1.8CV = 1.5(0.45) + 1.8(0.33) = 1.27 \text{ ton/m}$$

3° piso:

$$S/C = 0.100 (0.95) \qquad CV = 0.10 \text{ ton/m}$$

Luego, la carga última será:

$$W_u = 1.5CM + 1.8CV = 1.5(0.45) + 1.8(0.10) = 0.86 \text{ ton/m}$$



3.2.- Vigas

En todos los casos se tiene que las cargas sobre las vigas son uniformemente distribuidas, o esa del tipo rectangular.

A continuación se muestran los metrados de las vigas de ambos edificios⁹:

Viga V-1 (50x60)

$$P_p = 2.4 (0.50 \times 0.60) = 0.72 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (4.55) = 1.68$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (4.55 + 0.25) = 0.48$$

$$P_{\text{parapeto}} = 2.4 (2.05 \times 0.25) = 1.23$$

$$\text{CM} = 4.11 \text{ ton/m}$$

$$\text{S/C} = 0.350 (4.80) \quad \text{CV} = 1.68 \text{ ton/m}$$

Viga V-2 (50x60)

$$P_p = 2.4 (0.50 \times 0.60) = 0.72 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (4.55) = 1.68$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (4.55 + 0.25) = 0.48$$

$$P_{\text{tabique}} = 0.25 (3.40) = 0.85$$

$$\text{CM} = 3.73 \text{ ton/m}$$

$$\text{S/C} = 0.350 (4.80) \quad \text{CV} = 1.68 \text{ ton/m}$$

Viga V-3 (25x60)

$$P_p = 2.4 (0.25 \times 0.60) = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (1.20) = 0.44^{10}$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (1.20 + 0.25) = 0.15$$

$$\text{CM} = 0.95 \text{ ton/m}$$

$$\text{S/C} = 0.350 (1.45) \quad \text{CV} = 0.51 \text{ ton/m}$$

Viga V-4 (25x60)

$$\text{CM} = 0.95 \text{ ton/m}$$

$$\text{CV} = 0.51 \text{ ton/m}$$

⁹ Ver planta típica de los edificios donde se muestra la nomenclatura de vigas.

¹⁰ Se está considerando una longitud de losa tributaria de $2t = 1.20 \text{ m}$. Ver [3]: Análisis de Edificios.

Viga V-5 (25x60)

$$CM = 0.95 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.51 \text{ ton/m}$$

Viga V-6 (25x60)

$$CM = 0.95 \text{ ton/m}$$

$$S/C = 0.100 (1.45) \quad CV = 0.15 \text{ ton/m}$$

Viga V-7 (50x60)

$$P_p = 2.4 (0.50 \times 0.60) = 0.72 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (4.55) = 1.68$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (4.55 + 0.25) = 0.48$$

$$CM = 2.88 \text{ ton/m}$$

$$S/C = 0.100 (5.00) \quad CV = 0.50 \text{ ton/m}$$

Viga V-8 (25x60)

$$P_p = 2.4 (0.25 \times 0.60) = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (1.20) = 0.44$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (1.20 + 0.25) = 0.15$$

$$P_{\text{volado}} = 2.4 (0.20 \times 1.81) = 0.87^{11}$$

$$CM = 1.82 \text{ ton/m}$$

$$S/C = 0.100 (1.45 + 1.81) \quad CV = 0.33 \text{ ton/m}$$

Enseguida se muestran los esquemas o modelos matemáticos para cargas de gravedad de todas las vigas. Ver Fig. 3.2:

¹¹ El volado es una losa maciza que tiene una longitud de $L = 1.81 \text{ m}$. y un espesor de $h = 0.20 \text{ m}$.

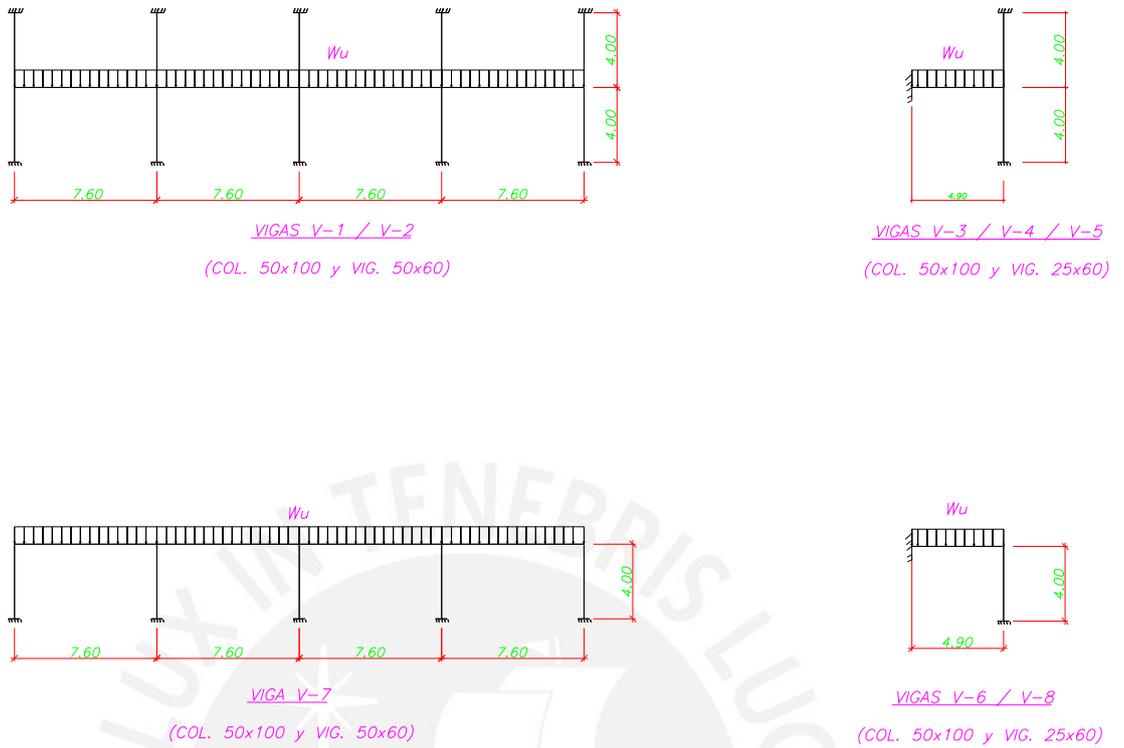
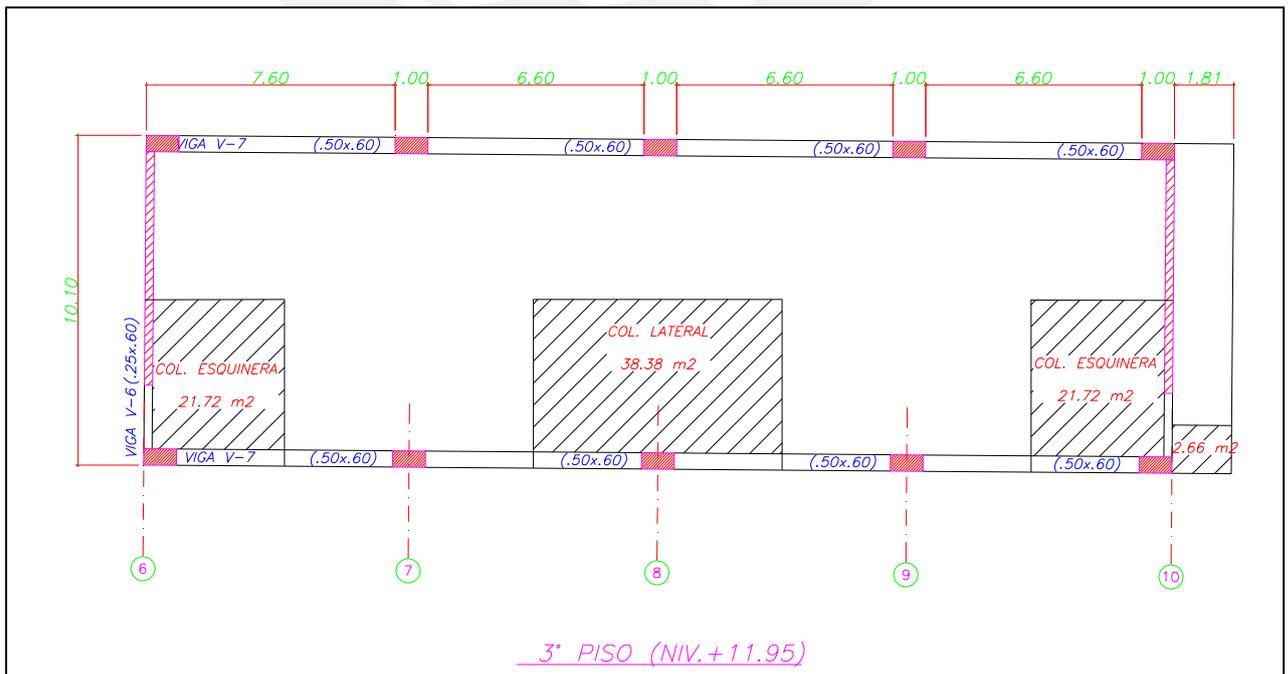


Fig. 3.2: Modelo de Vigas

3.3.- Columnas

Para el metrado de columnas, se emplearán las áreas tributarias que se muestran a continuación:



Enseguida efectuaremos el metrado de las columnas P-1 y P-2 ¹²

Columna P-1 (50x100)

- **Sótano:**

$$P_p = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 4.75] = 5.70 \text{ ton}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (38.38) = 14.20$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (38.38) = 3.84$$

$$P_{\text{viga v-1}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 6.60] = 4.75$$

$$P_{\text{parapeto}} = 2.4 [(0.25 \times 2.05) \times 6.60] = 8.12$$

$$\text{CM} = 36.6 \text{ ton}$$

$$\text{S/C} = 0.35 (38.38) \quad \text{CV} = 13.4 \text{ ton}$$

- **1° y 2° piso :**

$$P_p = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 4.0] = 4.8 \text{ ton}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (38.38) = 14.2$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (38.38) = 3.8$$

$$P_{\text{viga v-1}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 6.60] = 4.7$$

$$P_{\text{tabique}} = 0.25 (3.40 \times 6.60) = 5.61$$

$$\text{CM} = 33.2 \text{ ton}$$

$$\text{S/C} = 0.35 (38.38) \quad \text{CV} = 13.4 \text{ ton}$$

- **3° piso :**

$$P_p = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 4.0] = 4.8 \text{ ton}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (38.38) = 14.2$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (38.38) = 3.8$$

$$P_{\text{viga v-1}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 6.60] = 4.7$$

$$\text{CM} = 27.6 \text{ ton}$$

$$\text{S/C} = 0.100 (38.38) \quad \text{CV} = 3.8 \text{ ton}$$

¹² Todas las columnas de ambos bloques son iguales. Existen sólo dos tipos de columnas, la P-1 que es una columna "lateral"; y la P-2, que es una columna "esquinera".

Columna P-2 (50x100)• **Sótano:**

$$P_p = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 4.75] = 5.7 \text{ ton}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (21.72) = 8.03$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (21.72) = 2.17$$

$$P_{\text{viga v-1}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 3.30] = 2.38$$

$$P_{\text{viga v-2}} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 0.98] = 0.35$$

$$P_{\text{parapeto}} = 2.4 [(0.25 \times 2.05) \times 3.30] = 4.06$$

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

$$\text{S/C} = 0.35 (21.72)$$

$$\text{CV} = 7.6 \text{ ton}$$

• **1° y 2° piso :**

$$P_p = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 4.0] = 4.80 \text{ ton}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (21.72) = 8.03$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (21.72) = 2.17$$

$$P_{\text{viga v-1}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 3.30] = 2.38$$

$$P_{\text{viga v-2}} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 0.98] = 0.35$$

$$P_{\text{tabique}} = 0.25 (3.40 \times 3.30) = 2.81$$

$$\text{CM} = 20.5 \text{ ton}$$

$$\text{S/C} = 0.35 (21.72)$$

$$\text{CV} = 7.6 \text{ ton}$$

• **3° piso :**

$$P_p = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 4.0] = 4.80 \text{ ton}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (21.72) = 8.03$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (21.72) = 2.17$$

$$P_{\text{volado}} = 0.48 (1.81 \times 1.47) = 1.28$$

$$P_{\text{viga v-2}} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 0.98] = 0.35$$

$$P_{\text{viga v-1}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 3.30] = 2.38$$

$$\text{CM} = 19.0 \text{ ton}$$

$$\text{S/C} = 0.100 (21.72 + 2.66)$$

$$\text{CV} = 2.4 \text{ ton}$$

A continuación se muestra un resumen del metrado de ambas columnas:

carga	Columna P- 1			
	en cada piso		acumulada	
	Pcm	Pcv	Pcm	Pcv
3°	27.6	3.8	27.6	3.8
2°	33.2	13.4	60.8	17.3
1°	33.2	13.4	94.0	30.7
sótano	36.6	13.4	130.6	44.1

carga	Columna P- 2			
	en cada piso		acumulada	
	Pcm	Pcv	Pcm	Pcv
3°	19.0	2.4	19.0	2.4
2°	20.5	7.6	39.6	10.0
1°	20.5	7.6	60.1	17.6
sótano	22.7	7.6	82.9	25.2

3.4.- Placas

Todas las placas son iguales para ambos edificios y cargan lo mismo, excepto la placa del extremo derecho del bloque B (placa 2) por el volado adicional que posee en el 4° piso. En seguida se efectúa el metrado de cada una de las placas:

Placa 1

- **Sótano:**

$$P_p = 2.4 [(7.10 \times 0.25 + 0.50 \times 1.0) \times 4.75] = 25.9 \text{ ton}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (4.05 \times 4.55 + 3.58 \times 1.20) = 8.41$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (4.05 \times 5.05 + 3.58 \times 1.20) = 2.47$$

$$P_{\text{viga v-1}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 3.30] = 2.38$$

$$P_{\text{viga v-3}} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 0.98] = 0.35$$

$$P_{\text{parapeto}} = 2.4 [(0.25 \times 2.05) \times 3.30] = 4.06$$

$$\text{CM} = 43.6 \text{ ton}$$

$$\text{S/C} = 0.35 (24.75)$$

$$\text{CV} = 8.7 \text{ ton}$$

• **1° y 2° piso :**

$$P_p = 2.4 [(7.10 \times 0.25 + 0.50 \times 1.0) \times 4.0] = 21.84 \text{ ton}$$

$$P_{losa} = 0.37 (4.05 \times 4.55 + 3.58 \times 1.20) = 8.41$$

$$P_{p.t.} = 0.100 (4.05 \times 5.05 + 3.58 \times 1.20) = 2.47$$

$$P_{viga\ v-1} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 3.30] = 2.38$$

$$P_{viga\ v-3} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 0.98] = 0.35$$

$$P_{tabique} = 0.25 (3.40 \times 3.30) = 2.81$$

$$CM = 38.3 \text{ ton}$$

$$S/C = 0.35 (24.75)$$

$$CV = 8.3 \text{ ton}$$

• **3° piso :**

$$P_p = 2.4 [(7.10 \times 0.25 + 0.50 \times 1.0) \times 4.0] = 21.84 \text{ ton}$$

$$P_{losa} = 0.37 (4.05 \times 4.55 + 3.58 \times 1.20) = 8.41$$

$$P_{p.t.} = 0.100 (4.05 \times 5.05 + 3.58 \times 1.20) = 2.47$$

$$P_{viga\ v-1} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 3.30] = 2.38$$

$$P_{viga\ v-3} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 0.98] = 0.35$$

$$CM = 35.5 \text{ ton}$$

$$S/C = 0.100 (24.75)$$

$$CV = 2.5 \text{ ton}$$

Placa 2

• **Sótano:**

$$CM = 43.6 \text{ ton}$$

$$CV = 8.7 \text{ ton}$$

• **1° y 2° piso :**

$$CM = 38.3 \text{ ton}$$

$$CV = 8.7 \text{ ton}$$

• **3° piso :**

$$P_p = 2.4 [(7.10 \times 0.25 + 0.50 \times 1.0) \times 4.0] = 21.8 \text{ ton}$$

$$P_{losa} = 0.37 (4.05 \times 4.55 + 3.58 \times 1.20) = 8.4$$

$$P_{volado} = 2.4 [(1.81 \times 8.63) \times 0.20] = 7.5$$

$$P_{p.t.} = 0.100 (4.05 \times 5.05 + 3.58 \times 1.20) = 2.5$$

$$P_{\text{viga v-1}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 3.30] = 2.38$$

$$P_{\text{viga v-3}} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 0.98] = 0.35$$

$$CM = 43.0 \text{ ton}$$

$$S/C = 0.100 (24.75 + 15.62)$$

$$CV = 4.0 \text{ ton}$$

Finalmente se muestra un resumen del metrado de ambas placas:

Placa 1				
carga	en cada piso		acumulada	
piso	Pcm	Pcv	Pcm	Pcv
3°	35.5	2.5	35.5	2.5
2°	38.3	8.7	73.7	11.1
1°	38.3	8.7	112.0	19.8
sótano	43.6	8.7	155.6	28.5

Placa 2				
carga	en cada piso		acumulada	
piso	Pcm	Pcv	Pcm	Pcv
3°	43.0	4.0	43.0	4.0
2°	38.3	8.7	81.2	12.7
1°	38.3	8.7	119.5	21.4
sótano	43.6	8.7	163.1	30.0

Capítulo 4

Análisis Sísmico

“En los proyectistas que utilizan técnicas de superposición modal para definir las fuerzas sísmicas de proyecto hay una tendencia a dejarse llevar por la elegancia de las matemáticas involucradas y a olvidar las incertidumbres asociadas con los datos”

T. Paulay - N. Priestle¹³

Introducción

El objetivo principal del Análisis Sísmico es predecir el comportamiento probable de la construcción sometida a las acciones sísmicas que pueden ocurrir durante su vida útil, con una precisión aceptada para garantizar la seguridad y la economía.

El análisis de una estructura es una etapa del proceso de diseño, la etapa de comprobación. El análisis (dinámico o de cualquier otro tipo) debería ser utilizado como un **indicador** del funcionamiento futuro: si es bueno para aceptar el diseño o si es malo para modificarlo.

Cabe precisar, que cuando se realiza el análisis sísmico, ya se ha dimensionado toda la construcción. Quedarán por definir armaduras y detalles de armado en los componentes de concreto armado y los detalles constructivos (uniones, principalmente) en las construcciones de acero. Por lo tanto, nuestro análisis debe servirnos para confirmar o rectificar el diseño, en cuya gestación ya se tomaron la mayoría de las decisiones que definen el comportamiento de la estructura¹⁴.

La N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente emplea, como análisis sísmico, dos tipos de análisis:

El análisis estático, y el análisis dinámico.

A su vez, el análisis dinámico se puede efectuar de dos maneras; uno es por superposición modal, y la otra es por integración directa. A continuación, haremos una breve descripción de ambos métodos. Pero primero es preferible definir antes lo que es un vibrador elástico.

¹³ Ver [3]: Priestley N., Park R.: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.

¹⁴ Por ejemplo, se ha realizado la estructuración y el dimensionamiento completo de la construcción. Ver capítulos 1 y 2.

Vibrador Elástico¹⁵

La dinámica estructural clásica enseña que los vibradores elásticos al ser apartados de su posición de equilibrio por una perturbación momentánea inician un movimiento vibratorio armónico, es decir que la deformación de la estructura en un instante cualquiera se reproduce idénticamente luego de un lapso fijo: el periodo del movimiento. Cuando hay amortiguamiento (pequeño) estas consideraciones son válidas, con la salvedad de que el movimiento no se repite idénticamente al cabo de un periodo, sino que la forma es semejante porque la amplitud del movimiento disminuye exponencialmente.

Una vez entendido lo que es un vibrador elástico pasaremos a describir, muy brevemente, los dos métodos del análisis dinámico:

Análisis Dinámico por Superposición Modal

Desde el punto de vista matemático, el movimiento de un vibrador complejo se puede representar por superposición de los movimientos de los vibradores que representan los distintos modos naturales de vibración. Una ventaja importantísima del método es que generalmente un número relativamente pequeño de modos (normalmente los primeros) tiene influencia significativa en la respuesta de la estructura y esto permite simplificar el análisis. En consecuencia, es necesario evaluar la respuesta de cada modo y luego superponer la influencia de los distintos modos.

La aplicación más común del método es la obtención de valores de la respuesta estructural elegida (es decir los valores máximos de las variables que supuestamente representan el comportamiento de la construcción) por superposición de respuestas espectrales.

Una vez elegida la respuesta más apropiada para describir el comportamiento de la estructura, el resultado se puede obtener de dos modos. Obtener el valor máximo por *integración directa*, lo que implica definir acelerogramas de excitación, o bien utilizar el espectro de diseño y superponer los valores de la respuesta modales, a este último se le conoce como *superposición espectral de las respuestas modales*.

¹⁵ Ver [4].

Análisis Dinámico por Integración Directa

Una vertiente distinta del estudio dinámico de vibradores con uno o varios grados de libertad es el análisis por integración de las ecuaciones de movimiento¹⁶. Este método permite obtener directamente la respuesta del modelo para cualquier tipo de excitación, no sólo excitaciones armónicas.

El resultado de este tipo de análisis es la historia del movimiento (time history) del vibrador cuando es excitado por una acción determinada.

Este tipo de análisis es bastante más complejo que el análisis por modal y la interpretación de sus resultados también. Obviamente este método requiere un gran entrenamiento teórico y práctico en dinámica estructural. Sólo se debería aplicar luego de la experiencia por procedimientos más sencillos.

La N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente exige para edificaciones convencionales, realizar un análisis dinámico por superposición espectral.

A continuación se presenta el desarrollo de los dos tipos de análisis sísmico, tanto el análisis estático, como el análisis dinámico para los dos edificios en estudio; pero primero se efectuará el metrado por piso de cargas de gravedad de ambos edificios para obtener el peso de la estructura. Para esto se tomará en cuenta las dimensiones de los diferentes elementos estructurales los cuales figuran en el capítulo 2. El metrado será el mismo para ambos edificios excepto el 3° piso (azotea) del bloque B¹⁷.

¹⁶ Ver [20]: Ingeniería Sismorresistente.

¹⁷ Por simplicidad se considerará la misma densidad de masa para la azotea del bloque B, es decir $\rho = 0.59 \text{ ton} / \text{m}^2$ (ver siguiente página).

4.1.- Metrado de Cargas de Gravedad

(Para obtener el peso de la edificación)

Sótano: (bloque B)

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (9.60 \times 30.90) = 109.76 \text{ ton.}$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (9.80 \times 30.90) = 30.28$$

$$P_{\text{vigas(x-x)}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 5.60] \times 8 = 38.02$$

$$P_{\text{vigas (y-y)}} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 1.95] \times 2 = 1.40$$

$$P_{\text{col}} = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 4.0] \times 8 = 48.00$$

$$P_{\text{placas}} = 2.4 [(7.15 \times 0.25) \times 4.0] \times 2 = 34.32$$

$$P_{\text{tabique}} = 0.25 (26.40 \times 3.40) = 22.44$$

$$P_{\text{parapeto}} = 2.4 [(26.40 \times 0.25) \times 2.05] = 32.47$$

$$\text{CM} = 316.7 \text{ ton.}$$

$$\text{S/C} = 0.350 (9.80 \times 30.90) \quad \text{CV} = 106.0 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso} = 100\% \text{CM} + 50\% \text{CV} = 1.00 (316.70) + 0.50 (106.0) = 370 \text{ ton.}$$

Luego, la densidad de masa (ρ) será de:

$$\rho = \frac{\text{Peso}}{\text{Área}} = \frac{370}{(10.10 \times 31.40)} = 1.17 \text{ ton} / \text{m}^2$$

1° y 2° Piso: (bloques A y B)

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (9.60 \times 30.90) = 109.76 \text{ ton.}$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (9.80 \times 30.90) = 30.28$$

$$P_{\text{vigas(x-x)}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 5.60] \times 8 = 38.02$$

$$P_{\text{vigas (y-y)}} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 1.95] \times 2 = 1.40$$

$$P_{\text{col}} = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 4.0] \times 8 = 48.00$$

$$P_{\text{placas}} = 2.4 [(7.15 \times 0.25) \times 4.0] \times 2 = 34.32$$

$$P_{\text{tabique}} = 0.25 (26.40 \times 3.40) \times 2 = 44.88$$

$$\text{CM} = 306.7 \text{ ton.}$$

$$\text{S/C} = 0.350 (9.80 \times 30.90) \quad \text{CV} = 106.0 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso} = 100\%CM + 50\%CV^{18} = 1.00 (306.70) + 0.50 (106.0) = 360 \text{ ton.}$$

Luego, la densidad de masa (ρ) será de:

$$\rho = \frac{\text{Peso}}{\text{Área}} = \frac{360}{(10.10 \times 31.40)} = 1.13 \text{ ton} / \text{m}^2$$

3° Piso: (bloques A y B)

$$P_{\text{losa}} = 0.37 (9.60 \times 30.90) = 109.76 \text{ ton.}$$

$$P_{\text{p.t.}} = 0.100 (9.80 \times 30.90) = 30.28$$

$$P_{\text{vigas(x-x)}} = 2.4 [(0.50 \times 0.60) \times 5.60] \times 8 = 38.02$$

$$P_{\text{vigas(y-y)}} = 2.4 [(0.25 \times 0.60) \times 1.95] \times 2 = 1.40$$

$$P_{\text{col}} = 2.4 [(0.50 \times 1.00) \times 2.0] \times 8 = 24.00$$

$$P_{\text{placas}} = 2.4 [(7.15 \times 0.25) \times 2.0] \times 2 = 17.16$$

$$CM = 220.6 \text{ ton.}$$

$$S/C = 0.100 (9.80 \times 30.90) \quad CV = 30.3 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso} = 100\%CM + 25\%CV^{19} = 1.00 (220.60) + 0.25 (30.30) = 230 \text{ ton.}$$

Luego, la densidad de masa (ρ) será de:

$$\rho = \frac{\text{Peso}}{\text{Área}} = \frac{230}{(10.10 \times 31.40)} = 0.72 \text{ ton} / \text{m}^2$$

A continuación se muestra un resumen de cargas en los diferentes niveles:

Piso (n°)	ρ (Ton/m ²)	Bloque A		Bloque B	
		Área (m ²)	Peso Ton	Área (m ²)	Peso Ton
3°	0.72	317	228	335	242
2°	1.13	317	358	317	358
1°	1.13	317	358	317	358
sótano	1.17	317	371
			945		1,329

Se puede apreciar que el peso de ambos edificios es prácticamente el mismo, pues como se advirtió anteriormente estos se diferencian en un pequeño volado que posee el último nivel del bloque B.

¹⁸ La NTE exige tomar el 50% de la carga viva o sobre carga para edificaciones esenciales (categoría A).

¹⁹ Así mismo, la NTE exige tomar el 25% de la sobre carga para azoteas.

4.2.- Análisis Estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando el centro de masa de cada nivel de la edificación.

El análisis se efectuará para cada dirección principal. Así, para el *bloque A* tendremos:

- **Dirección X-X:**

Se considerará los siguientes parámetros sísmicos:

Categoría de la Edificación:	Tipo = A (edificación esencial)
Factor de Zona:	Z = 0.4 (zona de la costa: Lima)
Factor de Uso:	U = 1.5 (edificio para aulas)
Factor de Suelo:	S = 1.0 (suelo muy rígido)
Factor de Reducción:	R = 8 (sólo pórticos)
Periodo Fundamental del edificio:	$T = h_n / c_t = 12 / 35 = 0.34$ s.
Periodo Predominante del suelo:	$T_p = 0.4$ s. (suelo muy rígido)
Coefficiente de amplificación Sísmica:	$C = 2.5 (T_p / T) = 2.5 (0.4 / 0.34) = 2.92$

Como $C \geq 2.5$, entonces $C = 2.5$, además $C/R \geq 0.125$ ($C/R = 2.50/8 = 0.31$).

Luego, el cortante basal será:

$$V_x = \frac{ZUCS}{R} P = \frac{(0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.0)}{8} \times 944.96 = 177 \text{ ton.}$$

Luego, la distribución de fuerza sísmica en la altura se calcula con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} (V - F_a)$$

Como $T < 0.7$ s, entonces no existirá la fuerza en la parte superior de la estructura²⁰ es decir, el valor de F_a será cero.

El cálculo del momento torsionante " M_{ti} " se hace en función de la excentricidad accidental. La N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente exige que se considere una excentricidad accidental igual al 5% de la longitud correspondiente a la dirección ortogonal al del análisis, es decir: $e_x = 5\% L_y = 0.05 \times 10.10 = 0.51$ m.

²⁰ Ver [1]: NTE E.030 Diseño Sismorresistente anexo 17.4.

Utilizando el cortante basal, es decir: $V_x = 177$ ton. y la ecuación anterior se tiene el siguiente juego de fuerzas distribuidas:

Piso (n°)	h_{ei} (m)	h_i (m)	P_i Ton	$P_i x h_i$ Ton_m	F_i Ton	$M_{ti} = F_i \cdot e_y$ Ton_m
3°	4.0	12.0	228	2,740	69	35
2°	4.0	8.0	358	2,867	72	36
1°	4.0	4.0	358	1,433	36	18
$h_n =$	12.0			7,040	177	

• **Dirección Y-Y:**

Se considerará los siguientes parámetros sísmicos:

- Categoría de la Edificación: Tipo = A (edificación esencial)
- Factor de Zona: $Z = 0.4$ (zona de la costa: Lima)
- Factor de Uso: $U = 1.5$ (edificio para aulas)
- Factor de Suelo: $S = 1.0$ (suelo muy rígido)
- Factor de Reducción: $R = 6$ (sólo pórticos)
- Periodo Fundamental del edificio: $T = h_n / c_t = 12 / 60 = 0.20$ s.
- Periodo Predominante del suelo: $T_p = 0.4$ s. (suelo muy rígido)
- Coefficiente de amplificación Sísmica: $C = 2.5 (T_p / T) = 2.5 (0.4 / 0.20) = 5.0$

Como $C \geq 2.5$, entonces $C = 2.5$, además $C/R \geq 0.125$ ($C/R = 2.50/8 = 0.3125$).

Luego, el cortante basal será:

$$V_y = \frac{ZUCS}{R} P = \frac{(0.4 \times 1.5 \times 2.50 \times 1.0)}{6} \times 944.76 = 236 \text{ ton.}$$

Igual que en la dirección X-X, utilizaremos este cortante basal, y una excentricidad accidental de $e_y = 0.05 \times 31.40 = 1.57$ m. Finalmente se tiene el juego de fuerzas distribuidas para este edificio:

Piso (n°)	h_{ei} (m)	h_i (m)	P_i Ton	$P_i x h_i$ Ton_m	F_i Ton	$M_{ti} = F_i \cdot e_x$ Ton_m
3°	4.0	12.0	228	2,740	92	144
2°	4.0	8.0	358	2,867	96	151
1°	4.0	4.0	358	1,433	48	76
$h_n =$	12.0			7,040	236	

Procediendo de manera similar, se obtienen las fuerzas sísmicas del **bloque B**.

A continuación se muestra un resumen de este análisis:

Parámetros Sísmicos de Diseño:

Categoría "A"	X-X	Y-Y
TP	0.40	0.40
T	0.48	0.28
Z	0.4	0.4
U	1.5	1.5
S	1.0	1.0
C	2.1	2.5
R	8.0	6.0
V. Estático	208	332
%Peso	0.2	0.3
F _a	0.0	0.0
excent.(e)	0.51	1.57

Periodo Fundamental:

	X-X	Y-Y
C _T	35	60
T	0.48	0.28

• **Dirección X-X:**

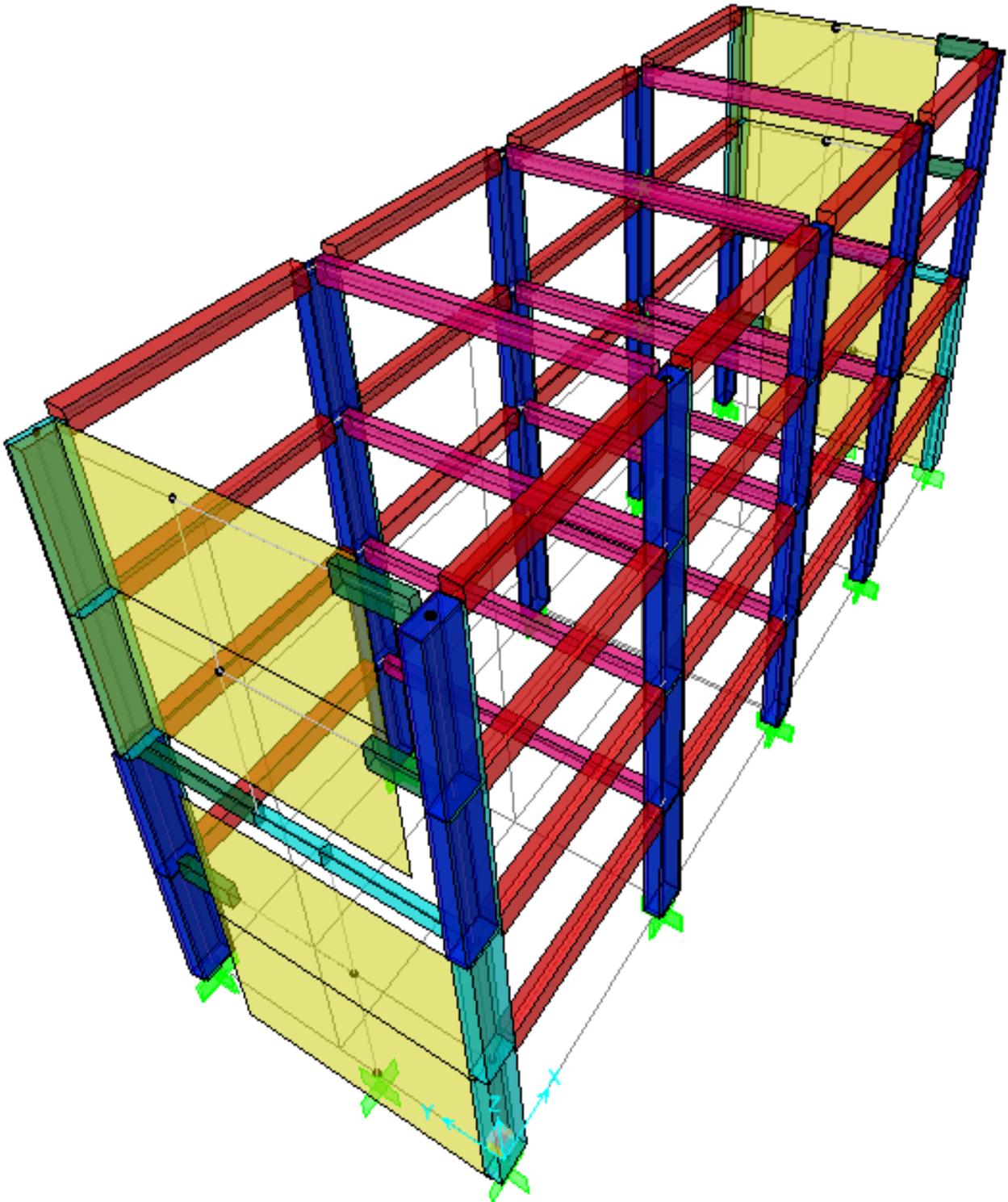
Piso (n°)	h _{ei} (m)	h _i (m)	P _i Ton	P _i xh _i Ton_m	F _i Ton	M _{ti} = F _i .e _y Ton_m
3°	4.00	16.75	242	4,045	62	31
2°	4.00	12.75	358	4,569	70	36
1°	4.00	8.75	358	3,135	48	24
sótano	4.75	4.75	371	1,762	27	14
h_n =	16.75			13,511	208	

• **Dirección Y-Y:**

Piso (n°)	h _{ei} (m)	h _i (m)	P _i Ton	P _i xh _i Ton_m	F _i Ton	M _{ti} = F _i .e _x Ton_m
3°	4	17	242	4,045	99	156
2°	4	13	358	4,569	112	176
1°	4	9	358	3,135	77	121
sótano	5	5	371	1,762	43	68
h_n =	17			13,511	332	

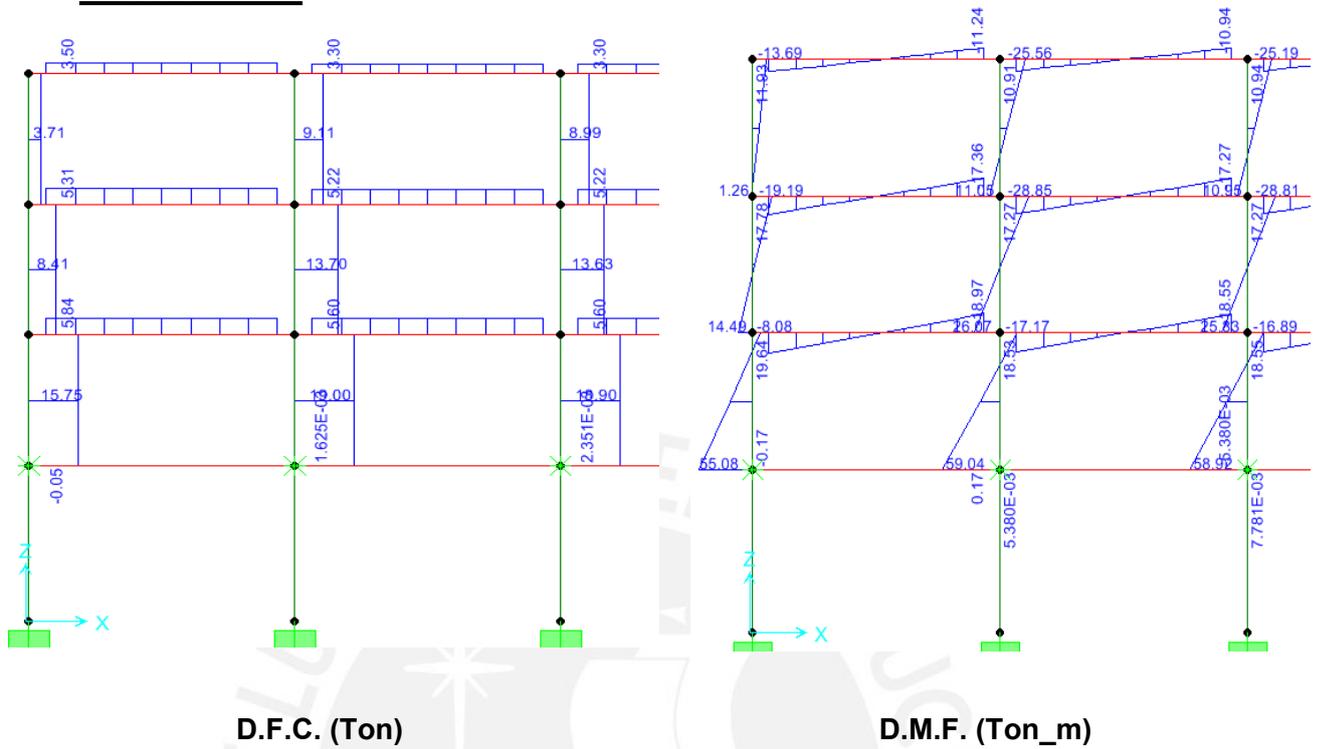
Con estas cargas, se ingresa al SAP2000 y se obtienen las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales para cada uno de los bloques (A y B). En las siguientes páginas se muestra el modelo estructural de uno de los bloques, así como también los diagramas de momento flector, fuerza cortante y fuerza axial de los pórticos principales:

4.2.1.- MODELO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "B"

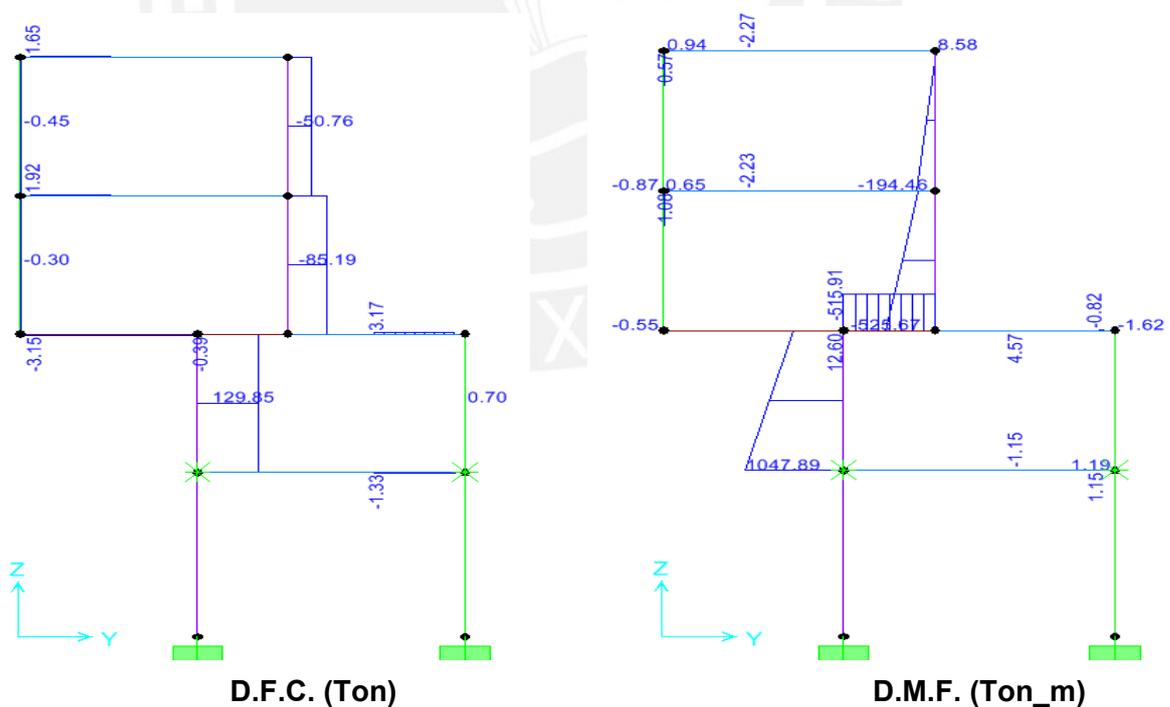


4.2.2.- Fuerzas Internas (Bloque A)

- **Dirección X-X²¹:**



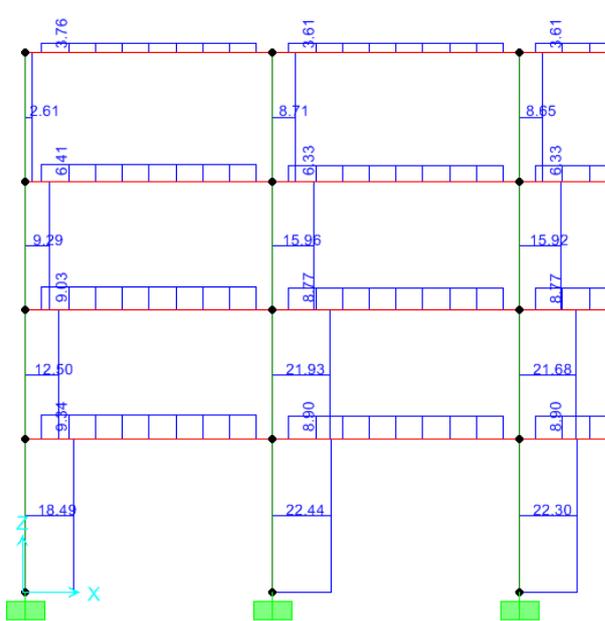
- **Dirección Y-Y:**



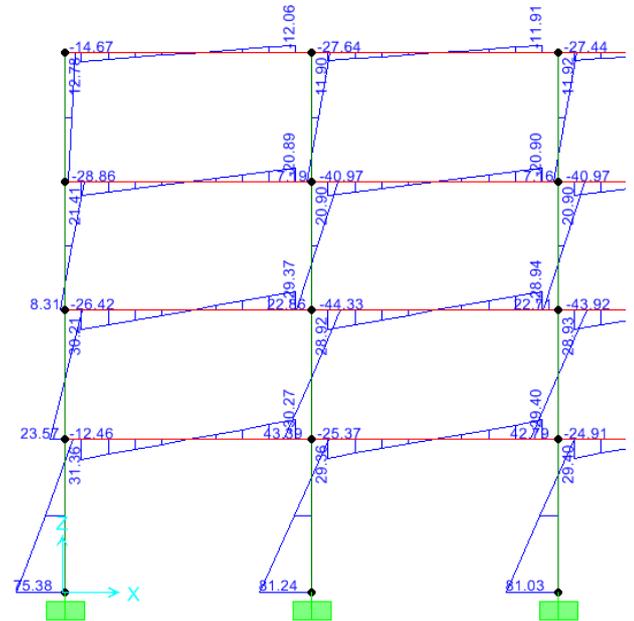
²¹ Como se puede apreciar, sólo aparece la mitad de cada diagrama para los pórticos en la dirección X-X, esto con la finalidad de ahorrar espacio; pero no se está haciendo omisión de resultados pues la estructura es simétrica.

4.2.3.- Fuerzas Internas (Bloque B)

• Dirección X-X:

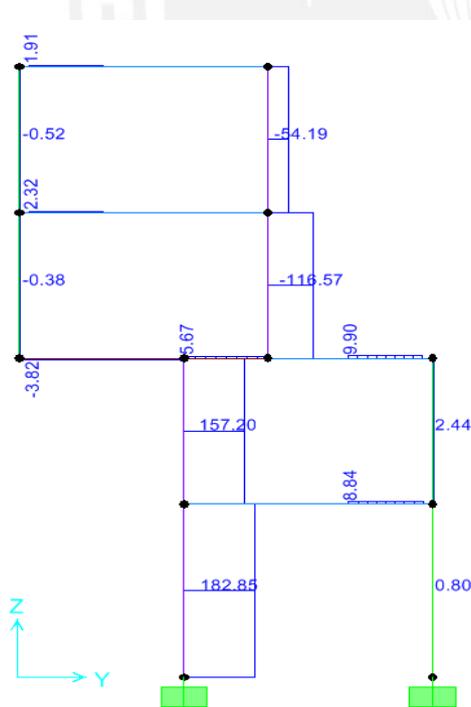


D.F.C. (Ton)

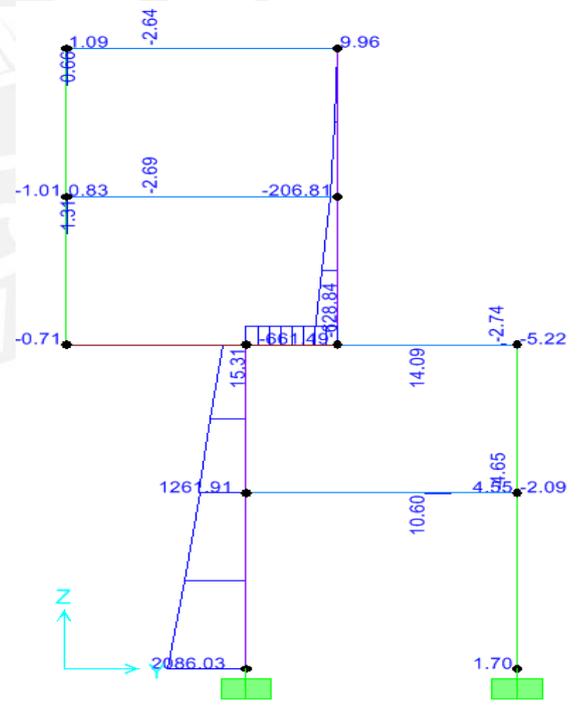


D.M.F. (Ton_m)

• Dirección Y-Y²²:



D.F.C. (Ton)



D.M.F. (Ton_m)

²² Para el modelo de placas se ha empleado brazos rígidos, los cuales conectan la placa de los dos primeros niveles con los dos últimos, debido a que su eje centroidal se mueve de posición por un tema arquitectónico.

4.3.- Análisis Dinámico

Como se mencionó en páginas anteriores, el análisis dinámico se puede efectuar de dos maneras uno es por integración directa y el otro, por superposición modal espectral. Este último es el más difundido y el más aplicado para edificaciones convencionales, como es el caso de los dos edificios en estudio.

Por otro lado; del análisis estático se pudo inferir que los resultados (fuerzas internas en los elementos estructurales) de ambos bloques eran muy similares, entonces sólo se realizará el análisis dinámico del **bloque B**.

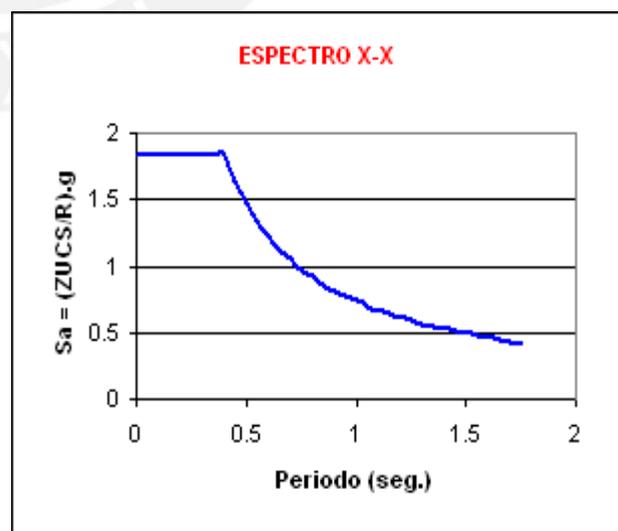
Para efectuar un análisis dinámico por superposición modal espectral, se requiere crear un espectro de diseño, con ayuda de los parámetros sísmicos de diseño que especifica la N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente, estos parámetros de diseño son los siguientes:

Categoría "A"	X-X	Y-Y
TP	0.40	0.40
Z	0.40	0.40
U	1.50	1.50
S	1.00	1.00
R	8.00	6.00

- Dirección X-X:

Espectro XX R=8

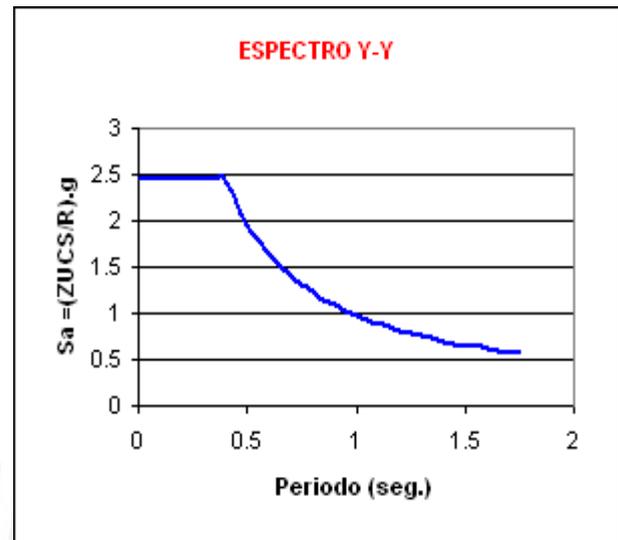
T	C	ZUCS _{xg} /R
0.0	2.50	1.839
0.4	2.50	1.839
0.5	2.00	1.472
0.6	1.67	1.226
0.7	1.43	1.051
0.8	1.25	0.920
0.9	1.11	0.818
1.0	1.00	0.736
1.1	0.91	0.669
1.2	0.83	0.613



• Dirección Y-Y:

Espectro YY R=6

T	C	ZUCSxg/R
0.0	2.50	2.453
0.4	2.50	2.453
0.5	2.00	1.962
0.6	1.67	1.635
0.7	1.43	1.401
0.8	1.25	1.226
0.9	1.11	1.090
1.0	1.00	0.981
1.1	0.91	0.892
1.2	0.83	0.818



Enseguida se calcula la masa (M), los momentos de inercia de área (I_{x-x} ; I_{y-y}) y la inercia rotacional (I_{rot}) de cada nivel del edificio:

• Sótano, 1° y 2° Pisos:

$$I_{x-x} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}31.40 \times 10.10^3 = 2,696m^4; I_{y-y} = \frac{1}{12}hb^3 = \frac{1}{12}10.10 \times 31.40^3 = 26,057m^4.$$

• 3° Piso:

$$I_{x-x} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}33.21 \times 10.10^3 = 2,851m^4; I_{y-y} = \frac{1}{12}hb^3 = \frac{1}{12}10.10 \times 33.21^3 = 30,828m^4.$$

La inercia rotacional, se calcula con la siguiente expresión:

$$I_{rot} = \frac{M \cdot (I_{x-x} + I_{y-y})}{Área}$$

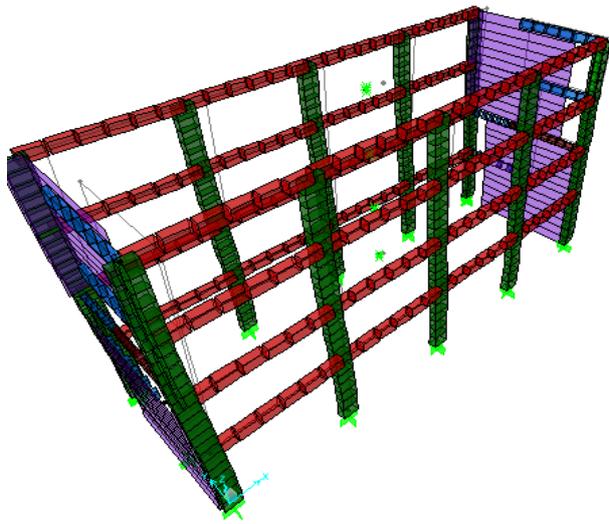
La siguiente tabla muestra el resumen de estos cálculos:

Piso	Area (m ²)	ρ (ton/m ²)	Peso (ton)	Masa	I _{rot}	I _{x-x}	I _{y-y}
3°	335	0.72	242	25	2,472	2,851	30,828
2°	317	1.13	358	37	3,312	2,696	26,057
1°	317	1.13	358	37	3,312	2,696	26,057
sótano	317	1.17	371	38	3,242	2,696	26,057
			1,329				

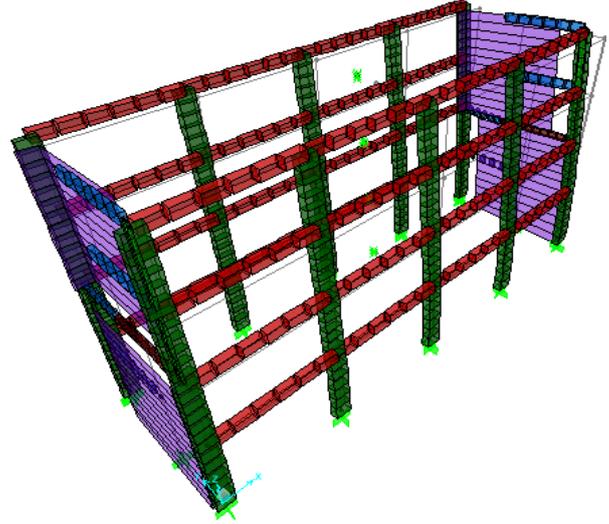
Estos valores ($M - I_{rot}$) se asignan al centro de masa de cada nivel del modelo estructural del bloque B. En las páginas siguientes se muestran los resultados de este análisis:

4.3.1.- Análisis Modal

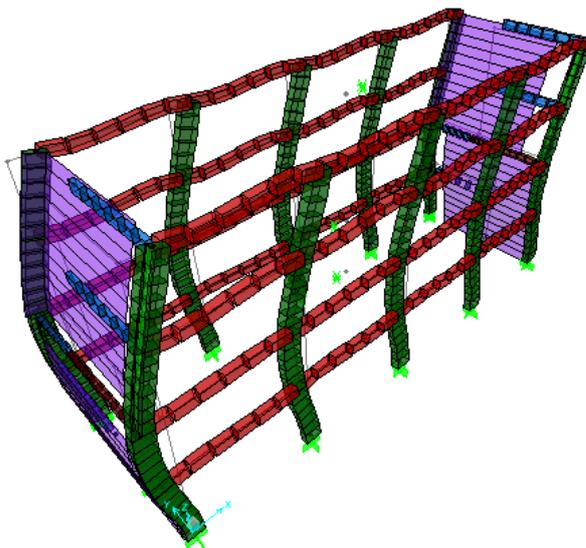
El SAP2000 en su versión 8.1, realiza un análisis modal considerando tres grados de libertad (**GDL**) por piso. Como nuestro bloque B posee cuatro niveles, entonces el programa asigna un total de 12 GDL a la estructura; y por consiguiente se tendrá 12 modos de vibración. A continuación se muestran los principales modos:



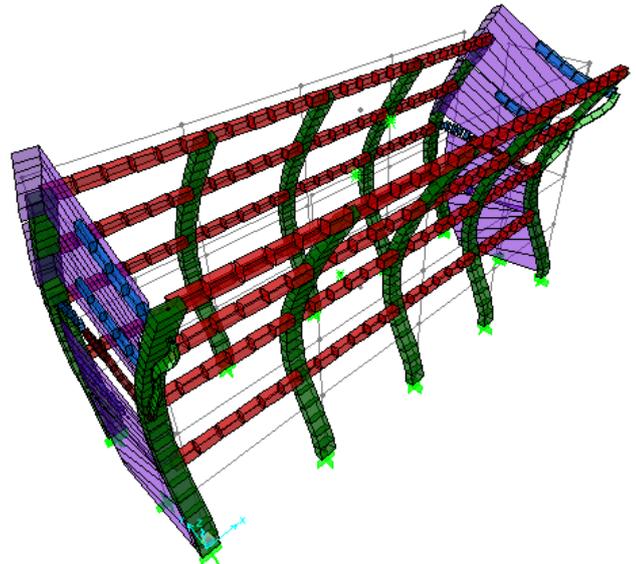
Modo 1 ($T_x = 0.6129$ seg.)



Modo 2 ($T_y = 0.2518$ seg.)



Modo 3 ($T_x = 0.1803$ seg.)



Modo 6 ($T_y = 0.0610$ seg.)

Un resumen del análisis modal se muestra en la tabla siguiente:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCas	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.6129	0.84	0.00
MODAL	Mode	2	0.2518	0.00	0.75
MODAL	Mode	3	0.1803	0.12	0.00
MODAL	Mode	4	0.1601	0.00	0.00
MODAL	Mode	5	0.0917	0.04	0.00
MODAL	Mode	6	0.0610	0.00	0.21
MODAL	Mode	7	0.0589	0.01	0.00
MODAL	Mode	8	0.0382	0.00	0.00
MODAL	Mode	9	0.0308	0.00	0.03
MODAL	Mode	10	0.0231	0.00	0.00
MODAL	Mode	11	0.0191	0.00	0.00
MODAL	Mode	12	0.0143	0.00	0.00

Como se puede apreciar en esta tabla, los dos primeros modos son los principales, pues cada uno de ellos se lleva un porcentaje de masa participativa mayor 70 %. **El modo 1** tiene $UX = 84\%$ y **el modo 2**, $UY = 75\%$ de masa participativa; con sus respectivos periodos: $T = 0.61$ seg. en la dirección X-X; y $T = 0.25$ seg. en la dirección Y-Y. Con estos valores podemos inferir que los efectos de torsión no son importantes.

Con estos periodos; pero reducidos en un 15 % para considerar de alguna manera el efecto de los tabiques que no han sido modelados, y los parámetros de diseño sísmico mostrados anteriormente, podemos calcular el cortante estático en la base para cada dirección principal:

Categoría "A"	X-X	Y-Y
TP	0.40	0.40
T	0.52	0.21
Z	0.40	0.40
U	1.50	1.50
S	1.00	1.00
C	1.92	2.50
R	8.00	6.00
V. Estático	191.4	332.3
%Peso	14.40%	25.00%

Del SAP2000 obtenemos los siguientes cortantes dinámicos para cada dirección:

	X-X	Y-Y
V. Dinámico	140.8	261.4

Ahora, la N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente especifica que el cortante dinámico, no debe ser menor del 80 % del cortante estático, para edificaciones regulares. Como en nuestro caso se tiene que los cortantes dinámicos no cumplen con este requisito tendremos que escalarlos por un factor que se muestra a continuación:

	X-X	Y-Y
V. Dinámico	140.8	261.4
V. Estático(*)	191.3	332.3
factor (**)	1.09	1.02
V. Final	153.1	265.8

(*): Calculado con el 85 % del periodo dinámico según Norma.

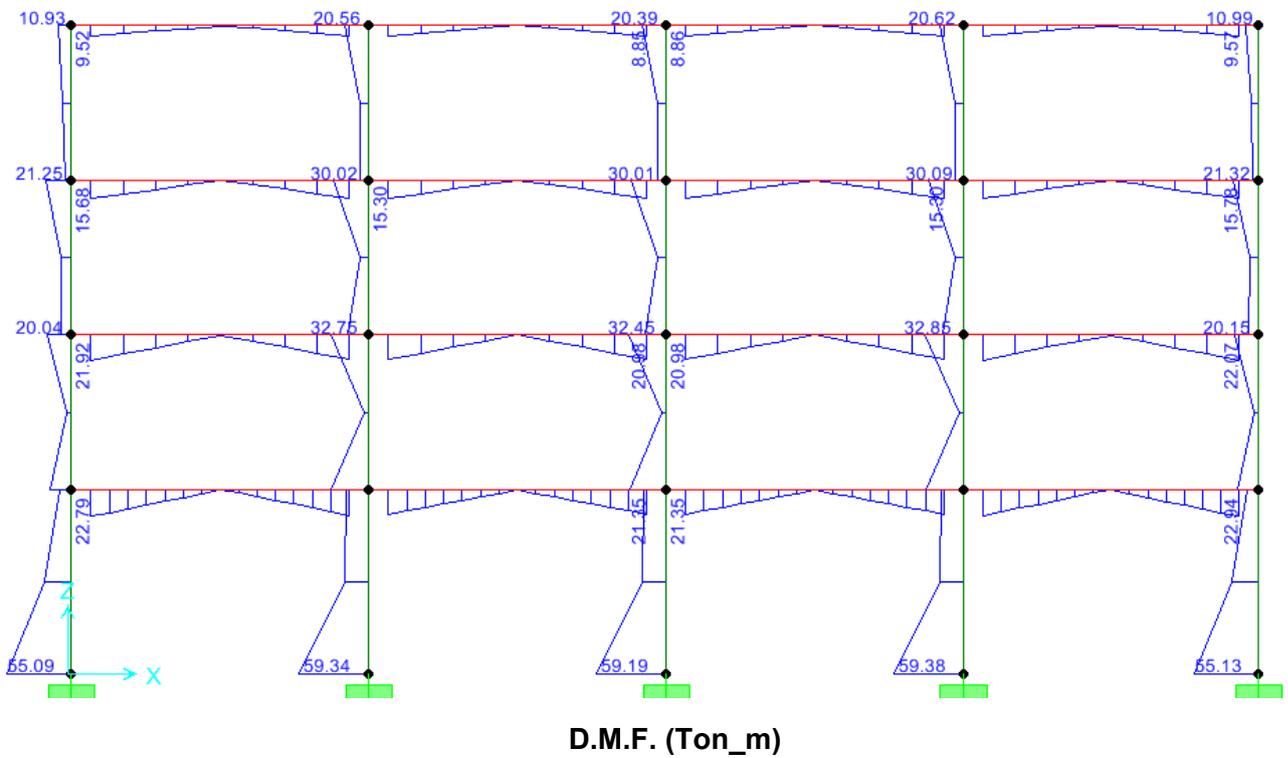
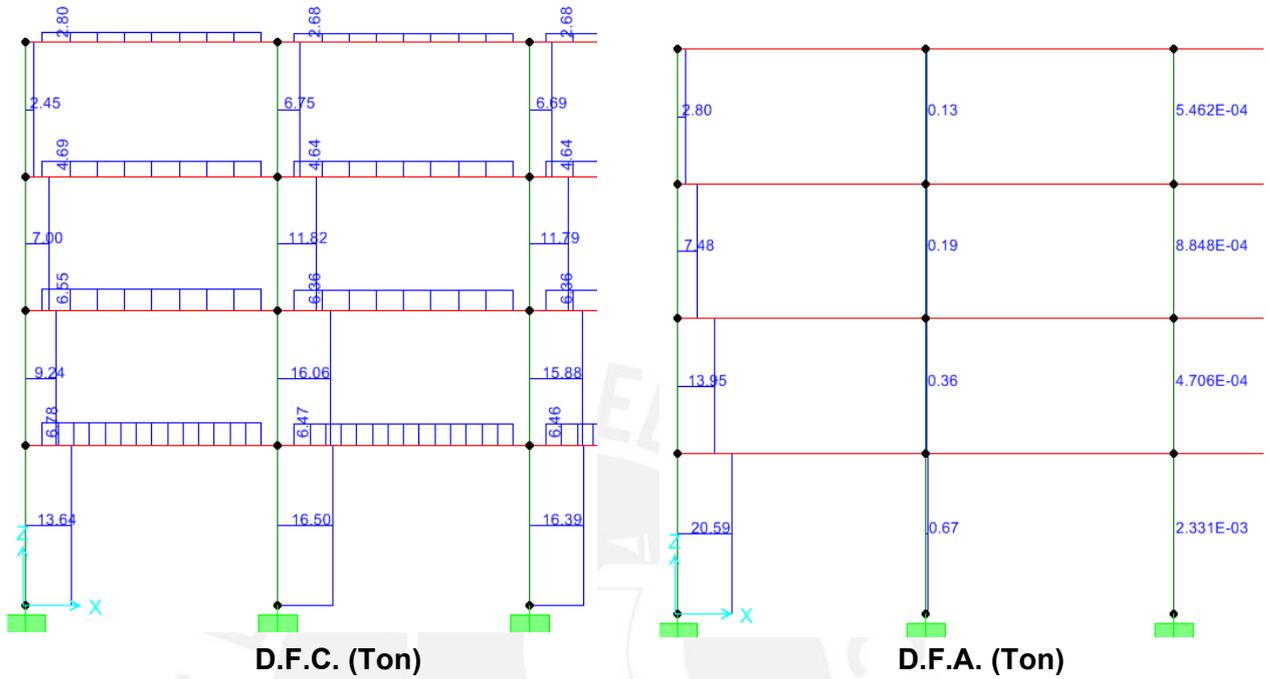
(**): Factor de amplificación del cortante dinámico al 80 % del estático.

Con estos factores de amplificación se vuelve a ingresar al SAP2000, y se obtienen los diagramas fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales de nuestro edificio, tales como fuerza cortante (D.F.C.); fuerza axial (D.F.A.) y momento flector (D.M.F.) en sus respectivas unidades.

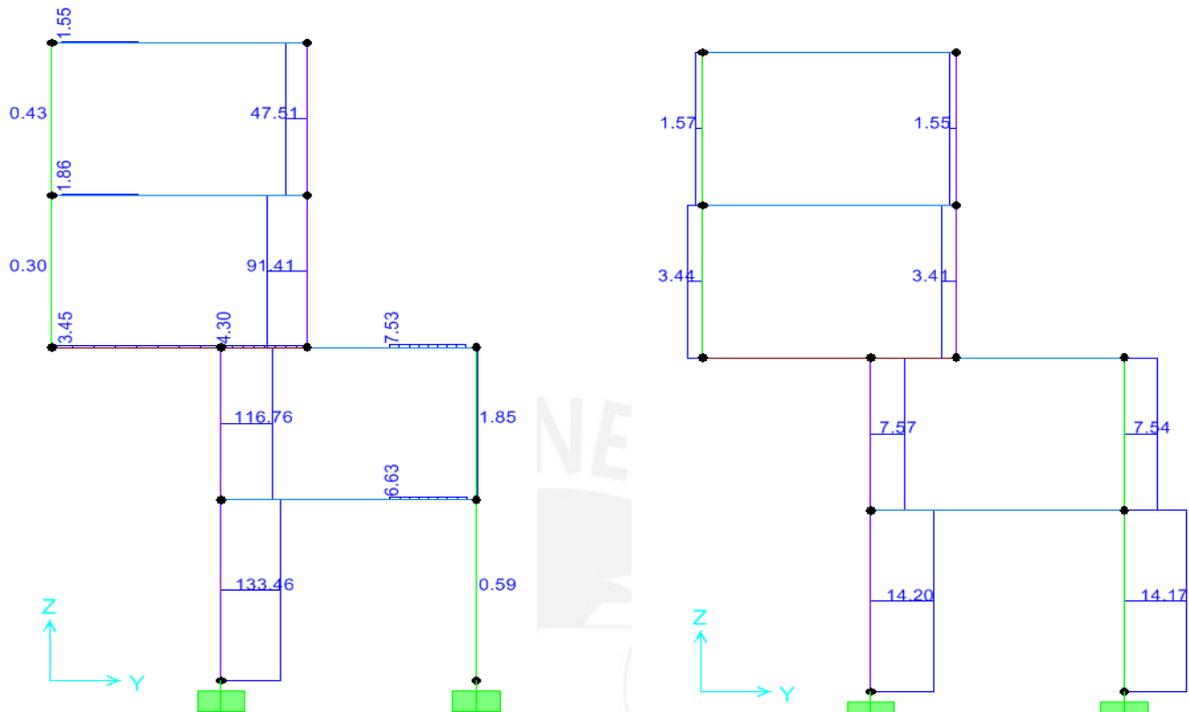
Cabe precisar que para el cálculo de los desplazamientos no se emplea este factor de amplificación, este factor se emplea con el único propósito de amplificar las fuerzas internas. Los desplazamientos **no se escalan**, su cálculo se efectúa con las hipótesis de análisis previas sin considerar dicho factor.

4.3.2.- Fuerzas Internas

- Dirección X-X:**

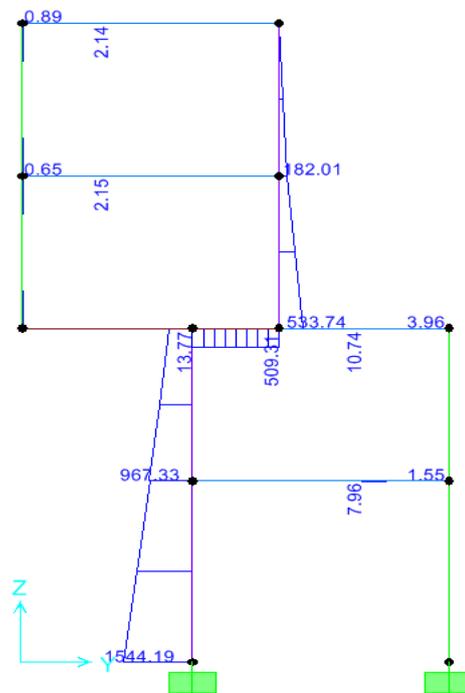


• **Dirección Y-Y:**



D.F.C. (Ton)

D.F.A. (Ton)



D.M.F. (Ton_m)

4.3.3.- Desplazamientos

Como se mencionó anteriormente, los desplazamientos se calculan sin escalar por el factor que hace que los cortantes dinámicos alcancen por lo menos el 80 % del cortante estático. Estos desplazamientos “**D**” se obtienen directamente del SAP2000; pero estos valores se tienen que multiplicar, según Norma, por “**0.75R**” para obtener finalmente los desplazamientos reales de cada nivel, dado que la aceleración máxima esperada en la zona ha sido reducida por el factor **R** con la finalidad de realizar un análisis elástico lineal. De esta manera tendremos:

$$\delta_i = 0.75R(D_i)$$

Por otro lado, para obtener los desplazamientos de entre piso de cada nivel, se resta el desplazamiento del nivel en estudio con su respectivo desplazamiento del nivel inferior. Es decir:

$$\Delta_{ei} = \delta_i - \delta_{i-1}$$

La N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente especifica que para realizar un control de los desplazamientos de entre piso, estos valores se deben dividir por su respectiva altura de entre piso “**h**”. Para que nuestra estructura tenga un adecuado comportamiento sísmico éste valor debe ser menor que 0.007, para el caso de edificios de concreto armado, el cual es nuestro caso.

En pocas palabras se debe verificar que:

$$\Delta_i / h_i \leq 0.007$$

En seguida se muestra un resumen de estos cálculos:

- **Dirección X-X:**

	D_i	δ_i = 0.75R(D_i)	Δ_{ei}	Δ_i / h_i
3	0.0152	0.0912	0.0150	0.0038
2	0.0127	0.0762	0.0250	0.0063
1	0.0085	0.0512	0.0275	0.0069
sótano	0.0039	0.0237	0.0237	0.0059

- **Dirección Y-Y:**

	D_i	$\delta_i = 0.75R(D_i)$	Δ_{ei}	Δ_i / h_i
3	0.0056	0.0254	0.0076	0.0019
2	0.0040	0.0179	0.0075	0.0019
1	0.0023	0.0104	0.0063	0.0016
sótano	0.0009	0.0041	0.0041	0.0010

Los desplazamientos máximos para cada dirección de análisis se obtienen en el último nivel. Estos son:

$$\delta^{x-x}_{\max} = 9.12\text{cm.} \quad \text{y} \quad \delta^{y-y}_{\max} = 2.54\text{cm.}$$

Dado la importancia de este capítulo, me parece pertinente hacer unas breves conclusiones:

1. En la dirección X-X no se tiene placas, generándose así un aparente incumplimiento de lo que nos indica la N.T.E. E.030 Diseño Sismorresiste para edificaciones de categoría A (instituciones educativas); pero debido al gran tamaño de las columnas y por el tipo de sollicitación (predomina la flexión por sismo sobre las cargas axiales) el comportamiento de dichas columnas se asemeja más al de las placas de concreto. Por consiguiente, dicha dirección estaría provista de pequeñas placas de 1.0m de longitud espaciadas cada 6.60m.
2. El efecto de considerar el sótano del bloque B con sus muros de contención, perimetralmente separados de la súper estructura, nos conduce a resultados en el lado de la seguridad.
3. El análisis estático siempre tiende a sobre dimensionar los resultados, y más aun cuando se emplea el periodo calculado con la expresión: $T = h_n / c_t$.
4. Debido a la simetría que existe en la estructura, se tiene que los dos primeros modos son los principales, llevándose cada uno un porcentaje de masa participativa mayor del 70 %, cada uno en su respectiva dirección de análisis. Esto nos lleva a pensar que nuestros edificios tendrán una adecuada rigidez torsional, lo cual preciso buscar en estructuras que se encuentran sometidas a fuerzas horizontales o de sismo.
5. Por lo antes expuesto, es preferible diseñar ambos bloques con los resultados del análisis sísmico dinámico del bloque B.

Capítulo 5

Análisis de Cargas de Vigas

“El análisis es u medio para un fin -no un fin en sí- ya que el objetivo primario del ingeniero estructural es diseñar, no analizar.”

Norris & Wilbur.

Introducción

El análisis de vigas por cargas de gravedad o verticales²³ se efectúa en base al metrado de cargas y el modelo estructural, los mismos que fueron presentados en el capítulo 3 de este trabajo. Antes de proceder con el análisis, debemos dejar claras las hipótesis y procedimientos a seguir para realizar satisfactoriamente dicho análisis.

Como se sabe, en edificios de concreto armado, la losa del techo es un elemento axialmente rígido en su plano, y como ésta se vacía simultáneamente con las vigas, se creará un monolitismo entre ambos elementos; luego, por compatibilidad de deformaciones, las vigas tampoco sufren deformaciones axiales.

De esta manera, cuando se emplea un programa computacional para resolver los pórticos, tal como el SAP2000, estos asignan seis grados de libertad (GDL) por nudo, dando la posibilidad que las vigas sufran deformaciones axiales; como se puede advertir, se estaría cometiendo un error.

Por otro lado, con relación a las cargas de peso propio, éstas constituyen un gran porcentaje del peso total de la estructura; en tal sentido las deformaciones axiales de las columnas, debido a cargas permanentes, son importantes. Este problema se acentúa más cuando se tiene pórticos con columnas de igual sección, pues las que se encuentran en el interior, se deforman casi el doble de las que se encuentran en los extremos, introduciendo momentos importantes en las vigas del los extremos. Sin embargo, un análisis de este tipo, aparentemente exacto, tampoco no es muy confiable por el hecho que la computadora aplica las deformaciones instantáneamente y con el pórtico completo²⁴.

²³ Ver [9]: Análisis de Estructuras.

²⁴ Ver [2].

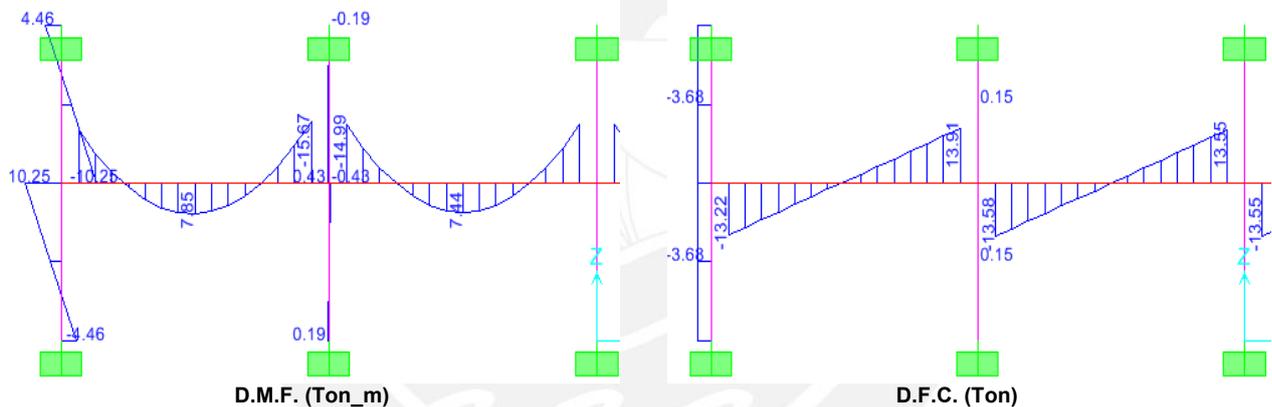
Y como sabemos esto no es cierto, dado que las cargas permanentes no actúan de una sola vez, sino que éstas se van aplicando conforme se está construyendo el edificio, pues en obra, el proceso constructivo es lento y los momentos se van generando paulatinamente, distribuyéndose en distintas etapas y en distintos elementos.

En tal sentido, la Norma Peruana de Concreto Armado, E060, nos brinda la posibilidad de analizar una viga que forma parte de un pórtico, aislando un nivel determinado haciendo que las columnas que concurren a ella tengan sus extremos alejados de la viga, empotrados. Adicionalmente se puede decir que los desplazamientos horizontales son restringidos por el hecho que en el Perú se emplea placas de concreto.

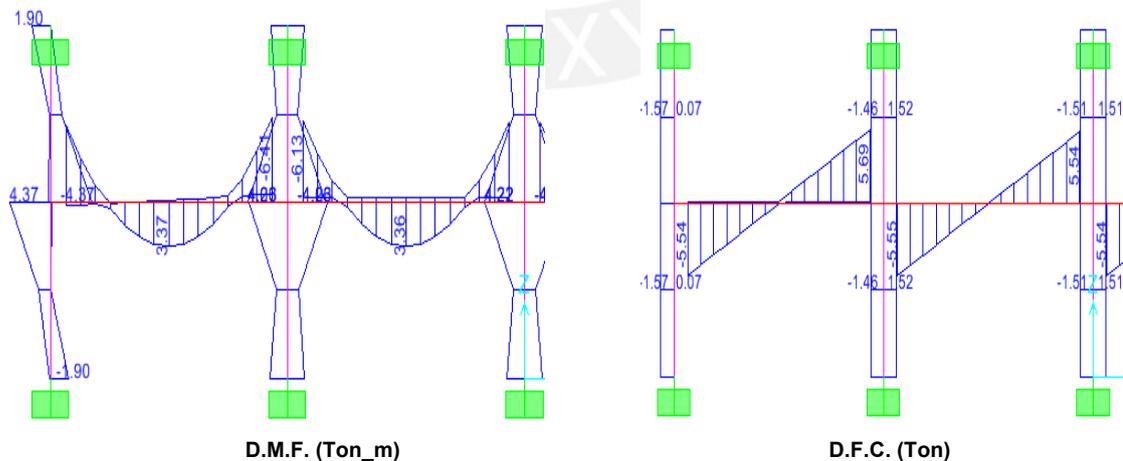
A continuación se muestran los resultados del análisis de vigas por cargas verticales:

5.1.- Análisis de Viga V-1 (50x60)²⁵

• **C.M.**



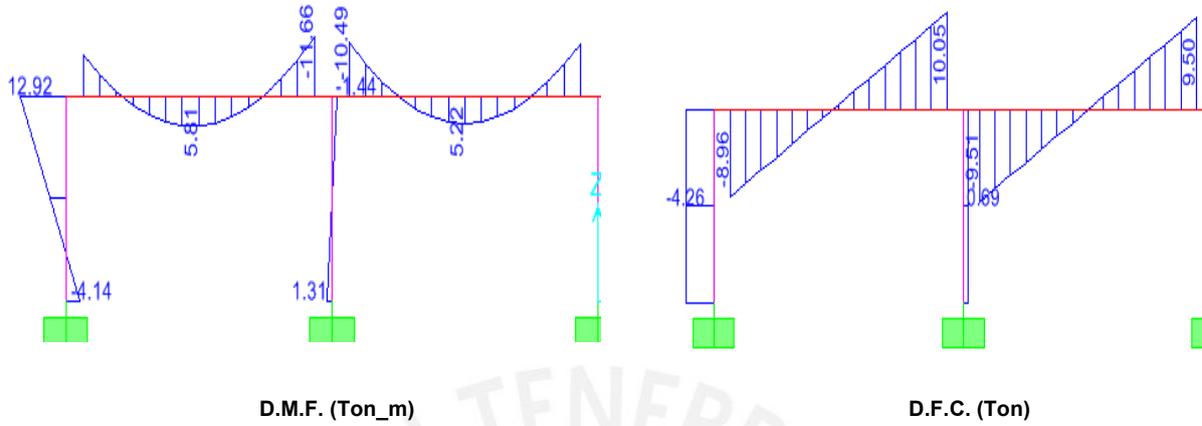
• **C.V.**



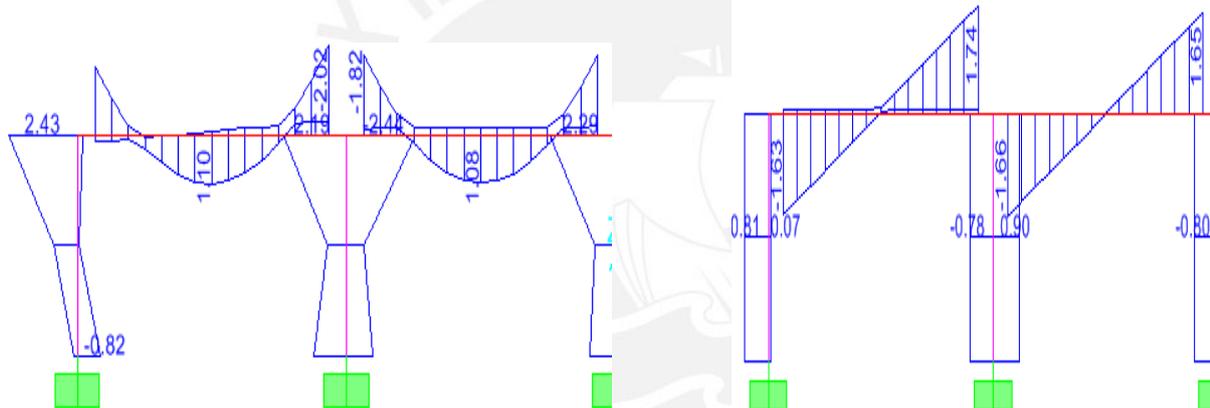
²⁵ Solo se analizarán 4 vigas de las 8, y serán las que sean las más cargadas, pues la diferencia de carga vertical es mínima; y no vale la pena invertir tiempo en su análisis.

5.2.- Análisis de Viga V-7 (50x60)

- C.M.

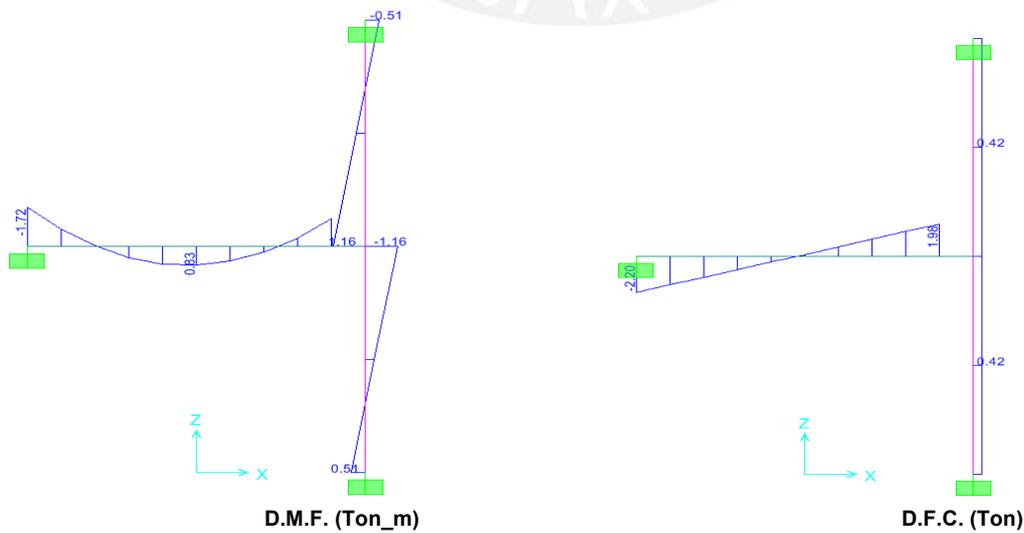


- C.V.

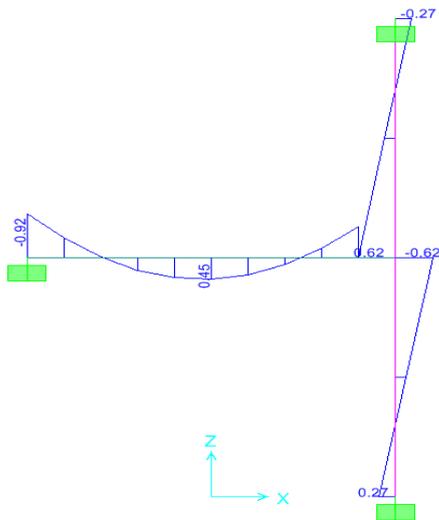


5.3.- Análisis de Viga V-3 (25x60)

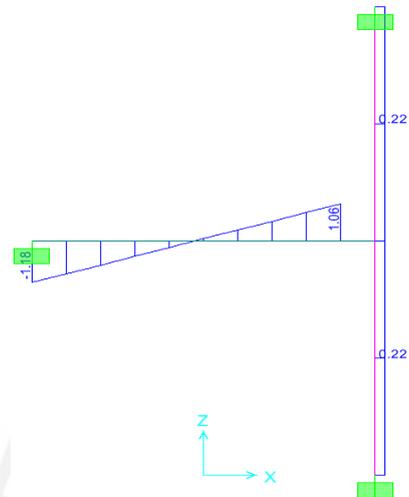
- C.M.



- **C.V.**



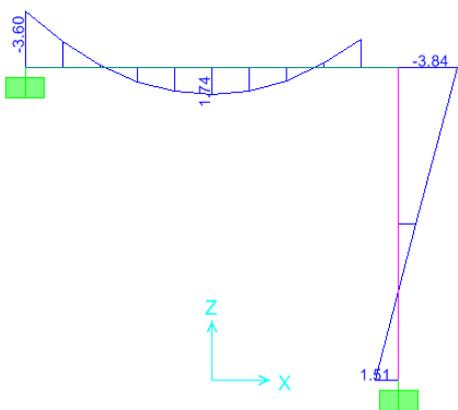
D.M.F. (Ton_m)



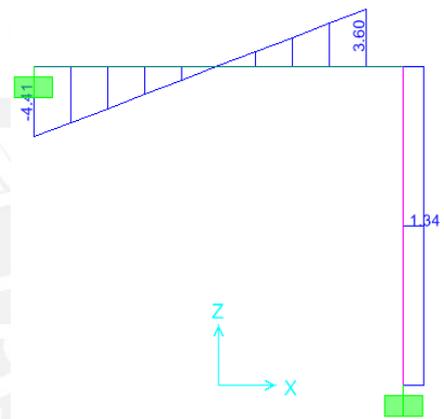
D.F.C. (Ton)

5.4.- Análisis de Viga V-8 (25x60)

- **C.M.**

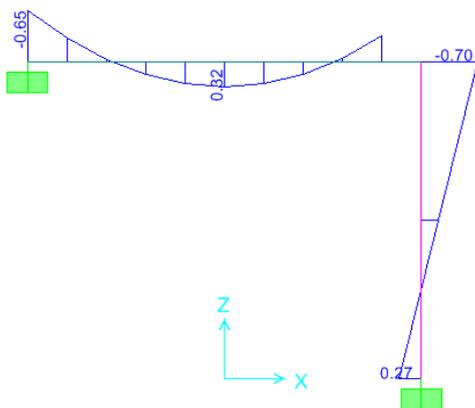


D.M.F. (Ton_m)

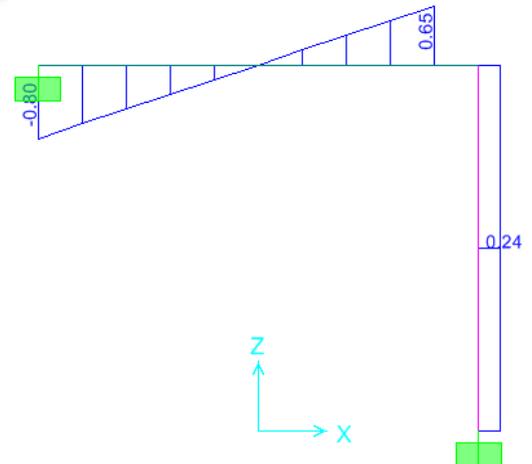


D.F.C. (Ton)

- **C.V.**



D.M.F. (Ton_m)



D.F.C. (Ton)

Capítulo 6

Diseño de Losas

“Nunca consideres el estudio como una obligación, sino como una oportunidad para penetrar en el bello y maravilloso mundo del saber.”

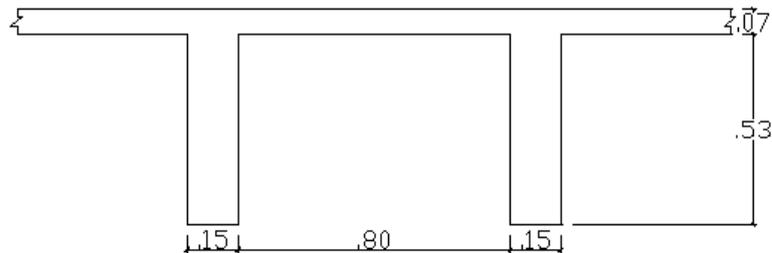
Albert Einstein.

Introducción

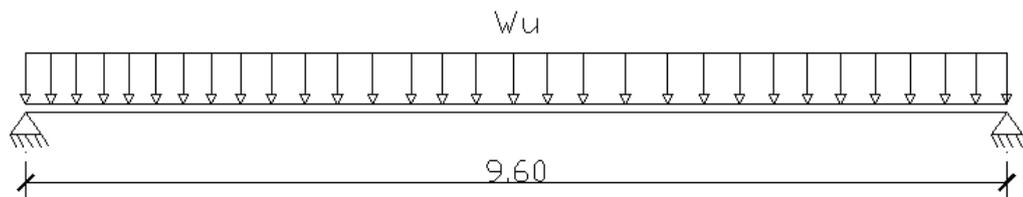
El diseño que se efectúa a continuación, es el diseño por resistencia, en el cual se emplea las cargas amplificadas con la finalidad de darle al elemento un adecuado margen de seguridad. Para el diseño de esta losa nervada, así como para los diferentes elementos estructurales, de los siguientes capítulos, se empleará los siguientes materiales:

- **Concreto:** $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$; $\varepsilon_u = 0.003$; $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.
- **Acero:** $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $\varepsilon_y = 0.0021$; $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

En este capítulo se desarrolla en forma íntegra el diseño de losas, que en nuestro caso se trata de una losa del tipo nervada. Dicha losa tiene la siguiente geometría:



Además posee el siguiente modelo matemático:



Del capítulo 3, se tiene que la carga última es:

Sótano, 1° y 2° piso: $W_u = 1.27 \text{ ton/m}$. y 3° piso: $W_u = 0.86 \text{ ton/m}$.

6.1.- Diseño de Vigüeta Tipo V-1 (sótano, 1° y 2° piso)

6.1.1.- Diseño por Flexión

Como se trata de una losa simplemente apoyada, se tiene que el momento positivo es:

$$M^+_u = \frac{W_u \cdot L^2}{8} = \frac{1.27 \times 9.60^2}{8} = 14.63 \text{ ton}_m$$

Como la sección de la losa es tipo "T" entonces se usarán las ecuaciones de flexión para vigas T²⁶. En primer lugar, asumiremos que el eje neutro se encuentra dentro del espesor de la losa ($a < h_f$). Entonces la losa se puede considerar como una viga de sección rectangular de ancho $b_f = 80 + 15 = 95$ cm. y peralte efectivo $d = h - 4 = 60 - 4 = 56$ cm.

En seguida se calcula el ancho del bloque comprimido "a":

$$a = d - \left[d^2 - \frac{2M_u}{(\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b)} \right]^{0.5} = 56 - \left[56^2 - \frac{2 \times 14.63 \times 10^5}{(0.9 \times 0.85 \times 210 \times 95)} \right]^{0.5} = 1.74 \text{ cm.} \leq h_f = 7 \text{ cm.}$$

Con esto obtendremos el área de acero en flexión para el momento positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{14.63 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (56 - 1.74/2)} = 7.02 \text{ cm}^2.$$

Considerando 1Φ1" + 1Φ3/4", tendremos: $A_{s \text{ colocado}} = 7.94 \text{ cm}^2$.

Para resistir los posibles momentos negativos, en los extremos de las vigüetas, se optará por considerar 1 bastón de Φ5/8" en cada extremo.

6.1.2.- Refuerzo Mínimo por Contracción y Temperatura

La Norma Peruana indica, en el caso de losas estructurales, que el área mínima del refuerzo por contracción y temperatura, el cual se colocará perpendicular al refuerzo por flexión debe ser $0.0018bh$; esto en el caso que se emplee barras corrugadas con resistencia a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ como será nuestro caso.

Tomando una sección de ancho 100 cm. y peralte igual al espesor de la losita superior, es decir $h_f = 7$ cm.; tendremos que el área mínima requerida por contracción y temperatura es:

$0.0018 (100 \times 7) = 1.26 \text{ cm}^2$. Para satisfacer este requisito colocaremos una malla de Φ1/4" cada 25 cm; la cual se colocará en una sola capa y la mitad del espesor de la losa superior.

²⁶ Ver [10]: NTE E-060 Concreto Armado.

6.1.3.- Diseño por Corte

Según la Norma Peruana, el aporte del concreto en la resistencia al corte en elementos que sólo están sometidos a corte y flexión se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85[0.53\sqrt{f'_c}(b_w xd)] = 0.85[0.53\sqrt{210}(15x56)] = 5.48\text{ton}.$$

Por otro lado, el cortante último a la cara de la viga de apoyo es:

$$V_u = \frac{W_u L}{2} = \frac{1.27x9.10}{2} = 5.78\text{ton}.$$

Y el cortante a "d" de la cara será:

$$V_d = \frac{(L_n - 2d)}{L_n} V_u = \frac{(9.10 - 2x0.56)}{9.10} 5.78 = 5.06\text{ton}.$$

Como se aprecia, $\phi V_c > V_d$, entonces el refuerzo por corte es mínimo. La Norma Peruana especifica un refuerzo mínimo por cortante, el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{v_{\min}} = \frac{3.5b_w s}{f_y}$$

Considerando un espaciamiento de $s = 25$ cm. tendremos un refuerzo mínimo de:

$$A_{v_{\min}} = \frac{3.5x15x25}{4,200} = 0.31\text{cm}^2$$

Para lo cual adoptaremos un estribo de $\Phi 1/4$ " (corrugado) tipo "S" el cual se extenderá una distancia "x" de la cara de la viga de apoyo; donde, más allá de ella no se requiera este refuerzo mínimo.

Para garantizar que no se requiere ningún tipo de refuerzo, el cortante actuante debe ser menor que la mitad de la resistencia a cortante aportado por el concreto; es decir:

$$V_u < \phi V_c / 2 = 5.48 / 2 = 2.74 \text{ ton}.$$

Para hallar esta distancia "x" se plantea semejanza de triángulos dentro del D.F.C. Así:

$$x = \frac{L_n}{2} \left[1 - \frac{\phi V_c / 2}{V_u} \right] = \frac{9.10}{2} \left[1 - \frac{2.74}{5.78} \right] = 2.39 \approx 2.40\text{m}$$

Finalmente, consideraremos un refuerzo de: $\Phi 1/4$ " : 1@ 0.05; 1@ 0.10; 9@ 0.25.

6.1.4.- Condiciones de Servicio

En el diseño por resistencia, antes realizado, se había supuesto que el elemento se encontraba en un estado hipotético de sobre carga, esto para darle un adecuado margen de seguridad; pero también es importante que el comportamiento del elemento sea satisfactorio para el servicio normal cuando las cargas son aquellas que realmente se esperan, es decir, cuando los coeficientes de amplificación son iguales a 1.0. Esto no se garantiza simplemente con el suministro una resistencia adecuada. Las deflexiones para la carga de servicio total pueden ser muy grandes o es posible que las deflexiones a largo plazo, producidas por cargas sostenidas, ocasionen daños a la estructura. También las grietas de tensión en elementos en flexión pueden ensancharse lo suficiente de manera que lleguen a ser desagradables a la vista e incluso pueden permitir la corrosión de la armadura. En tal sentido es necesario darle al elemento un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio.

A continuación se realizan los cálculos para predecir el ancho de grietas y la deflexión total del elemento en estudio, y si éstos están dentro de los límites permisibles establecidos por la Norma Peruana E.060:

6.1.4-1.- Ancho de Grietas

Todos los elementos de concreto armado sometidos a flexión se agrietan, iniciándose el proceso por lo general para cargas por debajo del nivel de servicio y posiblemente antes que actúen las cargas, debido a que no se puede retraer libremente. Los profesores Gergely y Lutz²⁷ propusieron la siguiente ecuación para calcular el ancho de las grietas:

$$w = 0.1086 \times 10^{-4} \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \dots \dots \dots (ec.6 - 4.1)$$

En el cual w es el ancho máximo de la grieta en milésimas de milímetros (mm); f_s es el esfuerzo del acero en tracción en kg/cm^2 , puede usarse $0.6f_y$; $\beta = h_2 / h_1$, el mismo que se puede simplificar adoptando un valor representativo de $\beta = 1.2$; d_c es el recubrimiento inferior medido desde el centro geométrico de la varilla más cercana al borde del elemento, y A es el área efectiva de concreto que rodea a cada varilla.

²⁷ Ellos realizaron una investigación en la Universidad de Cornell, la cual comprendió el análisis estadístico de una gran cantidad de datos experimentales. Ver [8].

Tanto el código ACI (hasta su versión del 95) como la Norma Peruana, no controlan directamente el ancho de grietas²⁸, sino lo hacen por medio del factor Z (kg/cm) donde:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \dots \dots \dots (ec.6 - 4.2)$$

En el caso de losas, el valor Z debe de estar dentro de los siguientes límites²⁹:

- $Z \leq 31,000 \text{ kg/cm}$. Para condiciones de exposición interior; corresponde $w = 0.40 \text{ mm}$.
- $Z \leq 26,000 \text{ kg/cm}$. Para condiciones de exposición exterior; corresponde $w = 0.33 \text{ mm}$.

Para nuestro caso, se trata de una losa nervada de peralte $h = 60 \text{ cm}$. y un ancho del alma de $b_w = 15 \text{ cm}$. El refuerzo por flexión es $1\Phi 1'' + 1\Phi 3/4''$; con lo cual $A_s = 7.94 \text{ cm}^2$. El esfuerzo en el acero de tensión se puede estimar considerando un brazo de palanca igual a $(d - h_f / 2)$, es decir:

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{A_s (d - h_f / 2)} \dots \dots \dots (ec.6 - 4.3)$$

Donde:

$$M_{servicio} = \frac{w_{servicio} L^2}{8} = \frac{(0.45 + 0.33) \times 9.60^2}{8} = 8.99 \text{ ton}_m$$

Reemplazando en (6-4.3) tendremos:

$$f_s = \frac{8.99 \times 10^5}{7.94 \times (56 - 7 / 2)} = 2,156.7 \approx 2,157 \text{ kg/cm}^2$$

Como el refuerzo es en una sola capa, entonces d_c se puede estimar de la siguiente manera:

$$d_c = 3.0 + 0.952 + 2.54 / 2 = 5.22 \text{ cm}$$

Con lo cual se puede calcular el área efectiva de concreto que rodea a cada varilla:

$$A = \frac{2d_c x b_w}{m}$$

Donde m es el número de barras de acero. Como estas barras son diferentes, se puede estimar este valor considerando el área total del acero dividido por el área de la barra de mayor diámetro, es decir: $m = A_s / A_{s(mayor\phi)} = 7.94 / 5.10 = 1.56 \rightarrow \text{barras}$.

²⁸ A partir del año 99, el ACI ya no exige el cálculo del parámetro “Z” para el control de fisuras. Ver [7].
²⁹ Ver [10].

Entonces, el área efectiva será:

$$A = \frac{2 \times 5.22 \times 15}{1.56} = 100.4 \text{ cm}^2.$$

Luego, empleando la ecuación (6-4.1) con $\beta = 1.2$; tendremos:

$$w = 0.1086 \times 10^{-4} \times 1.2 \times 2,157^3 \sqrt{5.22 \times 100.4} = 0.23 \text{ mm}.$$

Para verificar este ancho de grieta, calcularemos el parámetro Z con la ecuación (6-4.2):

$$Z = 2,157^3 \sqrt{5.22 \times 100.4} = 17,648.86 \approx 18,000 \text{ kg/cm}.$$

El cual está por debajo del límite establecido por el código para condiciones de exposición exterior, como es nuestro caso.

6.1.4-2.- Cálculo de Deflexiones

Las deflexiones de un elemento de concreto armado debidas a las cargas aplicadas, pueden subdividirse en dos tipos: La primera, denominada deflexión instantánea, es la que se origina inmediatamente después de quitar el encofrado del elemento trabajando en flexión; y la segunda, denominada deflexión diferida, es la que se presenta como un incremento de la primera, conforme aumenta el tiempo desde su desencofrado, llegando a alcanzar su estabilidad casi definitiva al cabo de 5 años³⁰. A continuación se desarrollan brevemente cada una de ellas:

6.1.4-2.1.- Deflexión Instantánea (δ_{ins})

La deflexión instantánea se puede evaluar considerando las teorías de resistencia de materiales y estática, debiéndose prever en el cálculo una inercia representativa de las secciones fisuradas del elemento. El código ACI plantea el uso de una inercia, denominada efectiva (I_e), la cual es un intermedio entre la inercia de la sección bruta transformada (I_g) y la inercia de la sección fisurada transformada³¹ (I_{cr}). Esta es:

$$I_e = \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \dots \dots \dots ec(6-4.4)$$

Donde: M_{cr} es el momento de fisuración y M_a es el momento actuante en la etapa de servicio, con $w_{servicio} = 0.45 + 0.33 = 0.78 \text{ ton/m} = 7.8 \text{ Kg/cm}$.

³⁰ Ver [2].

³¹ Ver [11]: Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.

El cálculo de inercias se presenta a continuación:

• **Inercia de la sección bruta**

Para ello, se requiere calcular la posición del eje neutro o centro de gravedad (Fig. 6-4.1):

$$y_{cg} = \frac{95x7x(53 + 7/2) + 15x53^2 / 2 + (9 - 1)x7.94x6.22}{95x7 + 15x53 + (9 - 1)x7.94} = 38.75cm.$$

Luego, la inercia de la sección bruta transformada será:

$$I_g = \frac{95x7^3}{12} + 95x7x(21.25 - 7/2)^2 + \frac{15x53^3}{12} + 15x53x(38.75 - 53/2)^2 + 8x7.94x(38.75 - 6.22)^2 =$$

$$I_g = 584,844.8cm^4.$$

• **Inercia de la sección fisurada**

Igual que en el caso anterior, primero hay que calcular el eje neutro de la sección fisurada transformada, lo cual se hace igualando los momentos estáticos a ambos lados de este eje, es decir, se requiere plantear la siguiente relación $Q_{sup} = Q_{inf}$ (Fig. 6-4.2):

$$95x7x(c - 7/2) + 15x(c - 7/2)^2 / 2 = 63.52x(55 - c)$$

Que transformando se llega a:

$$7.5c^2 + 623.52c - 5453.6 = 0$$

De donde, considerando la raíz positiva, se obtiene: $c = 7.98cm$.

Ahora, se procede al cálculo de la inercia de la sección fisurada:

$$I_{cr} = \frac{95x7^3}{12} + 95x7x(7.98 - 7/2)^2 + \frac{15x0.98^3}{12} + 15x0.98^2 / 2 + 63.52x(55 - 7.98)^2 =$$

$$I_{cr} = 156,505.7cm^4.$$

• **Inercia efectiva**

Para determinar esta inercia, se necesita el momento actuante " M_a " (calculada en el acápite anterior) y el que produce el agrietamiento " M_{cr} ". Estos son:

$$M_a = 8.99 \text{ ton}_m; \text{ y } M_{cr} = \frac{f_r x I_g}{v} = \frac{2\sqrt{210}x584,844.8}{38.75} x 10^{-5} = 4.37 \text{ ton}_m.$$

Reemplazando en la ec. (6-4.4) se obtiene:

$$I_e = \left[\frac{4.37}{8.99} \right]^3 584,844.8 + \left[1 - \left(\frac{4.37}{8.99} \right)^3 \right] 156,505.7 \Rightarrow I_e = 205,839.6cm^4.$$

Finalmente, se puede calcular la deflexión instantánea. Por resistencia de materiales sabemos que, para una viga simplemente apoyada, la deflexión al centro de la luz es:

$$\delta_{ins} = \frac{5wl^4}{384EI_e} = \frac{5 \times 7.8 \times 960^4}{384 \times 2.2 \times 10^5 \times 205,839.6} \Rightarrow \delta_{ins} = 1.91 \text{ cm.}$$

6.1.4-2.2.- Deflexión Diferida (δ_{dif})

Para el cálculo de la deflexión diferida, se puede considerar que la carga sostenida corresponde a un 100% de la CM, y aun determinado porcentaje de la CV, que dependerá del uso que se le vaya a dar al techo.

Asumiremos que actúa el 50% de la CV como carga sostenida, entonces tendremos:

$$w_{servicio} = 100\% \times 0.45 + 50\% \times 0.33 = 0.615 \text{ ton/m} \Rightarrow M_a = \frac{0.615 \times 9.60^2}{8} = 7.085 \text{ ton}_m.$$

El valor del momento de agrietamiento es: $M_{cr} = 4.374 \text{ ton}_m$.

Con estos valores y la ec. (6-4.4) se determina la nueva inercia efectiva:

$$I_e = \left[\frac{4.374}{7.085} \right]^3 584,844.8 + \left[1 - \left(\frac{4.374}{7.085} \right)^3 \right] 156,505.7 \Rightarrow I_e = 257,292.7 \text{ cm}^4.$$

Entonces la deflexión instantánea para esta carga de servicio (100%CM + 50%CV) es:

$$\delta_{ins} = \frac{5 \times 6.15 \times 9.60^4}{384 \times 2.2 \times 10^5 \times 257,292.7} \Rightarrow \delta_{ins} = 1.20 \text{ cm.}$$

Luego, la deflexión diferida, se calculará con la siguiente expresión³²:

$$\delta_{dif} = \lambda(\delta_{ins}); \text{ donde } \rightarrow \lambda = \frac{\zeta}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots(\text{ec.6-4.5})$$

Donde:

ζ : parámetro que depende del tiempo. En nuestro caso tomaremos un tiempo de 5 años, que es el tiempo requerido para su estabilización, en cuyo caso el valor $F = 2.0$.

ρ' : cuantía de acero en compresión; que se determina con la siguiente expresión³³:

³² Ver [2].

³³ Dado que no existe acero en compresión, se considera como A'_s al acero por contracción y temperatura; donde para los 95 cm. de ancho del ala, se tiene un área de $5 \times 0.32 = 1.60 \text{ cm}^2$.

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{1.60}{95 \times 7} = 2.41 \times 10^{-3}, \text{ luego reemplazando en la ec. (6-4.5) se tendrá:}$$

$$\lambda = \frac{2.0}{1 + 50 \times 2.41 \times 10^{-3}} = 1.785$$

Con ello, se procederá a evaluar la deflexión diferida:

$$\delta_{dif} = \lambda(\delta_{ins}) = 1.785 \times (1.20) = 2.10 \text{ cm.}$$

Finalmente, podemos calcular la deflexión total o flecha al centro de la vigueta:

$$\delta_{total} = \delta_{ins} + \delta_{dif} = 1.91 \text{ cm} + 2.10 \text{ cm} = 4.01 \text{ cm} \approx 4.0 \text{ cm.}$$

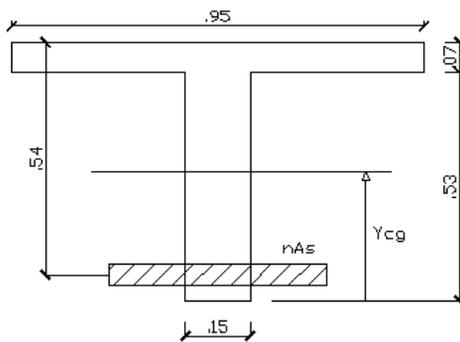
Según la Norma Peruana, la deflexión máxima permisible en pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños es el siguiente:

$$\delta_{permisible} = \frac{L}{360} = \frac{960}{360} = 2.7 \text{ cm.}$$

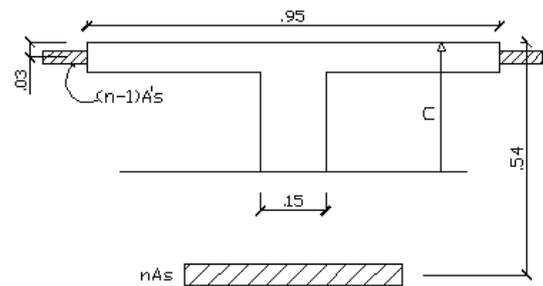
Para este caso la deflexión a considerar es la correspondiente solo al 100% de CV:

$$\delta_{ins(100\% CV)} = 1.91(0.33/0.78) = 0.81 \text{ cm} < 2.7 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!}$$

Como se puede apreciar, la vigueta así diseñada, no excede los Estados Limites de Servicio, tanto en el control de agrietamiento, como en el de deflexiones.



Secc. bruta transformada Fig. 6-4.1



Secc. agrietada transformada Fig. 6-4.2

6.2.- Diseño de Vigueta Tipo V-2 (3° piso)

6.2.1.- Diseño por Flexión:

Se sabe que es una losa simplemente apoyada, entonces el momento positivo es:

$$M^+_u = \frac{W_u \cdot L^2}{8} = \frac{0.86 \times 9.60^2}{8} = 9.91 \text{ ton}_m$$

Igual que en el caso anterior, asumiremos que el eje neutro se encuentra dentro del espesor de la losa ($a < h_f$). Y como se tiene la misma sección; por lo tanto el valor de "a" será:

$$a = d - \left[d^2 - \frac{2M_u}{(\phi \cdot 0.85 f'_c b)} \right]^{0.5} = 56 - \left[56^2 - \frac{2 \times 9.91 \times 10^5}{(0.9 \times 0.85 \times 210 \times 95)} \right]^{0.5} = 1.17 \text{ cm} \leq h_f = 7 \text{ cm}.$$

Con esto obtendremos el área de acero en flexión para el momento positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{9.91 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (56 - 1.17/2)} = 4.73 \text{ cm}^2.$$

Considerando $1\Phi 3/4" + 1\Phi 5/8"$, tendremos: $A_{s \text{ colocado}} = 4.84 \text{ cm}^2$.

También, para resistir los posibles momentos negativos, en los extremos de las viguetas, se optará por considerar 1 bastón de $\Phi 5/8"$ en cada extremo.

6.2.2.- Refuerzo mínimo por Contracción y Temperatura:

También se colocará una malla de $\Phi 1/4"$ cada 25 cm.

6.2.3.- Diseño por Corte:

Dado que en el caso anterior, en el del diseño de la vigueta de los pisos inferiores (sótano, 1° y 2° piso), el cortante último era menor que el de resistencia.

Entonces colocaremos el mismo refuerzo mínimo transversal; es decir:

$$\Phi 1/4": 1@ 0.05; 1@ .10; 9@ 0.25.$$

6.2.4.- Condiciones de Servicio

Como la vigueta de los pisos inferiores cumple con los controles de fisuración y de deflexiones; entonces ya no será necesario efectuar estos cálculos para esta vigueta.

Capítulo 7

Diseño de Vigas

“La ciencia nunca resuelve un problema sin crear diez más.”

George Bernard Shaw.

Introducción

Al igual que en el caso del diseño de losas nervadas, tratado en el capítulo anterior, el diseño de vigas que se efectúa a continuación, es el diseño por resistencia, en el cual se emplea las cargas amplificadas con la finalidad de darle al elemento una resistencia adecuada a la rotura; pero al final del diseño se deberá verificar ante cargas de servicio lo que respecta al control de fisuración y deflexiones, pues se puede prever una adecuada resistencia a la rotura del elemento, y a la vez este diseño ser deficiente a la hora de verificar sus condiciones de servicio³⁴.

El diseño de las secciones transversales de las vigas deberá basarse en la expresión:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

Donde:

Resistencia de Diseño = Factor de Reducción de la Resistencia (ϕ) x Resistencia Nominal.

Factor de Reducción de la Resistencia (ϕ) = Este factor de reducción de resistencia se proporciona para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias de los materiales, en la mano de obra y en las dimensiones.

Resistencia Nominal = Resistencia de un elemento o sección transversal calculada usando las hipótesis y ecuaciones de resistencia del Método de Diseño por Resistencia, antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia.

Resistencia Requerida (U) = Factor de Carga x Solicitaciones por carga de servicio. La resistencia requerida se calcula de acuerdo con las combinaciones de carga.

Factor de Carga = Factor que incrementa la carga para considerar la probable variación de las cargas de servicio.

A continuación se desarrolla el diseño de la viga V-1.

³⁴ Ver [8]: Diseño de Estructuras de Concreto.

7.1.- Diseño de Vigas V-1 / V-2

Como parte del diseño de esta viga, en el capítulo 2 de este trabajo, se determinó las dimensiones de la misma con base a sus requerimientos por flexión y restricciones arquitectónicas. Ésta se calculó de 50x60.

Como el estudio del comportamiento por flexión y corte se puede separar, entonces se puede tratar todo lo referente al diseño por flexión independientemente del diseño por corte.

7.1.1.- Diseño por Flexión

Un buen diseño de un elemento, no es el que tenga solamente suficiente resistencia ante las diferentes solicitaciones, sino que nos garantice una falla controlada y no la que ocasione una falla violenta o falla frágil. En tal sentido se adopta secciones sub-reforzadas, puesto que aseguran una falla dúctil.

La figura 7-1.1 muestra la distribución rectangular equivalente de los esfuerzos en el concreto para secciones sub-reforzadas. A partir de estos esfuerzos se deducen las ecuaciones básicas de análisis y diseño de secciones sometidas flexión.

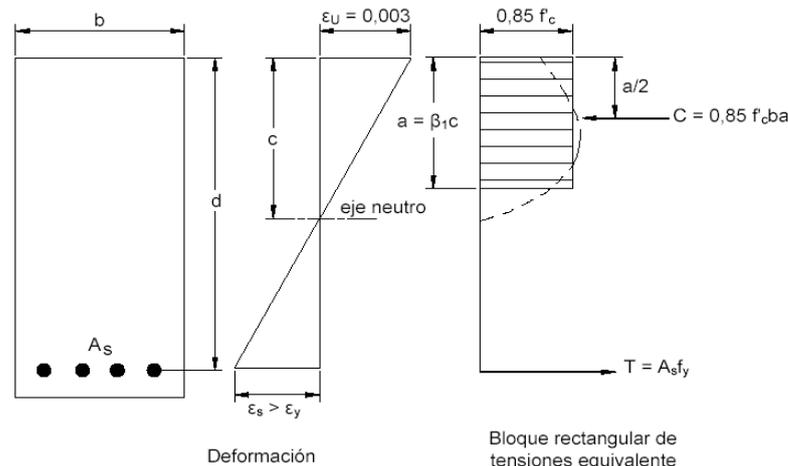


Fig. 7-1.1.

Distribución rectangular equivalente de las tensiones en el concreto (ACI)

El análisis por carga vertical de esta viga se desarrolló en el capítulo 5 del presente trabajo, y el análisis sísmico en el capítulo 4. Los resultados se muestran a continuación³⁵:

- $M (+)$: $M_{cm} = 7.85 \text{ ton}_m$; $M_{cv} = 3.37 \text{ ton}_m$.
- $M (-)$: $M_{cm} = 15.67 \text{ ton}_m$; $M_{cv} = 6.41 \text{ ton}_m$; $M_{cs} = 22.79 \text{ ton}_m$.

Las combinaciones principales, según la Norma Peruana E.060, son:

- ✓ $1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$ (ec.7-1.1)
- ✓ $1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$ (ec.7-1.2)
- ✓ $0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$ (ec.7-1.3)

Para la sección de viga de $b = 50 \text{ cm}$.; $h = 60 \text{ cm}$.; $d = h - 6 = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$. se tendrá:

Diseño para M (+)

La única combinación útil es la establecida por la ecuación 7-1.1:

$$M_u = 1.5 (7.85) + 1.8 (3.37) = 17.84 \text{ ton}_m.$$

Profundidad del bloque comprimido "a":

$$a = d - \left[d^2 - \frac{2M_u}{(\phi 0.85 f'_c b)} \right]^{0.5} = 54 - \left[54^2 - \frac{2 \times 17.84 \times 10^5}{(0.9 \times 0.85 \times 210 \times 50)} \right]^{0.5} = 4.28 \text{ cm}.$$

Con esto obtendremos el área de acero en flexión para el momento positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{17.84 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (54 - 4.28/2)} = 9.10 \text{ cm}^2.$$

Que se satisface considerando $2\phi 5/8" + 2\phi 3/4" \rightarrow A_{s_{colocado}} = 9.68 \text{ cm}^2$.

Diseño para M (-)

Usando las combinaciones 7-1.1; 7-1.2 y 7-1.3, se tiene:

$$1.5 (15.67) + 1.8 (6.41) = 35.04 \text{ ton}_m.$$

$$1.25 (15.67 + 6.41) + 22.79 = 50.39 \text{ ton}_m.$$

$$1.25 (15.67 + 6.41) - 22.79 = 4.81 \text{ ton}_m.$$

$$0.9 (15.67) + 22.79 = 36.89 \text{ ton}_m.$$

$$0.9 (15.67) - 22.79 = -8.69 \text{ ton}_m. \text{ (inversión de signo)}$$

³⁵ Como la viga es simétrica, sólo se diseñará uno, de los cuatro tramos de esta viga la que posea los momentos máximos positivos. De igual modo se ha considerado los nudos de máximo momento negativo.

Tomando el mayor momento, es decir: $M_u = 50.39 \text{ ton}_m$. calcularemos el valor de "a"

$$a = d - \left[d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{0.5} = 54 - \left[54^2 - \frac{2 \times 50.39 \times 10^5}{(0.9 \times 0.85 \times 210 \times 50)} \right]^{0.5} = 13.24 \text{ cm.}$$

Luego,

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{50.39 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (54 - 13.24/2)} = 28.14 \text{ cm}^2.$$

Que se satisface considerando $3\phi 3/4" + 4\phi 1" \rightarrow A_{s \text{ colocado}} = 28.92 \text{ cm}^2$.

7.1.2.- Acero Máximo y Mínimo

Según la Norma Peruana E.060, las secciones de concreto armado deben satisfacer los requisitos de acero máximo y mínimo. Pero antes de presentar estas ecuaciones calcularemos el acero balanceado.

Para secciones con acero sólo en tracción, el acero balanceado se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \dots \dots \dots (ec.7-1.4)$$

Para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$. Además, $\epsilon_{cu} = 0.003$ y $\epsilon_y = 0.0021$, reemplazando en la ecuación 7-1.1, se tiene:

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{4200} \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) = 2.125 \times 10^{-2}$$

➤ Acero Máximo

La Norma nos exige una cuantía máxima de acero, para que no se produzca una falla frágil

$$A_{m\acute{a}x} = 0.75 A_b = 0.75 \rho_b (bxd) = 0.75 \times 2.125 \times 10^{-2} \cdot (50 \times 54) = 43.03 \text{ cm}^2.$$

➤ Acero Mínimo

Para secciones rectangulares, el acero mínimo se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{m\acute{i}n} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} (bxd) = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} (50 \times 54) = 6.52 \text{ cm}^2.$$

Como se puede apreciar el acero colocado se encuentra dentro de los límites establecidos.

7.1.3.- Detalles del Refuerzo

7.1.3-1.- Longitud de Desarrollo o Anclaje

Para que el concreto y el acero trabajen en conjunto es necesario que estén íntimamente unidos entre sí; a dicha unión se le conoce como adherencia. La adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras, por lo que será necesaria una cierta longitud para poder desarrollar una fuerza resistente equivalente a la máxima que puede transmitir la barra de refuerzo; a esta longitud se le denomina **longitud de desarrollo (l_d) o anclaje**³⁶.

La Norma define una longitud de desarrollo básica (l_{db}), tanto para barras de refuerzo corrugadas sometidas a tracción, como para barras sometidas a compresión.

Por ejemplo, para los bastones superiores de un nudo intermedio de ϕ 1" que trabajan a tracción, se tiene que la longitud de desarrollo básica es la mayor de:

$$l_{db} = 0.06A_b f_y / \sqrt{f_c} = 0.06 \times 5.1 \times 4200 / \sqrt{210} = 88.7 \text{ cm.}$$

$$l_{db} = 0.006d_b f_y = 0.06 \times 2.54 \times 4200 = 64.01 \text{ cm.}$$

Y como se trata de barras superiores con más de 30 cm. de concreto fresco debajo de ellas, entonces habrá que multiplicar este valor por 1.4, es decir:

$$l_d = 1.4l_{db} = 1.4 \times 88.7 = 124.2 \text{ cm.} \approx 1.30 \text{ m.}$$

7.1.3-2.- Anclaje con Gancho Estándar en Tracción

En el caso que las barras de refuerzo terminen en ganchos estándar, ésta deberá tener una longitud de desarrollo en tracción (l_{dg}) medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblado.

Nuevamente, para el caso de los bastones superiores de ϕ 1" se tendrá que la longitud de desarrollo es la expresada por el mayor valor que arroja las siguientes expresiones:

$$l_{dg} = 318d_b / \sqrt{f_c} = 318 \times 2.54 / \sqrt{210} = 55.7 \text{ cm.}$$

$$l_{dg} = 8d_b = 8 \times 2.54 = 20.3 \text{ cm.}$$

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

Luego, la longitud de desarrollo³⁷ es: $l_{dg} = 56$ cm. Para esta barra, el diámetro mínimo de doblado es $6d_b = 6 \times 2.54 = 15.24$ cm. y con una extensión del doblado de $12d_b = 30.5$ cm.

³⁶ Ver [2].

³⁷ Cuando se usa anclaje con gancho estándar ya no será necesario multiplicar por 1.4 la longitud requerida de los fierros en la capa superior.

7.1.3-3.- Corte y Doblado del Refuerzo

La Norma Peruana tiene una serie de requisitos para el corte o doblado del refuerzo. Por ejemplo se especifica:

- Que el refuerzo deberá extenderse, más allá de la sección en que no se requiera, una distancia igual al peralte efectivo (d), ó 12 el diámetro de la barra, la que sea mayor, siempre y cuando se desarrolle " l_d ".
- Además, que el refuerzo por flexión no deberá terminar en una zona de tracción, a menos que se cumpla que en el punto de corte el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión, y que el cortante no exceda las $\frac{3}{4}$ partes de lo permitido.
- También, el refuerzo por momento negativo deberá anclarse en los elementos de apoyo con longitudes de anclaje, gancho o anclajes mecánicos. Todas las barras que se anclen en columnas extremas terminarán en ganchos estándar.
- Para vigas con responsabilidad sísmica, se debe tener refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, tanto en la cara superior como en la inferior con un área no menor a $\frac{1}{4}$ de la máxima requerida en los nudos ni menor que el área mínima. Para el caso de del acero corrido en la parte inferior (momento positivo) éste no debe ser menor que $\frac{1}{3}$ del acero positivo total.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que $\frac{1}{3}$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior).

Como esta viga tiene responsabilidad sísmica, debido a que en esta dirección no se dispone de ninguna placa (dirección X-X) siendo los pórticos los que se llevan el 100% de la fuerza sísmica, entonces se debe colocar acero corrido arriba y abajo de la sección para poder confinar adecuadamente el concreto.

En tal sentido, se debe colocar un área de acero corrido de por lo menos un tercio del acero colocado en las secciones de mayor demanda, siempre y cuando esta área sea mayor que el acero mínimo calculado anteriormente. Para la parte inferior de la viga se colocará un acero continuo de $2\phi 5/8" + 1\phi 3/4"$ ($A_s = 6.84 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 6.52 \text{ cm}^2$.); pero con este acero no se estaría cumpliendo el requisito de tener en el nudo un momento

resistente de por lo menos $M (-)/ 3 = 16.80 \text{ ton}_m$, lo cual requiere un área de acero de $A_s = 8.55 \text{ cm}^2$. Luego es mejor colocar $3\phi 3/4"$ ($A_s = 3 \times 2.84 = 8.52 \text{ cm}^2$). Entonces se modifica³⁸ el diseño para el momento positivo: $2\phi 5/8" + 3\phi 3/4" \rightarrow A_{s_{colocado}} = 12.52 \text{ cm}^2$. Y para la parte superior, colocaremos acero continuo de $3\phi 3/4"$ ($A_s = 3 \times 2.84 = 8.52 \text{ cm}^2$), el cual es mayor que el acero mínimo y mayor que el $A_s^- / 4 = 28.92 / 4 = 7.23 \text{ cm}^2$. De esta manera se estaría cumpliendo los requisitos mencionados anteriormente.

7.1.4.- Diseño por Corte

Al igual que en el caso de la losa nervada, visto en el capítulo 6, lo que primero calcularemos será el aporte del concreto en la resistencia al corte en elementos que sólo están sometidos a corte y flexión. Según la Norma Peruana se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} (b_w x d) = 0.53 \sqrt{210} (50 \times 54) = 20.74 \text{ ton}.$$

Como $V_n = V_c + V_s$, y $\phi V_n = V_u \rightarrow V_n = V_u / \phi$; luego:

$$V_s = V_u / \phi - V_c \dots \dots \dots (\text{ec.7-3.1}).$$

De los capítulos 4 y 5, se tienen los cortantes para esta viga:

$$V_{cm} = 13.91 \text{ ton}; V_{cv} = 5.54 \text{ ton}; V_{cs} = 6.78 \text{ ton}.$$

Usando las combinaciones 7-1.1; 7-1.2 y 7-1.3, se tiene:

$$1.5 (13.91) + 1.8 (5.54) = 30.84 \text{ ton}_m.$$

$$1.25 (13.91 + 5.54) + 6.78 = 31.10 \text{ ton}_m.$$

$$1.25 (13.91 + 5.54) - 6.78 = 17.53 \text{ ton}_m.$$

$$0.9 (13.91) + 6.78 = 19.30 \text{ ton}_m.$$

$$0.9 (13.91) - 6.78 = 5.74 \text{ ton}_m.$$

Luego, el cortante último a la cara de la columna de apoyo es:

$$V_u = 31.10 \text{ ton}.$$

³⁸ Como se puede apreciar, la viga tiene una sobre resistencia a flexión importante; esto se tendrá que contemplar a la hora del diseño a cortante.

Y el cortante a “d” de la cara será³⁹:

$$V_d = \frac{(L_n - 2d)}{L_n} V_u = \frac{(6.60 - 2 \times 0.54)}{6.60} 31.10 = 26.01 \text{ ton.}$$

Reemplazando en la ec. (7-3.1) se tendrá:

$$V_s = 26.01 / 0.85 - 20.74 = 9.86 \text{ ton.}$$

Usando estribos cerrados por confinamiento de $\phi 3/8$ ”; el espaciamiento máximo será:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(2 \times 0.71) \times 4200 \times 54}{9.86 \times 10^3} = 32.7 \text{ cm.}$$

El diseño terminaría aquí de ser el caso de una viga sin responsabilidad sísmica; pero la Norma especifica que para elementos en flexión con solicitaciones sísmicas, el diseño por fuerza cortante debe hacerse en base a las **resistencias nominales** en flexión (Mn) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para las cargas permanentes; esto para que la falla que ocurra sea por flexión y no por corte, lo cual produciría una falla del tipo frágil.

Así, para nuestro caso, el de una viga continua con carga uniformemente distribuida se tendrá:

$$V_{ui} = \pm \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \dots\dots\dots(ec.7 - 3.2)$$

Donde:

$$w_u = 1.25 (w_{cm} + w_{cv})$$

M_{ni} y M_{nd} = momentos nominales reales a flexión que tiene la viga a la izquierda y derecha del elemento respectivamente. Donde \pm indica el sentido horario o antihorario.

l_n = luz libre del elemento.

Como la viga tiene una armadura simétrica, se puede considerar cualquier dirección de los momentos. Por ejemplo podemos considerar los momentos en sentido antihorario.

$$A_{s_{superior}} = 3\phi 3/4" + 4\phi 1" \rightarrow A_{s_{colocado}} = 28.92 \text{ cm}^2. \rightarrow M_{ni} = 57.32 \text{ ton}_m.$$

$$A_{s_{inferior}} = 2\phi 5/8" + 3\phi 3/4" \rightarrow A_{s_{colocado}} = 12.52 \text{ cm}^2. \rightarrow M_{nd} = 26.85 \text{ ton}_m.$$

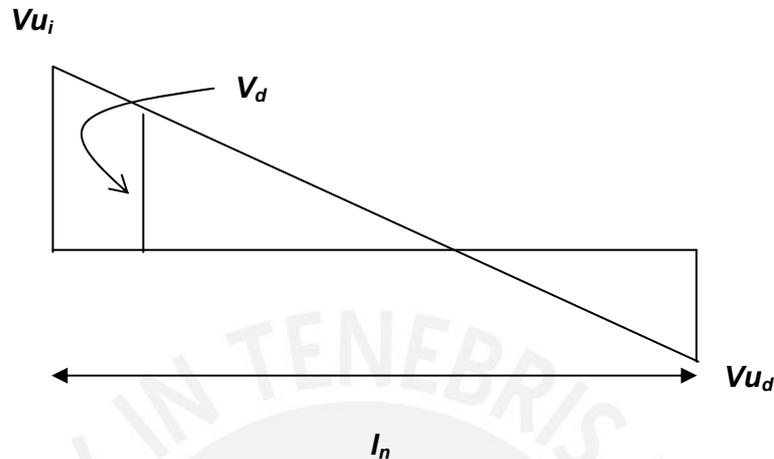
$$w_u = 1.25 (w_{cm} + w_{cv}) = 1.25 (4.11 + 1.68) = 7.24 \text{ ton /m. y } l_n = 6.60 \text{ m.}$$

Luego, reemplazando en la ec. (7-3.2) se tendrá:

³⁹ Se emplea esta relación, puesto que los cortantes a ambos extremos del tramo de mayor cortante de la viga son muy similares.

$$V_{u_i} = + \frac{57.32 + 26.85}{6.60} + \frac{7.24 \times 6.60}{2} = 36.65 \text{ ton.}$$

$$V_{u_d} = - \frac{57.32 + 26.85}{6.60} + \frac{7.24 \times 6.60}{2} = 11.15 \text{ ton.}$$



De este gráfico, aplicando semejanza de triángulos, se puede obtener el cortante a “d” de

la cara:

$$\frac{V_d}{5.06 - 0.54} = \frac{36.65}{5.06} \Rightarrow V_d = 32.74 \text{ ton.}$$

Anteriormente se determinó la resistencia a cortante del concreto: $V_c = 20.74 \text{ ton.}$

Reemplazando en la ec. (7-3.1) tendremos:

$$V_s = 32.74 / 0.85 - 20.74 = 17.78 \text{ ton.}$$

Luego el espaciamiento máximo a “d” de la cara será:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(2 \times 0.71) \times 4200 \times 54}{17.78 \times 10^3} = 18.1 \text{ cm.}$$

El cual es menor que el obtenido sin considerar los requerimientos sismo-resistentes.

Por otro lado, la Norma exige tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte de la viga “h” ($2h = 2 \times 60 = 120 \text{ cm.}$); en esta zona, el espaciamiento máximo “S_o” será el menor de los siguientes valores:

- ✓ $0.25 d = 0.25 \times 54 = 13.5 \text{ cm.}$
- ✓ $8 d_b = 8 \times 1.588 = 12.7 \text{ cm.}$ ($d_b =$ diámetro de la menor barra longitudinal).
- ✓ $30 \text{ cm.} = 30 \text{ cm.}$

Fuera de esta zona de confinamiento, el espaciamiento máximo es:

$$s = 0.5 d = 0.5 \times 54 = 27 \text{ cm.}$$

Finalmente, se tomará un refuerzo transversal de:

$$\text{Estribo } \phi \text{ 3/8": } 1@0.05; 12@0.10; 8@0.25.$$

La elevación y detalle de esta viga puede verse en el plano E-07.

7.1.5.- Condiciones de Servicio

Al igual que en el diseño de la losa enervada, también se verificará el diseño de esta viga bajo condiciones de servicio; como son el control de fisuración y deflexiones.

7.1.5-1.- Control de Fisuración

$$M_{servicio}^+ = M_{cm} + M_{cv} = 7.85 + 3.37 = 11.22 \text{ ton}_m; A_{scolocado} = 12.52 \text{ cm}^2 (2\phi 5/8" + 3\phi 3/4")$$

La Norma da una expresión para el cálculo de f_s

$$f_s = \frac{M_s}{0.9dA_s} = \frac{11.22 \times 10^5}{0.9 \times 54 \times 12.52} = 1,844 \text{ kg/cm}^2.$$

Como el refuerzo es en una sola capa $\rightarrow d_c = 4 + 0.952 + 1.905/2 = 5.91 \approx 6 \text{ cm}$.

El número de barras m será: $m = A_s / A_{s(mayor\phi)} = 12.52 / 2.84 = 4.41 \rightarrow \text{barras}$.

$$\text{Entonces el área efectiva es: } A = \frac{2d_c \times b \times w}{m} = \frac{2 \times 6 \times 50}{4.41} = 136.1 \text{ cm}^2.$$

Luego, empleando la ecuación (6-4.1) con $\beta = 1.2$; tendremos:

$$w = 0.1086 \times 10^{-4} \times 1.2 \times 1844^3 \sqrt{6 \times 136.1} = 0.225 \text{ mm}.$$

Para verificar este ancho de grieta, calcularemos el parámetro Z con la ecuación (6-4.2):

$$Z = 1,844^3 \sqrt{6 \times 136.1} = 17,236 \approx 17,500 \text{ kg/cm}.$$

El cual está por debajo del límite establecido por el código para vigas en condiciones expuestas interiormente, como es nuestro caso.

7.1.5-2.- Cálculo de Deflexiones

En el cálculo de deflexiones de la losa nervada del capítulo anterior, la inercia efectiva se calculó con la ecuación del ACI (ec. 6-4.4); pero ahora emplearemos la ecuación que nos proporciona la Norma Peruana; donde para el cálculo de la inercia efectiva se emplea la sección fisurada, siempre y cuando el momento correspondiente a las cargas de servicio no supere el momento de agrietamiento (M_{cr}) en cuyo caso se empleará la inercia de la sección bruta⁴⁰.

⁴⁰ Esta inercia puede ser de la sección bruta, sin considerar el aporte del acero o considerando la sección bruta transformada.

El cálculo de la inercia efectiva, según la Norma, se hace en base de la siguiente expresión:

$$I_e = \frac{I_{e1} + 2I_{e2} + I_{e3}}{4} \dots\dots\dots ec. (7-4.1)$$

Donde: I_{e1} , I_{e2} e I_{e3} son las inercias efectivas de las secciones 1, 2 y 3 respectivamente de un tramo intermedio típico. Ver la figura 7-1.1.

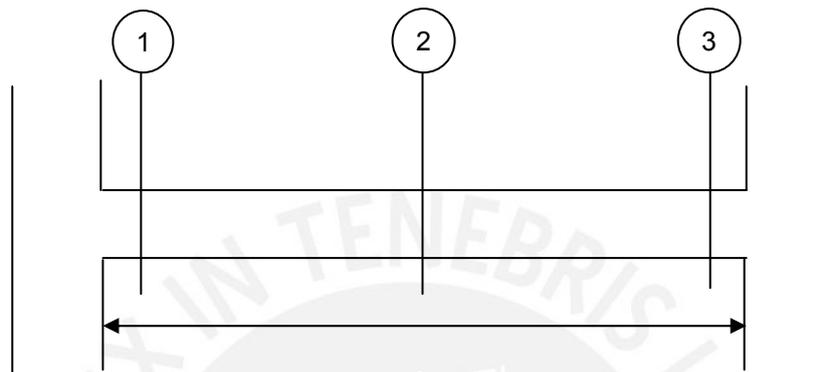


Fig. 7-1.1

7.1.5-2.1.- Deflexión Instantánea (δ_{ins})

Lo primero que haremos es determinar el momento de inercia efectiva:

Secciones Extremas (1 y 3)

$A_s = 28.92 \text{ cm}^2$

$M_{cm} = 15.67 \text{ ton}_m$

$A's = 8.52 \text{ cm}^2$

$M_{cv} = 6.41 \text{ ton}_m$

$M_{servicio} = 22.08 \text{ ton}_m$

Sección Transformada No-Agrietada:

Posición del Eje Neutro: $c = 31.19 \text{ cm}; \quad I_g = 1,068 \text{ cm}^4$

Momento de Agrietamiento: $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{c} = \frac{(2\sqrt{210})x1,068}{31.19x10^5} = 9.92 \text{ ton}_m$.

Sección Transformada Agrietada (ver Fig. 7-1.2):

Posición del Eje Neutro: $c = 17.64 \text{ cm}; \quad I_{e1} = I_{e3} = 455,211 \text{ cm}^4$

Sección Central (2)

$A_s = 12.52 \text{ cm}^2$

$M_{cm} = 7.85 \text{ ton}_m$

$A's = 8.52 \text{ cm}^2$

$M_{cv} = 3.37 \text{ ton}_m$

$M_{servicio} = 11.22 \text{ ton}_m$

Sección Transformada No-Agrietada:

Posición del Eje Neutro: $c = 30.24 \text{ cm}; \quad I_g = 997 \text{ cm}^4$

Momento de Agrietamiento: $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{c} = \frac{(2\sqrt{210})x997}{30.24x10^5} = 9.55 \text{ ton}_m$.

Sección Transformada Agrietada (ver Fig. 7-1.3):

Posición del Eje Neutro: $c = 12.30 \text{ cm}$; $I_{e2} = 232,701 \text{ cm}^4$

Reemplazando en la ec. (7-4.1) tendremos

$$I_e = \frac{455,211 + 2 \times 232,701 + 455,211}{4} = 343,956 \text{ cm}^4.$$

Ahora se determinará la deflexión instantánea al centro de la luz. Esta se expresa según la siguiente relación:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \frac{L_n^2}{E_c I_e} [M_2 - 0.1(M_1 + M_3)] \dots \dots \dots ec. (7-4.2)$$

a) Debido a la carga muerta: $CM = 4.11 \text{ ton/m}$

Reemplazando valores en la ecuación ec. (7-4.2) se tendrá:

$$\delta_{ins(CM)} = \frac{5}{48} \frac{6.60^2}{2.1 \times 10^5 \times 343,956} [7.85 - 0.1(15.67 + 15.67)] \times 10^9 = 0.29 \text{ cm}.$$

b) Debido al 100% de la carga viva: $100\%CV = 1.68 \text{ ton/m}$

Reemplazando valores tendremos:

$$\delta_{ins(100\%CV)} = \frac{5}{48} \frac{6.60^2}{2.1 \times 10^5 \times 343,956} [3.37 - 0.1(6.41 + 6.41)] \times 10^9 = 0.13 \text{ cm}.$$

c) Debido al 30% de la carga viva (Carga Sostenida): $30\%CV = 0.56 \text{ ton/m}$

$$\delta_{ins(30\%CV)} = 30\%(0.13) = 0.04 \text{ cm}.$$

7.1.5-2.2.- Deflexión Diferida (δ_{dif})

La cuantía del acero en compresión es: $\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{8.52}{50 \times 54} = 3.16 \times 10^{-3}$.

Luego reemplazando en la ec. (6-4.5) se tendrá:

$$\lambda = \frac{2.0}{1 + 50 \times 3.16 \times 10^{-3}} = 1.73$$

Con ello, se procederá a evaluar la deflexión diferida:

a) Debido a la carga muerta: $CM = 4.11 \text{ ton/m}$

$$\delta_{dif(CM)} = \lambda(\delta_{ins(CM)}) = 1.73 \times (0.29) = 0.5 \text{ cm}.$$

b) Debido a la carga sostenida: $30\%CV = 0.56 \text{ ton/m}$

$$\delta_{dif(30\% CV)} = \lambda(\delta_{ins(30\% CV)}) = 1.73x(0.04) = 0.07 \text{ cm.}$$

Finalmente, podemos calcular la deflexión total o flecha al centro de la viga:

a) Deflexión media considerando el 30% de la carga viva actuando permanentemente:

$$\delta_{total} = \delta_{ins(CM)} + \delta_{ins(30\% CV)} + \delta_{dif(CM)} + \delta_{dif(30\% CV)} = 0.29 + 0.04 + 0.50 + 0.07 = 0.90 \text{ cm.}$$

b) Deflexión máxima esperada:

$$\delta_{total} = \delta_{ins(CM)} + \delta_{ins(100\% CV)} + \delta_{dif(CM)} + \delta_{dif(30\% CV)} = 0.29 + 0.13 + 0.50 + 0.07 = 0.99 \approx 1.0 \text{ cm.}$$

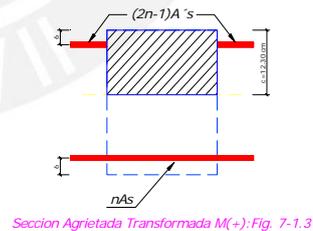
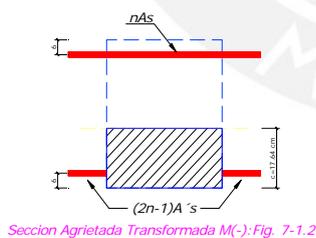
Para el caso donde se tengan elementos no estructurales susceptibles a dañarse por estar sometidos a deflexiones excesivas, La Norma Peruana especifica una deflexión admisible:

$$\delta_{adm} = \frac{L_n}{480} = \frac{660}{480} = 1.4 \text{ cm.}$$

En la evaluación intervendrán las siguientes deflexiones:

$$\delta_u = \delta_{ins(100\% CV)} + \delta_{dif(CM)} + \delta_{dif(30\% CV)} = 0.13 + 0.50 + 0.07 = 0.7 \text{ cm} < 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!}$$

Como se puede apreciar esta viga cumple satisfactoriamente con los requisitos de resistencia y servicio.



De igual manera se efectúa el diseño de las vigas V-7; V-3 y V-8.

7.2.- Diseño de Vigas V-7

Esta viga se dimensionó también en 50x60, entonces:

$$b = 50 \text{ cm. } h = 60 \text{ cm. } d = h - 6 = 60 - 6 = 54 \text{ cm.}$$

7.2.1.- Diseño por Flexión

Del análisis de sismo y de carga vertical se obtuvieron los siguientes resultados:

- $M (+)$: $M_{cm} = 5.81 \text{ ton}_m$; $M_{cv} = 1.10 \text{ ton}_m$.
- $M (-)$: $M_{cm} = 11.66 \text{ ton}_m$; $M_{cv} = 2.02 \text{ ton}_m$; $M_{cs} = 9.52 \text{ ton}_m$.

Usando las combinaciones 7-1.1; 7-1.2 y 7-1.3 se tienen los momentos últimos (M_u).

Diseño para M (+)

La única combinación útil es la establecida por la ecuación 7-1.1:

$M_u = 1.5 (5.81) + 1.8 (1.10) = 10.7 \text{ ton}_m$. Aplicando la ecuación de flexión se tiene:

$A_s = 5.37 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 6.52 \text{ cm}^2. \Rightarrow 3\phi \text{ } 3/4'' \rightarrow A_{s_{\text{colocado}}} = 8.52 \text{ cm}^2$.

Diseño para M (-)

Usando el mayor valor de las combinaciones 7-1.1; 7-1.2 y 7-1.3, tendremos:

$M_u = 1.25 (11.66 + 2.02) + 9.52 = 26.62 \text{ ton}_m$. Aplicando la ecuación de flexión se tiene:

$A_s = 13.88 \text{ cm}^2. \Rightarrow 5\phi \text{ } 3/4'' \rightarrow A_{s_{\text{colocado}}} = 14.20 \text{ cm}^2$.

7.2.2.- Detalles del Refuerzo

Ver detalle del refuerzo en los planos adjuntos en el anexo.

7.2.3.- Diseño por Corte

Se le colocará el mismo refuerzo transversal que la viga V-1.

7.2.4.- Condiciones de Servicio

Dado que las cargas de servicio son mucho menores que el de la viga V-1, y además esta viga tiene la misma sección (50x60); entonces no será necesario efectuar el cálculo de fisuración y deflexiones, pues estos estarán por debajo de los valores admisibles.

7.3.- Diseño de Vigas V-3 / V-4

Esta viga se dimensionó en 25x60, entonces:

$b = 25 \text{ cm}$. $h = 60 \text{ cm}$. $d = h - 6 = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$.

7.3.1.- Diseño por Flexión

Del análisis de sismo y de carga vertical se obtuvieron los siguientes resultados:

- $M (+)$: $M_{cm} = 0.83 \text{ ton}_m$; $M_{cv} = 0.45 \text{ ton}_m$.
- $M (-)$: $M_{cm} = 1.72 \text{ ton}_m$; $M_{cv} = 0.92 \text{ ton}_m$; $M_{cs} = 10.74 \text{ ton}_m$.

Diseño para M (+)

La única combinación útil es la establecida por la ecuación 7-1.1:

$M_u = 1.5 (0.83) + 1.8 (0.45) = 2.01 \text{ ton}_m$. Aplicando la ecuación de flexión se tiene:

$A_s = 1.02 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 3.26 \text{ cm}^2. \Rightarrow 3\phi \ 3/4'' \rightarrow A_{s_{\text{colocado}}} = 8.52 \text{ cm}^2$.

Diseño para M (-)

Usando el mayor valor de las combinaciones 7-1.1; 7-1.2 y 7-1.3, tendremos:

$M_u = 1.25 (1.72 + 0.92) + 10.74 = 14.04 \text{ ton}_m$. Aplicando la ecuación de flexión se tiene:

$A_s = 7.35 \text{ cm}^2. \Rightarrow 3\phi \ 3/4'' \rightarrow A_{s_{\text{colocado}}} = 8.52 \text{ cm}^2$ (fierro corrido en toda su longitud).

7.3.2.- Detalles del Refuerzo

Ver detalle del refuerzo en los planos adjuntos en el anexo.

7.3.3.- Diseño por Corte

De los capítulos 4 y 5, se tienen los cortantes para esta viga:

$V_{cm} = 2.20 \text{ ton}$; $V_{cv} = 1.18 \text{ ton}$; $V_{cs} = 7.53 \text{ ton}$.

Como $V_d = 5.24 \text{ ton}$. $\angle \phi V_c = 0.85 \times 10.37 = 8.81 \text{ ton}$; entonces se le colocará el mínimo refuerzo transversal que exige tener la Norma Peruana. Se define una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte de la viga " h " ($2 h = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$.) y como la luz libre de esta viga es de sólo 1.95 m; entonces se colocará el refuerzo a lo largo de toda su luz.

El espaciamiento máximo " S_o " será el menor de los siguientes valores:

- ✓ $0.25 d = 0.25 \times 54 = 13.5 \text{ cm}$.
- ✓ $8 d_b = 8 \times 1.905 = 15.24 \text{ cm}$. (d_b = diámetro de la menor barra longitudinal).
- ✓ 30 cm . = 30 cm.

$\Rightarrow S_o = 10 \text{ cm}$.

Finalmente, se tomará un refuerzo transversal de:

Estribo $\phi \ 3/8''$: $1@0.05; 9@0.10$

7.3.4.- Condiciones de Servicio

Dada su pequeña luz y su baja carga de servicio, no será necesario calcular deflexiones y fisuración.

7.4.- Viga V-5 / V-6 / V-8

Esta viga se dimensionó también en 25x60, entonces:

$$b = 25 \text{ cm. } h = 60 \text{ cm. } d = h - 6 = 60 - 6 = 54 \text{ cm.}$$

7.4.1.- Diseño por Flexión

Del análisis de sismo y de carga vertical se obtuvieron los siguientes resultados:

- $M (+): M_{cm} = 1.74 \text{ ton}_m; M_{cv} = 0.32 \text{ ton}_m.$
- $M (-): M_{cm} = 3.60 \text{ ton}_m; M_{cv} = 0.65 \text{ ton}_m; M_{cs} = 2.14 \text{ ton}_m.$

Diseño para M (+)

La única combinación útil es la establecida por la ecuación 7-1.1:

$$M_u = 1.5 (1.74) + 1.8 (0.32) = 3.19 \text{ ton}_m. \text{ Aplicando la ecuación de flexión se tiene:}$$

$$A_s = 1.58 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 3.26 \text{ cm}^2. \Rightarrow 2\phi 3/4'' \rightarrow A_{s_{\text{colocado}}} = 5.68 \text{ cm}^2.$$

Diseño para M (-)

Usando el mayor valor de las combinaciones 7-1.1; 7-1.2 y 7-1.3, tendremos:

$$M_u = 1.25 (3.60 + 0.65) + 2.14 = 7.45 \text{ ton}_m. \text{ Aplicando la ecuación de flexión se tiene:}$$

$$A_s = 3.78 \text{ cm}^2. \Rightarrow 2\phi 3/4'' \rightarrow A_{s_{\text{colocado}}} = 5.68 \text{ cm}^2.$$

7.4.2.- Detalles del Refuerzo

Ver detalle del refuerzo en los planos adjuntos en el anexo.

7.4.3.- Diseño por Corte

Se colocará el mismo refuerzo transversal que la viga V-3.

7.4.4.- Condiciones de Servicio

Al igual que el caso anterior, no será necesario efectuar dichos cálculos, dada su pequeña luz y su baja carga en condiciones de servicio.

La elevación y detalle de todas las vigas se muestran en la lámina E-07 que se presenta en el anexo de planos.

Capítulo 8

Diseño de Columnas

*“El conocimiento está orgulloso de que ha aprendido mucho.
La sabiduría es humilde porque no conoce más.”*

William Cowper.

Introducción

La mayor parte de los elementos estructurales sometidos a compresión también están solicitados por momentos flectores, por lo que en su diseño debe tomarse en consideración la presencia simultánea de los dos tipos de acciones.

En zonas sísmicas, como las existentes en nuestro país, el efecto flexionante usualmente domina el diseño con relación a las solicitaciones axiales por lo que, a pesar de que los momentos por cargas gravitacionales sean importantes, se suelen escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos⁴¹.

8.1.- Diseño por Flexocompresión

Diagramas de Interacción con Flexión Unidireccional

El comportamiento de secciones de columnas de concreto armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna. Ver *Fig. 8-1.1*.

⁴¹ Ver [14]: Temas de Hormigón Armado.

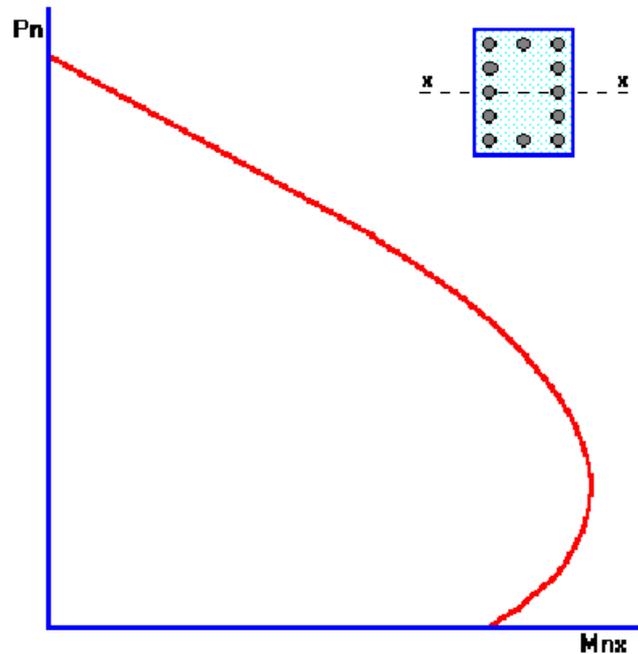


Fig. 8-1.1

Cualquier combinación de carga axial y de momento flector nominales, que defina un punto (M_n, P_n) que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas⁴².

A continuación se presenta el diagrama de interacción de la columna más cargada, es decir la columna P-1. Como la carga axial es relativamente baja, y los momentos flectores también, y teniendo en cuenta además la sección de la columna (50x100); es posible que el refuerzo esté bordeando la cuantía mínima. La Norma Peruana restringe esta cuantía mínima al 1%. Por otro lado, esta columna se puede dividir en dos partes para su diseño. Una será para el sótano y 1° piso, y la otra para el 2° y 3° piso. Se hará un diagrama para cada una de ellas. El área mínima, correspondiente a la cuantía mínima, será:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} (bd) = 0.01 (50 \times 100) = 50 \text{ cm}^2.$$

Sótano y 1° Piso: (50x100)

Considerando un refuerzo simétrico de: $8 \phi 1'' + 10 \phi 3/4'' \rightarrow A_{s_{\text{colocado}}} = 69.20 \text{ cm}^2$.

2° y 3° Piso: (50x100)

Considerando un refuerzo simétrico de: $8 \phi 3/4'' + 10 \phi 5/8'' \rightarrow A_{s_{\text{colocado}}} = 42.51 \text{ cm}^2$.

⁴² Ver [7]: Apuntes del Curso de Concreto Armado 1.

DISEÑO DE COLUMNAS CORTAS
(columnas del sótano y 1º piso)

MATERIALES:

Concreto:

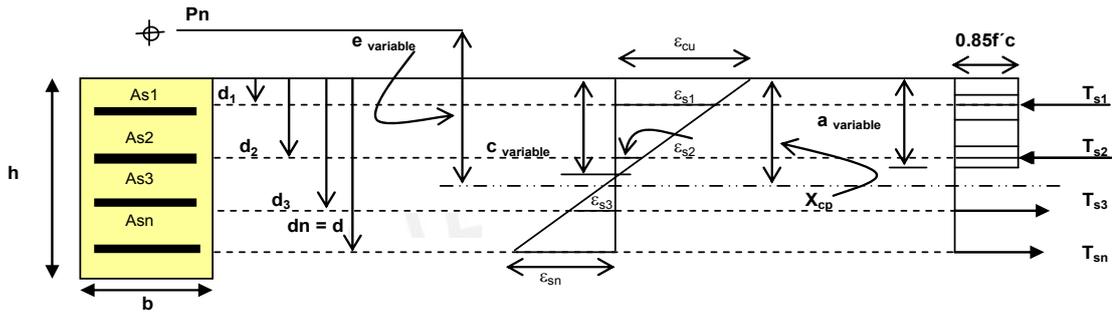
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c = 2.17E+05 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_{cu} = 0.003$

Acero:

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $E_y = 2.00E+06 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_y = 0.0021$

SECCION:

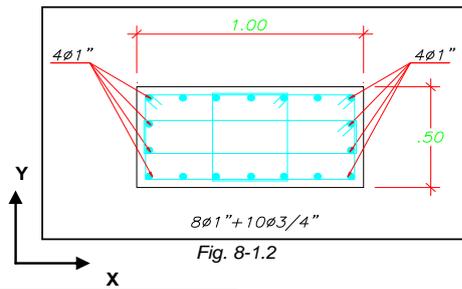
$b = 50 \text{ cm}$
 $h = 100 \text{ cm}$



NUMERO DE CAPAS DE ACERO:

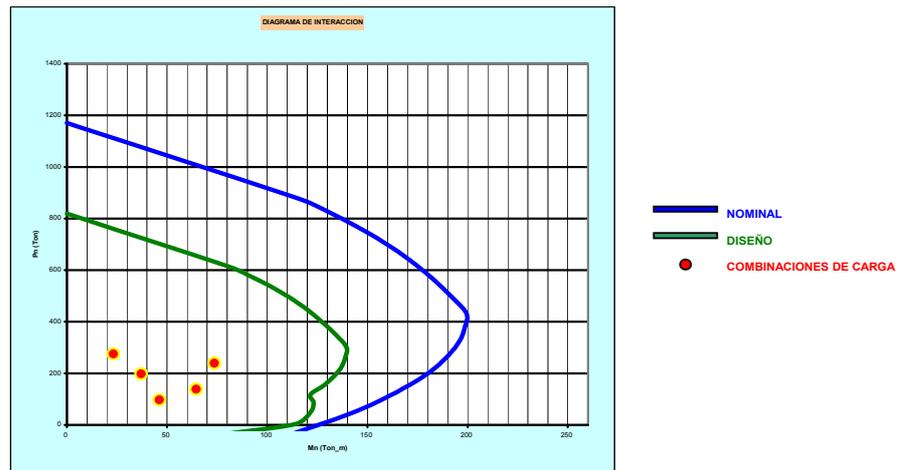
$n = 7$ (ver gráfico para ingreso de datos en la tabla)

	$A_{s_i} \text{ (cm}^2\text{)}$	$d_i \text{ (cm)}$
1	20.40	6
2	5.68	21
3	5.68	36
4	5.68	50
5	5.68	64
6	5.68	79
7	20.40	94



CARGAS APLICADAS:

P (Ton)			M (Ton-m)		
Pcm	Pcv	Pcs	Mcm	Mcv	Mcs
130.60	44.13	20.59	10.25	4.37	55.38



DISEÑO DE COLUMNAS CORTAS
(columnas del 2° y 3° piso)

MATERIALES:

Concreto:

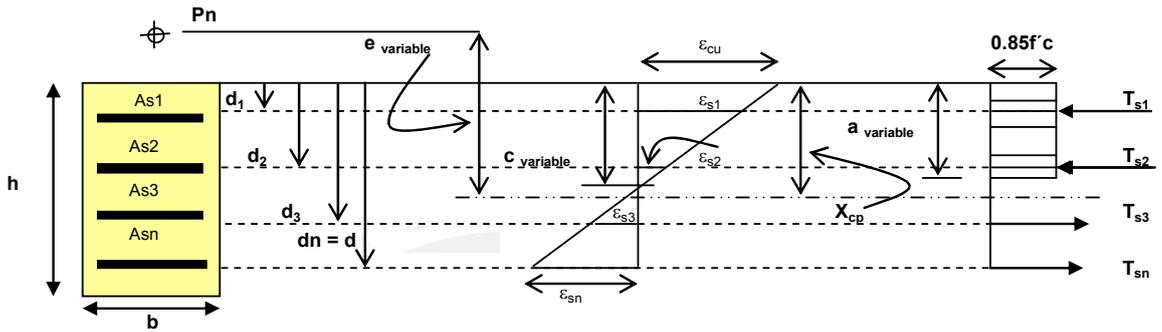
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c = 2.17E+05 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_{cu} = 0.003$

Acero:

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $E_y = 2.00E+06 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_y = 0.0021$

SECCION:

$b = 50 \text{ cm}$
 $h = 100 \text{ cm}$



NUMERO DE CAPAS DE ACERO:

$n = 7$ (ver gráfico para ingreso de datos en la tabla)

	$A_{si} \text{ (cm}^2\text{)}$	$d_i \text{ (cm)}$
1	11.36	6
2	3.96	21
3	3.96	36
4	3.96	50
5	3.96	64
6	3.96	79
7	11.36	94

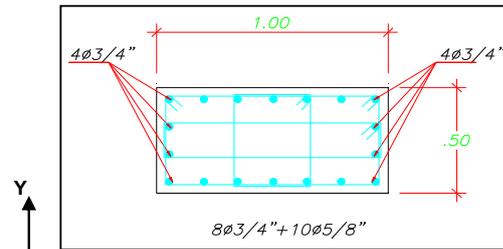
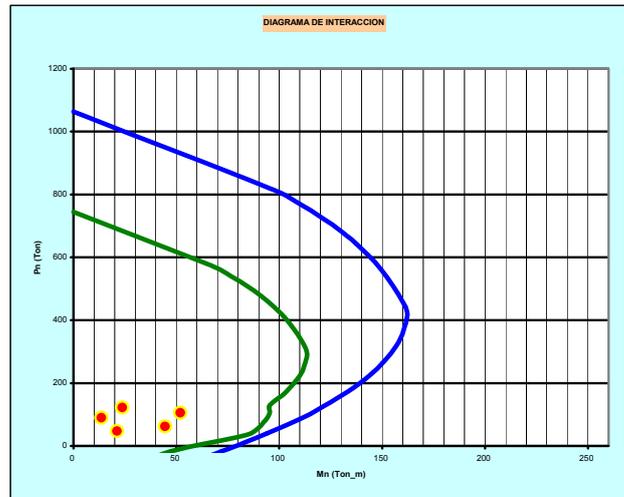


Fig. 8-1.3

CARGAS APLICADAS:

P (Ton)			Mcm	Mcv	Mcs
Pcm	Pcv	Pcs			
60.79	17.27	7.48	12.92	2.43	32.85



8.2- Diseño por Cortante

Como esta columna forma parte de un pórtico principal, pues toma el íntegro de la fuerza sísmica, debido a que en esta dirección (X-X) no existen placas; entonces el diseño por cortante de la misma, se efectuará siguiendo el mismo criterio que para vigas con responsabilidad sísmica, visto en el capítulo anterior; es decir se buscará una falla del tipo dúctil, lo que significa hacer que el elemento falle por flexión y no por cortante, dado que esta última ocasiona una falla súbita del tipo frágil.

En consecuencia, la fuerza cortante (V_u), de los elementos en flexocompresión⁴³, deberá determinarse en base a las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a su vez a una fuerza axial (P_u) que dé como resultado del mayor momento nominal posible (ver Fig. 8-2.1).

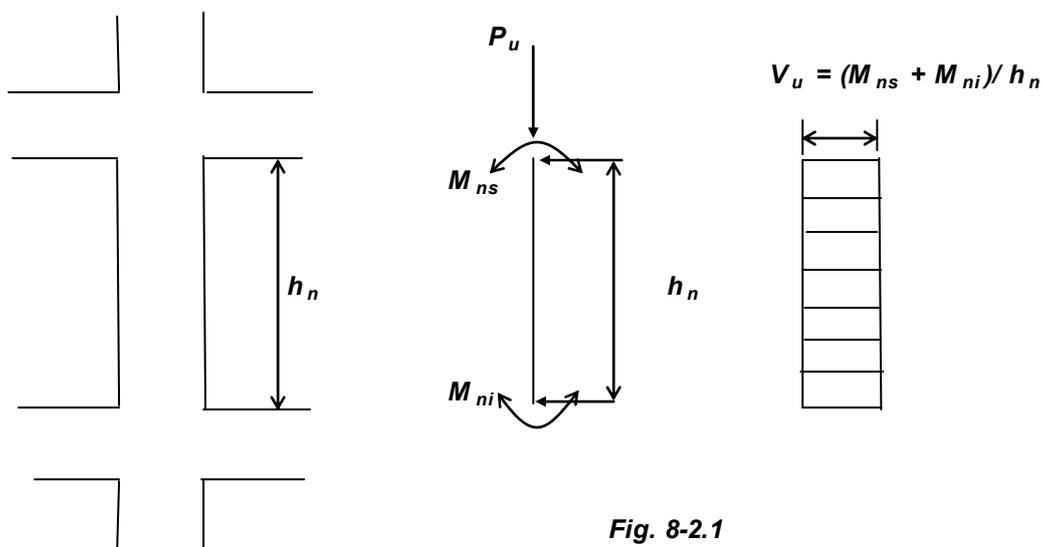


Fig. 8-2.1

Para determinar los momentos nominales en los extremos de la columna, se empleará el diagrama de interacción anterior⁴⁴. De dicho diagrama de interacción se extrae el momento nominal M_n asociado a la carga axial P_u producto del análisis.

Por tanto, debemos entonces determinar que P_u , produce el mayor M_n . Para ello es preciso determinar cada una de las combinaciones de P_u ; pero solo los casos donde intervenga las cargas de sismo.

⁴³ Ver [12]: Diseño Sísmico de Edificios.

⁴⁴ Se empleará el diagrama de interacción correspondiente al sótano y 1° piso.

Del análisis estructural se tiene:

$$P_{cm} = 130.60 \text{ Ton}, P_{cv} = 44.13 \text{ Ton}, P_{cs} = 20.59 \text{ Ton}.$$

A continuación se presentan las combinaciones:

$$P_u = 1.25 (130.60 + 44.13) + 20.59 = 239 \text{ Ton.} \quad M_n = 183 \text{ Ton}_m$$

$$P_u = 1.25 (130.60 + 44.13) - 20.59 = 198 \text{ Ton.} \quad M_n = 177 \text{ Ton}_m$$

$$P_u = 0.9 (130.60) + 20.59 = 138 \text{ Ton.} \quad M_n = 160 \text{ Ton}_m$$

$$P_u = 0.9 (130.60) - 20.59 = 97 \text{ Ton.} \quad M_n = 152 \text{ Ton}_m$$

Tomaremos el mayor valor obtenido de las combinaciones, es decir: $M_n = 183 \text{ Ton}_m$.

Ahora calcularemos el cortante de diseño⁴⁵:

$$V_u = \frac{(M_{ni} + M_{ns})}{h_n} = \frac{(183 + 183)}{3.40} \approx 108 \text{ Ton}.$$

Ahora, debemos verificar si este cortante de diseño no excede el cortante máximo elástico del análisis sísmico:

$$V_{\max} = (V_{\text{dinamico}(x-x)}) R_d = (153.1 \text{ Ton}) 8 = 1,225 \text{ Ton}$$

Pero como en la dirección X-X existe 10 columnas (5 en cada eje); entonces el cortante elástico máximo correspondiente a una sola columna es:

$$V_a = V_{\max} / 10 = 1,225 / 10 = 122.5 \approx 123 \text{ Ton}$$

Como se puede apreciar, el cortante de diseño es adecuado, pues: $V_u < V_a$.

Cálculo del cortante resistido por el concreto según la Norma Peruana:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'c} (b_w d) \left(1 + 0.007 \frac{N_u}{A_g} \right) = \left[0.5 \sqrt{210} (50 \times 100) \left(1 + 0.007 \frac{198 \times 1000}{(50 \times 100)} \right) \right] / 1000 = 46.3 \text{ Ton}.$$

Por otro lado la Norma Peruana nos exige que este valor no exceda de:

$$V_c = 0.9 \sqrt{f'c} (b_w d) \sqrt{1 + 0.028 \frac{N_u}{A_g}} = \left[0.9 \sqrt{210} (50 \times 100) \sqrt{1 + 0.028 \frac{198 \times 1000}{(50 \times 100)}} \right] / 1000 = 94.7 \text{ Ton}.$$

Haciendo una pequeña inspección se verifica este requisito:

$$46.3 \text{ Ton} < 94.7 \text{ Ton} \dots \text{ok!}$$

Cálculo del cortante resistido por el acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 108 / 0.85 - 46.3 = 80.7 \text{ Ton}.$$

⁴⁵ Para el cálculo del cortante de diseño se ha considerado la altura libre de la columna igual a la altura de entrepiso disminuido en el peralte de la viga. Es decir: $h_n = 4.0 - 0.60 = 3.40 \text{ m}$.

Cálculo de la separación de estribos:

Tenemos que la columna se arma con 3 estribos de 1/2" pero en el eje X-X se tiene sólo 2 estribos a todo lo largo; por lo siguiente podemos considerar sólo 4 ramas en la sección (ver Fig. 8-2.2). Con esta configuración de estribos tendremos la siguiente separación:

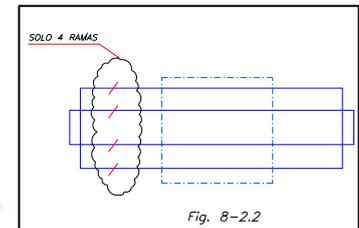
$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = (4 \times 1.29) \times 4200 \times 94 / (80.7 \times 1000) \approx 25 \text{ cm.}$$

Para elementos sismorresistentes en flexocompresión la norma exige los siguientes límites de espaciamientos del refuerzo horizontal:

- La longitud de la zona de confinamiento (l_o) será el mayor de los siguientes valores:

- $l_n / 6 = 340 / 6 = 57 \text{ cm}$
- $\text{máx. } (a, b) = 100 \text{ cm}$
- 45 cm

$$\therefore l_o = 100 \text{ cm.}$$



- El espaciamiento dentro de l_o (s) será el menor de los siguientes valores:

- $\text{min. } (a/2, b/2) = 50 / 2 = 25 \text{ cm}$
- 10 cm

$$\therefore s = 10 \text{ cm.}$$

Tener en cuenta que en esta zona el primer estribo debe colocarse a no más de 5 cm de la cara del nudo.

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento l_o (s') será el menor de:

- $16 db = 16 (3/4 \times 2.54) = 30.5 \text{ cm}$
- $\text{min. } (a, b) = 50 \text{ cm}$
- 30 cm

Pero las exigencias del diseño por fuerza cortante en base a los momentos nominales de los extremos de la columna nos demandan un espaciamiento menor.

$$\therefore s' = 25 \text{ cm.}$$

- El espaciamiento dentro del nudo (s'') debe ser como máximo:

$$\therefore s'' = 15 \text{ cm.}$$

Además, el área del refuerzo transversal dentro del nudo debe cumplir con:

$$A_v \geq 7.0 \frac{bs}{f_y} = 7.0 \frac{50 \times 15}{4200} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Lo cual es correcto, pues el área del refuerzo transversal colocado es:

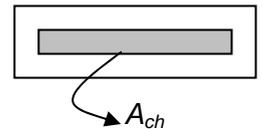
$$A_{v_{colocado}} = 4 \times 1.29 = 5.16 \text{ cm}^2$$

El Código ACI 318 en su capítulo 21 establece un refuerzo transversal mínimo⁴⁶ A_{sh} con la finalidad de garantizar el confinamiento, y de esta manera mantener la capacidad de carga cuando se pierda el recubrimiento a lo largo de la longitud de confinamiento l_o .

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s h_c f'_c}{f_{yh} A_{ch}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \dots \dots \dots (ec.8-2.1)$$

Pero no menor que:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s h_c f'_c}{f_{yh}} \dots \dots \dots (ec.8-2.2)$$



Donde:

A_{ch} = área de la sección transversal del núcleo de la columna medido fuera-a-fuera del refuerzo transversal.

s = espaciamiento del refuerzo transversal.

h = dimensiones de la sección transversal del núcleo de la columna, medido fuera-a-fuera del centro del refuerzo de confinamiento.

Utilizando estribos de 1/2" la dimensión de la sección transversal del núcleo de la columna, medido centro-a-centro del acero de confinamiento, es $h_c = 91 \text{ cm}$ y el área de la sección transversal del núcleo medido fuera-a-fuera es $A_{ch} = 92 \times 42 = 3,864 \text{ cm}^2$. Para la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal consideramos $f_{yh} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y un espaciamiento dentro de la zona de confinamiento ($l_o = 100 \text{ cm}$) de $s = 10 \text{ cm}$ tendremos:

Según la ecuación (8-2.1): $A_{sh} = 0.3 \frac{10 \times 91 \times 210}{4,200} \left(\frac{50 \times 100}{3,864} - 1 \right) = 4.02 \text{ cm}^2$

Y según la ecuación (8-2.2): $A_{sh} = 0.09 \frac{10 \times 91 \times 210}{4,200} = 4.10 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_{sh} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Por simple inspección ($A_{v_{colocado}} \geq A_{sh}$) vemos que este requisito se cumple.

⁴⁶ Ver [8].

8.3- Resistencia a Flexión Relativa de Elementos en una Unión Viga - Columna

Ahora bien, la norma Peruana exige que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas; pues si llegara a suceder esto, el pórtico no tendría la capacidad de disipar las grandes cantidades de energía que le infiere el sismo llevando a la estructura a un posible colapso. En tal sentido la norma establece un diseño de “viga débil-columna fuerte” para lo cual exige que las resistencias a flexión de diseño de las columnas que llegan hasta una unión excedan las resistencias a flexión de diseño de las vigas en al menos 40%. Este requisito se expresa por medio de la siguiente relación:

$$\sum M_c \geq 1.4 \sum M_v \dots\dots\dots(ec.8 - 3.1)$$

Analizaremos la unión⁴⁷ correspondiente a una columna intermedia del pórtico en la dirección x-x; la que se ubica en las vecindades del 1° y 2° piso.

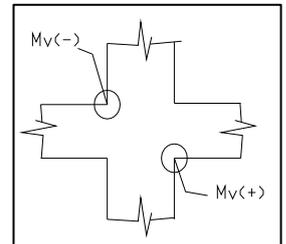
La resistencia a flexión negativa de diseño de la viga V-1 en la unión está gobernada por el acero superior, $3\phi 3/4" + 4\phi 1" A_s = 28.92 \text{ cm}^2$.

Para evaluar la resistencia de diseño debemos emplear las siguientes ecuaciones:

$$\phi Mn = \phi A_s f_y (d - a/2) \dots\dots\dots(ec.8 - 3.2)$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \dots\dots\dots(ec.8 - 3.3)$$



Entonces, aplicando la ecuación (8-3.3) la profundidad del bloque comprimido de esfuerzos es $a = 28.92 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 50) = 13.6 \text{ cm}$.

El peralte efectivo es $d = 60 - 4 - 0.95 - 2.54/2 = 53.8 \text{ cm}$. Usando la ecuación (8-3.2) el momento de diseño es $M^+_v = 0.9 \times 28.92 \times 4,200 (53.8 - 13.6/2) / 10^5 = 51.4 \text{ Ton}_m$.

La resistencia a flexión positiva de diseño de la misma viga en la unión se determina mediante el acero inferior, $3\phi 3/4" A_s = 8.52 \text{ cm}^2$

Aplicando la ecuación (8-3.3) tenemos: $a = 8.52 \times 4,200 / (0.85 \times 210 \times 50) = 4.0 \text{ cm}$.

El peralte efectivo es $d = 60 - 4 - 0.95 - 1.91/2 = 54.1 \text{ cm}$. Usando la ecuación (8-3.2) el momento de diseño es $M^-_v = 0.9 \times 8.52 \times 4,200 (54.1 - 4.0/2) / 10^5 = 16.8 \text{ Ton}_m$.

⁴⁷ Analizando el pórtico x-x, vemos que este nudo es uno de los más críticos.

Los momentos de diseño tanto superior e inferior de la columna interior del 1° y 2° piso se obtienen del los diagramas de interacción usando la curva de diseño correspondiente a esos niveles en la dirección x-x.

Del metrado de cargas del capítulo 3 y del análisis sísmico tenemos para la columna del pórtico x-x del 1° piso: $P_{cm} = 93.99$ Ton, $P_{cv} = 30.70$ Ton, $P_{cs} = 13.95$ Ton.

Efectuando las combinaciones y usando el diagrama de interacción de diseño tenemos:

$$\begin{aligned} P_u &= 1.25 (93.99 + 30.70) + 13.95 = 169.80 \text{ Ton.} & \phi M_n &= 130.00 \text{ Ton}_m \\ P_u &= 1.25 (93.99 + 30.70) - 13.95 = 141.90 \text{ Ton.} & \phi M_n &= 128.00 \text{ Ton}_m \\ P_u &= 0.9 (93.99) + 13.95 = 98.50 \text{ Ton.} & \phi M_n &= 123.00 \text{ Ton}_m \\ P_u &= 0.9 (93.99) - 13.95 = 70.60 \text{ Ton.} & \phi M_n &= 121.00 \text{ Ton}_m \end{aligned}$$

Tomaremos el menor valor obtenido de las combinaciones, es decir: $M_c = 121.00$ Ton_m.

De igual forma calcularemos la resistencia de diseño de la misma columna en el 2° piso. Del análisis se tiene: $P_{cm} = 60.79$ Ton, $P_{cv} = 17.27$ Ton, $P_{cs} = 7.48$ Ton.

Efectuando las combinaciones y usando el diagrama de interacción de diseño tenemos:

$$\begin{aligned} P_u &= 1.25 (60.79 + 17.27) + 7.48 = 105.10 \text{ Ton.} & \phi M_n &= 930.00 \text{ Ton}_m \\ P_u &= 1.25 (60.79 + 17.27) - 7.48 = 90.10 \text{ Ton.} & \phi M_n &= 91.00 \text{ Ton}_m \\ P_u &= 0.9 (60.79) + 7.48 = 62.20 \text{ Ton.} & \phi M_n &= 90.00 \text{ Ton}_m \\ P_u &= 0.9 (60.79) - 7.48 = 47.20 \text{ Ton.} & \phi M_n &= 82.00 \text{ Ton}_m \end{aligned}$$

Elegiremos la menor resistencia de diseño, es decir: $M_c = 82.00$ Ton_m.

Verificando las cantidades relativas a flexión,

$$\begin{aligned} \sum M_v &= 51.31 + 16.78 = 68.09 \text{ Ton}_m \\ \sum M_c &= 121.00 + 82.00 = 203.00 \text{ Ton}_m \end{aligned}$$

Empleando la ecuación (8-2.1) se verifica este requisito,

$$\sum M_c = 203.0 \geq 1.4 \sum M_v = 1.4 \times 68.09 = 95.3 \dots \text{ok!}$$

8.4- Diseño de Uniones Viga-Columna (Nudos)

Si bien es cierto hemos diseñado vigas y columnas considerando efectos de sismo; la mayor parte de las fallas en el concreto reforzado ocurren, no por un deficiente análisis de la estructura o en el diseño de estos elementos, sino por la atención inadecuada al despiece del refuerzo⁴⁸. En la mayoría de casos, el problema está localizado en las conexiones de los elementos estructurales principales. En relación con lo antes mencionado, analizaremos la conexión viga-columna.

El requisito básico que deben cumplir estas uniones es que todas las fuerzas en los extremos de los elementos deben transmitirse a través de la unión a los elementos de soporte.

En primer lugar el Código ACI artículo 21.5.1 exige que la dimensión de la columna en la dirección paralela de la viga que pasa a través de la unión deba ser al menos 20 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal. Con ello se puede garantizar que se está proporcionando un adecuado desarrollo en el refuerzo principal de la viga.

Haciendo una inspección vemos que este requisito se cumple para las barras de $\phi 1''$ utilizadas como refuerzo principal en la viga V-1.

$$h = 100\text{cm} \geq 20d_b = 20 \times 2.54 = 50.8\text{cm} \rightarrow \text{Ok.}$$

Además el Código ACI en su artículo 21.5.3 establece que para el diseño sísmico las fuerzas a tensión deben basarse en un esfuerzo a flexión de $1.25f_y$, además estipula que la capacidad a cortante nominal de la unión depende del grado de confinamiento proporcionado por los elementos que llegan hasta la unión. Para uniones confinadas en tres caras o dos caras ésta exige⁴⁹:

$$V_n = 4\sqrt{f'_c}A_j \dots \dots \dots (\text{ec.8} - 4.1)$$

Donde A_j es el *área efectiva* de la sección transversal de la unión en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en la unión.

Analizando el mismo nudo del acápite anterior tendremos:

La fuerza de tensión en el acero negativo es: $T_1 = 1.25 \times 28.92 \times 4,200 = 151,830 \text{Kg}$.

⁴⁸ Ver [13]: Reinforced Concrete Design Includes Approval of Details.

⁴⁹ Esta ecuación se adoptó haciendo una conversión de unidades. El Código ACI escribe la misma ecuación como: $V_n = 15\sqrt{f'_c}A_j$ donde f'_c está en lb/pulg^2 .

Para un peralte efectivo de 53.8cm y una profundidad del bloque comprimido de esfuerzos de $a = 151,830 / (0.85 \times 210 \times 50) = 17.0\text{cm}$.

Luego el momento negativo es:

$$M^- = 151,830 (53.8 - 17.0/2) / 10^5 = 68.7 \text{ Ton}_m.$$

La fuerza de tensión en el acero positivo es: $T_2 = 1.25 \times 8.52 \times 4,200 = 44,730\text{Kg}$.

Para un peralte efectivo de 54.1cm y una profundidad del bloque comprimido de esfuerzos de $a = 44,730 / (0.85 \times 210 \times 50) = 5.0\text{cm}$. Luego el momento negativo es:

$$M^+ = 44,730 (54.1 - 5.0/2) / 10^5 = 23.1 \text{ Ton}_m.$$

El cortante en la columna, correspondiente al diagrama de cuerpo libre de la columna entre los puntos de inflexión estimados en la mitad (ver figura 8-4.1a) es:

$$V_{col} = (M^- + M^+) / h_n = (68.7 + 23.1) / 3.4 = 27 \text{ Ton}$$

Calculando el cortante último (ver figura 8.4.1b) que actúa sobre la unión, tendremos:

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{col} = (151,830 + 44,730) / 1000 - 27 \approx 170 \text{ Ton}.$$

Para la unión exterior que se está analizando se tiene que el área efectiva de la sección transversal es: $A_j = 50 \times 100 = 5,000 \text{ cm}^2$.

Ahora empleando la ecuación (8-4.1) tendremos:

$$V_n = (4\sqrt{210 \times 5,000}) / 1000 \approx 290 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 290 = 247 \text{ Ton}.$$

Como $V_u < \phi V_n$, entonces podemos decir que la unión es satisfactoria desde el punto de vista de esfuerzos cortante.

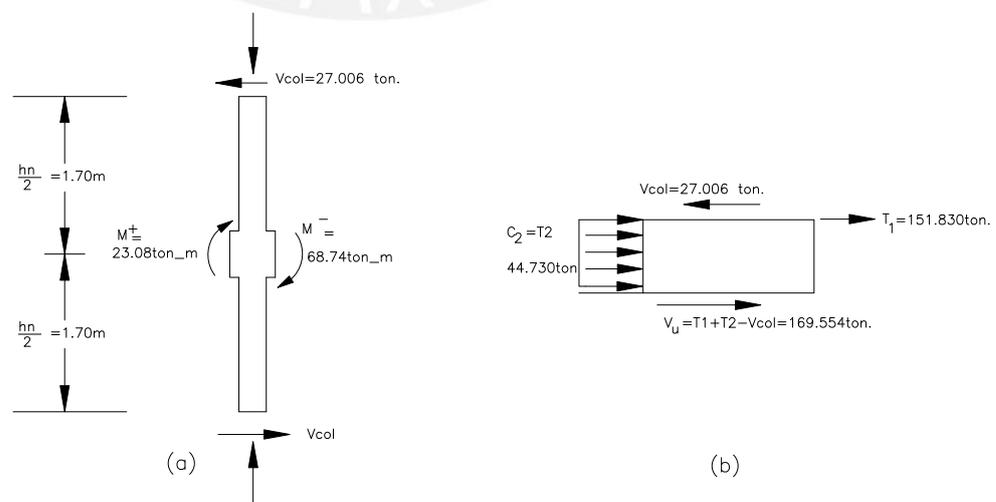


Fig.8.4.1

Capítulo 9

Diseño de Placas

“Todo progreso está basado en el deseo universal e innato por parte de cada organismo de vivir por encima de sus posibilidades.”

Samuel Butler.

Introducción

Cuando en una edificación se presentan fuerzas horizontales importantes, como las que generan los sismos, es común utilizar muros estructurales de concreto armado comúnmente llamado muros de cortante (en nuestro medio los conocemos como placas) debido a que absorben una buena parte de la fuerza sísmica total. En edificios altos resulta imperativo el uso de placas debido a que controlan las deflexiones de entrepiso inducidas por las fuerzas horizontales.

Debido a su gran rigidez lateral, en comparación con la rigidez de las columnas, los muros estructurales absorben un gran porcentaje del cortante inducido por sismo aliviando de esta manera los esfuerzos de las columnas. Otra particularidad de estos muros es que poseen grandes momentos en los pisos inferiores.

9.1.- Diseño por Flexocompresión

Diagramas de Interacción con Flexión Unidireccional

Antes de proceder con el diseño por flexión debemos averiguar de qué tipo de muro se trata. Para ello necesitamos calcular la relación H/L :

$$H / L = 16 / 7.65 = 2.1$$

Como este valor es mayor que 1, entonces se trata de un muro esbelto⁵⁰; y por consiguiente su diseño en flexión será igual que el diseño de columnas por flexocompresión descrito en el capítulo anterior. Lo que sí debemos tener en cuenta es que la sección de esta placa no es simétrica respecto del eje perpendicular a la dirección

⁵⁰ La Norma Peruana en su Capítulo 15-4.2.1 indica que si $H/L \geq 1$, se trata de un muro esbelto. Ver [10].

de análisis, sino que es del tipo "L"; por lo que se efectuará dos análisis, uno en cada sentido; de manera tal que podamos estudiar cada extremo de la placa sometido a esfuerzos tanto de compresión como de tracción. Esto se verá reflejado en la doble curva del diagrama de interacción.

Para la misma placa, es decir la placa P-1, se efectuará dos análisis, uno para el sótano y 1° piso; y otro para el 2° y 3° piso; esto con la finalidad de reducir el refuerzo vertical por flexión. Para ambos análisis se estima una distribución del refuerzo longitudinal igual a 3/8" cada 25cm en dos capas; lo único en que varía es en el refuerzo concentrado en sus extremos (ver figura 9-1.1).

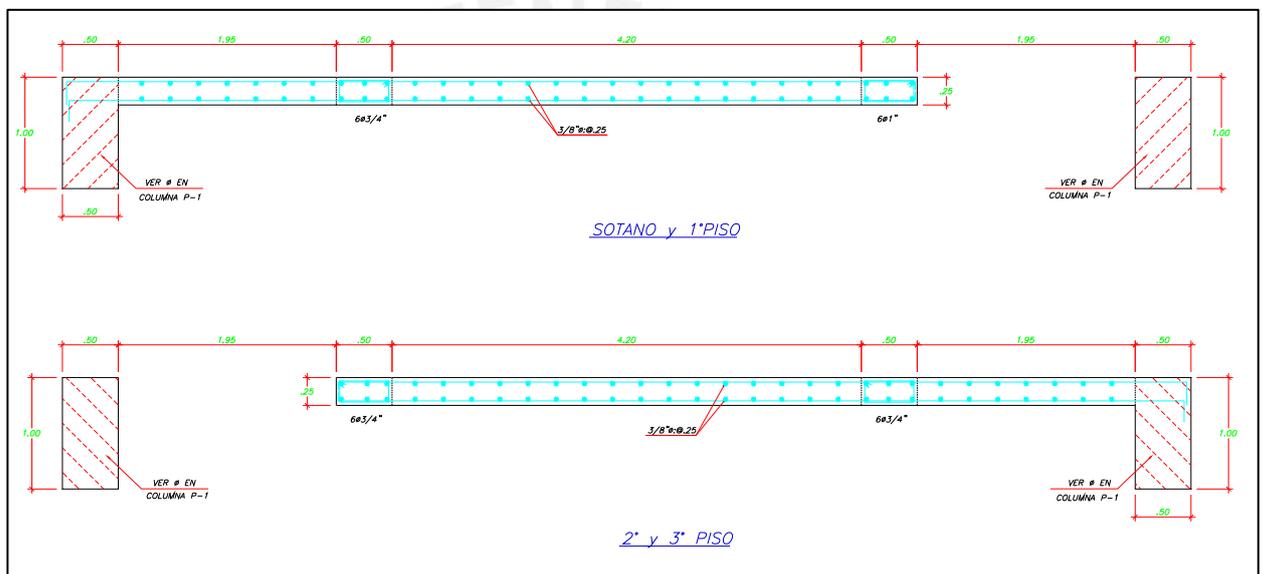


Fig. 9-1.1

Una vez escogido el refuerzo y su distribución, pasamos a construir el diagrama de interacción para la placa P-1, y verificaremos que el par (M_u , P_u) actuante, proveniente de la combinación de cargas resultantes del análisis estructural, se ubique dentro de la curva de resistencia de diseño (valores de ϕP_n y ϕM_n).

Cabe precisar que dicho análisis se efectúa para ambos sentidos de aplicación del momento flector, es decir, uno cuando el lado derecho está en compresión y el otro, cuando el lado izquierdo se encuentra en compresión. Además de presentar dos curvas para cada sentido, una para cargas nominales, y el otro, para cargas de diseño.

A continuación se muestran los diagramas para los casos mencionados:

DISEÑO DE MURO DE CORTANTE ESBELTO
(placa P-1 del sótano y 1° piso)

MATERIALES:

Concreto:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c = 2.17E+05 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_{cu} = 0.003$

Acero:

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $E_y = 2.00E+06 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_y = 0.0021$

SECCION:

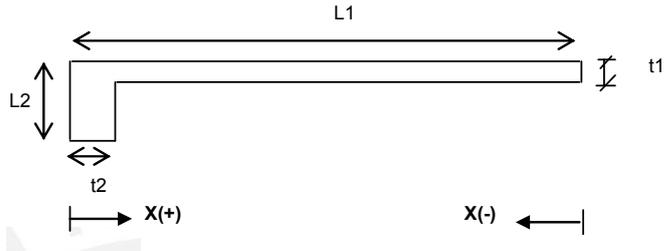
L1 = 765 cm
t1 = 25 cm

L2 = 100 cm
t2 = 50 cm

ACERO DISTRIBUIDO:

($\phi \text{ 3/8"} @ .25$ en cada cara)

As (cm²) = 1.42



ACERO CONCENTRADO:

EXTREMO IZQUIERDO: (X(+))

	A _{si} (cm ²)	d _i (cm)
1	24.40	6
2	10.20	18.67
3	10.20	31.34
4	24.40	44.01

EXTREMO DERECHO: (X(-))

	A _{si} (cm ²)	d _i (cm)
1	10.20	6
2	10.20	25
3	10.20	44

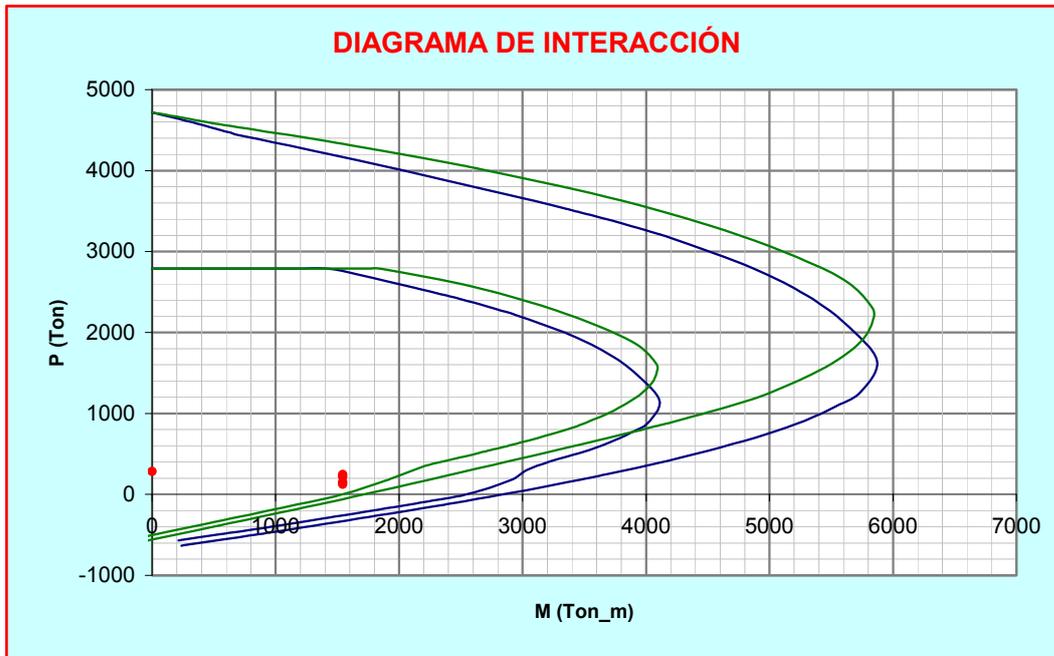
CARGAS APLICADAS:

P (Ton)			M (Ton-m)		
Pcm	Pcv	Pcs	Mcm	Mcv	Mcs
155.58	28.46	14.20	0.00	0.00	1544.19

Nota:

Caso 1 (curva VERDE): Compresión en lado izquierdo.

Caso 2 (curva AZUL): Compresión en lado derecho.



DISEÑO DE MURO DE CORTANTE ESBELTO
(placa P-1 del 2° y 3° piso)

MATERIALES:

Concreto:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c = 2.17E+05 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_{cu} = 0.003$

Acero:

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $E_y = 2.00E+06 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_y = 0.0021$

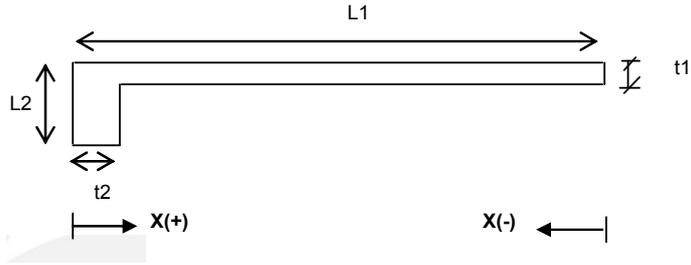
SECCION:

L1 = 765 cm
t1 = 25 cm

L2 = 100 cm
t2 = 50 cm

ACERO DISTRIBUIDO:

($\phi \text{ 3/8" @ .25}$ en cada cara)
As (cm²) = 1.42



ACERO CONCENTRADO:

EXTREMO IZQUIERDO: (X(+))

	A _{si} (cm ²)	d _i (cm)
1	24.40	6
2	5.68	18.67
3	5.68	31.34
4	24.40	44.01

EXTREMO DERECHO: (X(-))

	A _{si} (cm ²)	d _i (cm)
1	5.68	6
2	5.68	25
3	5.68	44

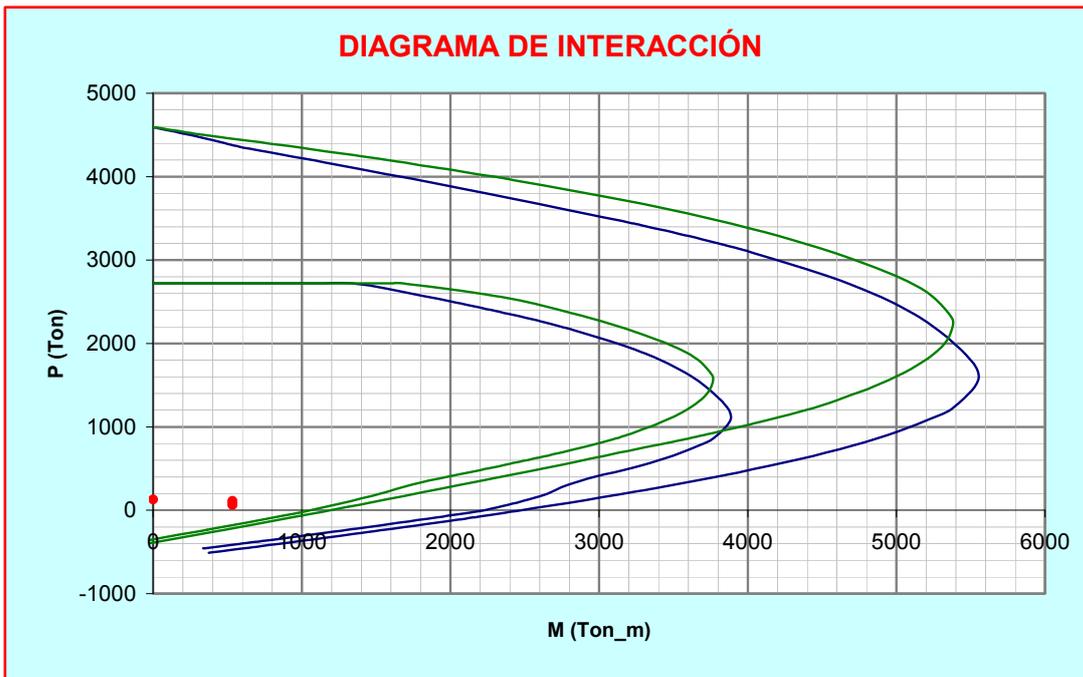
CARGAS APLICADAS:

P (Ton)			M (Ton-m)		
P _{cm}	P _{cv}	P _{cs}	M _{cm}	M _{cv}	M _{cs}
73.71	11.14	3.44	0.00	0.00	533.74

Nota:

Caso 1 (curva VERDE): Compresión en lado izquierdo.

Caso 2 (curva AZUL): Compresión en lado derecho.



Como en la dirección Y-Y de este edificio existe solo dos placas o muros de cortante, uno en cada extremo, entonces la fuerza cortante debido a sismo es importante. A continuación se presenta el diseño por cortante de la placa P-1.

La norma Peruana exige que los muros de cortante sometidos a esfuerzos de corte debido a la acción de fuerzas coplanares deben diseñarse considerando:

$$V_u \leq \phi V_n \dots\dots\dots(ec.9 - 2.1)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(ec.9 - 2.2)$$

Donde V_n no deberá exceder de $2.6\sqrt{f'_c}(td)$.

Adicionalmente la fuerza cortante obtenida del análisis estructural debe corregirse por el cociente M_{ur}/M_{ua} con la finalidad de evitar que se produzca la falla por corte antes que la de flexión:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right) \dots\dots(ec.9 - 2.3)^{51}$$

Donde:

V_{ua} = Fuerza cortante proveniente del análisis.

M_{ua} = Momento flector proveniente del análisis.

M_{ur} = Momento flector teórico (asociado a P_u) que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

Del análisis estructural, en el nivel de **sótano**, se tiene:

$$V_{ua} = 134 \text{ Ton}; M_{ua} = 1,544 \text{ Ton}_m.$$

Empleando el diagrama de interacción correspondiente al nivel del sótano se tiene:

$$M_{ur} = 3,800 \text{ Ton}_m.$$

Luego, empleando la relación (9-2.3) el cortante último será:

$$V_u = 134 (3,800/1,544) = 134 (2.46) = 330 \text{ Ton}.$$

Ahora se hará la comparación con el cortante máximo esperado en la estructura, es decir:

$$V_{max} = (V_{dinamico(y-y)})R_d = (134)x6 = 804 \text{ Ton}$$

Se puede apreciar que el cortante de diseño no excede el cortante máximo.

Empleando las ecuaciones (9-2.1) y (9-2.2), y haciendo un poco de algebra se tiene:

⁵¹ Se está obviando el factor de amplificación dinámica que exige la norma peruana por ser excesivo.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots(ec.9 - 2.5)$$

La norma exige que si la carga axial aplicada es menor que $(0.1f'c Ag)$ ó si los esfuerzos son de tracción no debe considerarse el aporte del concreto en la ecuación (9-2.2).

La combinación más crítica será: $P_u = 0.9 (155,580) - 14.20 = 125,800\text{Kg} = 126 \text{ Ton.}$

El área de la sección bruta de la placa P-1 es: $A_g = 715 \times 25 + 50 \times 100 = 22,875 \text{ cm}^2.$

Entonces: $(0.1f'c * A_g) = 0.1 \times 210 \times 22,875 = 480,375\text{Kg} = 480\text{Ton.}$ Haciendo una comparación, se deduce que $P_u < (0.1f'c Ag)$; en este caso debemos despreciar el aporte del concreto, es decir: $V_c = 0.$

Empleando la ecuación (9-2.5) con un factor de reducción de resistencia de $\phi = 0.85$ se tiene lo siguiente: $V_s = 330 / 0.85 - 0 = 390 \text{ Ton.}$

Por otro lado la norma exige que el cortante nominal cumpla con: $V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} (td)$

$$\Rightarrow V_n = V_c + V_s = V_s \leq 2.6 \sqrt{210} (25 \times 615) = 720,584\text{Kg} \approx 721\text{Ton.}$$

Haciendo una simple inspección vemos que se cumple este requisito.

El espaciamiento “s” del refuerzo transversal de la placa esta dada por la ecuación:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_u} \dots\dots\dots(ec.9 - 2.6)$$

Empleando $\phi 1/2''$ en cada cara, y un valor del peralte efectivo igual a $d = 80\% L = 612\text{cm.}$

$$\Rightarrow s = \frac{(2 \times 1.29) \times 4,200 \times 612}{390 \times 1000} \approx 17\text{cm.}$$

La sección crítica de diseño se encuentra ubicada a $L/2$ ó $H/2$ de la base (la menor), y las secciones ubicadas dentro la base y esta sección crítica deben diseñarse con el mismo valor de fuerza cortante. En este caso controla $L = 7.65 / 2 = 3.83\text{m.}$

Nosotros emplearemos este mismo diseño para los niveles de sótano y 1° piso; es decir $2\phi 1/2'' @ 17\text{cm.}$

Para el **2° y 3° piso** se tiene mayor sobre-resistencia por flexión y se obtiene un cortante corregido del orden de 5 veces el cortante actuante, lo cual parece exagerado.

Por tanto, se decidió mantener el mismo refuerzo horizontal de los pisos inferiores, es decir $2\phi 1/2'' @ 17\text{cm}$ cara a cara, tanto en el 2° y 3° piso.

Capítulo 10

Diseño de Muros de Contención

“Todo nuestro conocimiento arranca del sentido, pasa al entendimiento y termina en la razón.”

Immanuel Kant.

Introducción

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. En esta situación el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo las cargas axiales debidas a su peso propio generalmente despreciables. Un caso particular son los muros de sótano, el mismo que se desarrolla a continuación.

10.1.- Diseño por Flexión

Para el cálculo de los esfuerzos que ejerce el terreno sobre el muro, lo primero que debemos tener en cuenta es el tipo de material del que esta compuesto, es decir, si se trata de un material cohesivo, granular o una mezcla de ambos. En nuestro caso se tiene un suelo del tipo granular; pero a decir verdad, la grava típica de Lima tiene un cierto valor de cohesión, lo que parece disminuir la magnitud de los empujes laterales del terreno; pero por razones de seguridad y teniendo en cuenta que en algunas zonas del Fundo de Pando hay una capa superior del terreno que no es la grava densa de Lima, despreciaremos el aporte de dicha cohesión. Por tanto, para el cálculo del empuje se puede emplear las diversas teorías que existen para suelos granulares, entre las que destacan las debidas Coulomb y Rankine⁵².

Según la teoría de Coulomb, el empuje activo viene dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \dots\dots\dots (ec.10-1.1)$$

Donde K_A es el coeficiente de empuje activo, y se calcula con la siguiente expresión:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (ec.10-1.2)$$

⁵² Ver [23]: “Muros de Contención y de Sótano”.

Donde α es el ángulo del respaldar del muro respecto de la vertical, φ es el ángulo de fricción interna del terreno, δ es el ángulo que hace el empuje E_a con la normal del muro, y β es el ángulo que forma el terreno con la horizontal (ver Fig.10-1.1):

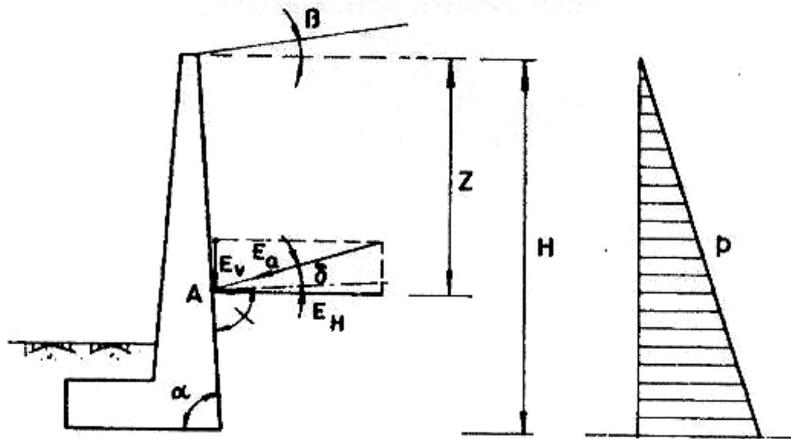


Fig. 10-1.1: Empuje Activo sobre Muro

Para nuestro caso particular donde la superficie del terreno es horizontal ($\beta = 0$), el respaldar vertical ($\alpha = 90^\circ$), y el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno es cero ($\delta = 0$), la ecuación 10-1.2 se transforma en:

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} \dots\dots\dots(\text{ec.10-1.3})$$

Además se tiene que sobre la coronación del muro existe una sobre carga, producto del tránsito peatonal, la cual se estima en el orden de 150kg/m^2 , en cuyo caso la presión resultante en la parte inferior del muro es⁵³:

$$p = K_A \cdot \gamma \cdot (H + H'), \text{ donde } \rightarrow H' = \frac{s/c}{\gamma} \dots\dots\dots(\text{ec.10-1.4})$$

Para efectos de la tesis consideraremos un ángulo de fricción interna de $\varphi = 30^\circ$ y un peso específico del terreno igual a $\gamma = 2,000 \text{ kg/m}^3$. Luego, empleando la ecuación 10-1.3 se tiene que el coeficiente de empuje activo es:

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}30^\circ}{1 + \text{sen}30^\circ} = 0.33$$

con este valor ingresamos a la ecuación 10-1.4:

$$p = 0.33 \times 2,000 \times (4.50 + 150 / 2,000) = 3,000 \text{ kg} / \text{m}^2 .$$

Teniendo en cuenta para el análisis un ancho de muro de 1.0m y una amplificación de

⁵³ Ver [8]: “Diseño de Estructuras de Concreto”.

1.8, se tendrá la presión última en la parte inferior del muro en:

$$p_u = 1.8 \times (3,000 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 1.0 \text{ m}) = 5,400 \text{ kg} / \text{m}.$$

Para los muros de sótano, que se apoyan lateralmente en el techo del sótano, hay varias opiniones acerca de la distribución de presiones actuantes sobre el muro; considerando algunos una distribución del tipo triangular y otros, trapezoidal o rectangular como lo expresa el libro del ingeniero T. Harmsen⁵⁴. Nosotros hemos optado por una distribución triangular de presiones tal como se muestra en la figura 10-1.2.

Ahora se procedemos con el cálculo estructural. De la resistencia de materiales se tiene que el momento máximo para una carga distribuida de forma triangular es:

$$M_{\max} = \frac{p.H^2}{9\sqrt{3}} = \frac{5,400 \times 4.5^2}{9\sqrt{3}} = 7,016 \approx 7.02 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Con este valor de momento último, pasamos al diseño de la armadura por flexión:

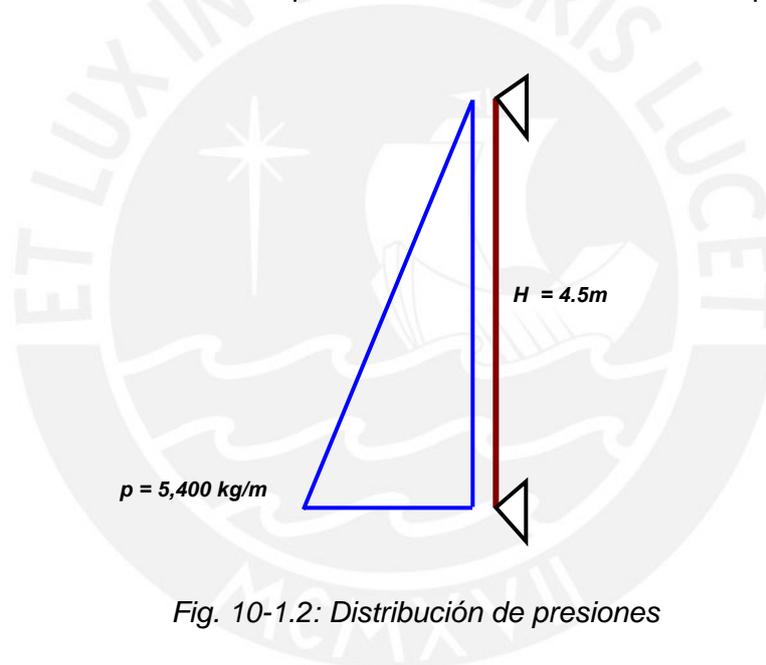


Fig. 10-1.2: Distribución de presiones

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2; f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2; \text{peralte efectivo}^{55} d = 25 - 5 = 20 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$

Cálculo del bloque comprimido de presiones en el concreto:

$$a = d - \left[d^2 - \frac{2M_u}{(\phi 0.85 f'_c b)} \right]^{0.5} = 20 - \left[20^2 - \frac{2 \times 7.02 \times 10^5}{(0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100)} \right]^{0.5} = 2.32 \text{ cm}.$$

Con esto obtendremos el área de acero en flexión para el momento positivo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{7.02 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (20 - 2.32/2)} = 9.86 \text{ cm}^2.$$

⁵⁴ Ver [24]: “Diseño de Estructuras de Concreto Armado” donde $p = 0.65 K_A \gamma h$ en forma constante.

⁵⁵ Se está considerando recubrimiento de 4 cm y sin estribos.

Considerando $\Phi 1/2''$ se tendrá $9.86/1.29 \approx 8$ fierros, es decir $\Phi 1/2'' @ .125$.

Para el refuerzo horizontal se respetará la cuantía mínima exigida por la Norma Peruana, es decir, $\rho_h = 0.0020$; con esto se tendrá: $A_s = 0.0020 (100 \times 25) = 5.0 \text{ cm}^2$. Ello se cumple colocando $3/8'' \phi @ .25$.

10.2.- Diseño por Cortante

Como sabemos, la resistencia a cortante de los muros de sótano está dada únicamente por el aporte del concreto. A continuación verificaremos esta condición:

Para la sección de muro en análisis con un ancho de $b = 100 \text{ cm.}$, y un peralte efectivo $d = 25 - 6 = 19 \text{ cm.}$ se tiene:

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) = \phi V_c = 0.85(0.53\sqrt{f'c}(bxd)) = 0.85(0.53\sqrt{210}(100 \times 19)) = 12,400 \text{ kg.}$$

Del análisis estructural, se tiene que el cortante máximo se da en la base del muro:

$$V_u = \frac{p.H}{3} = \frac{5,400 \times 4.5}{3} = 8,100 \text{ kg.}$$

Se puede apreciar que $V_u < \phi V_n$. Lo que verifica este requisito.

La Fig. 10-1.3 muestra el diseño final de este muro.

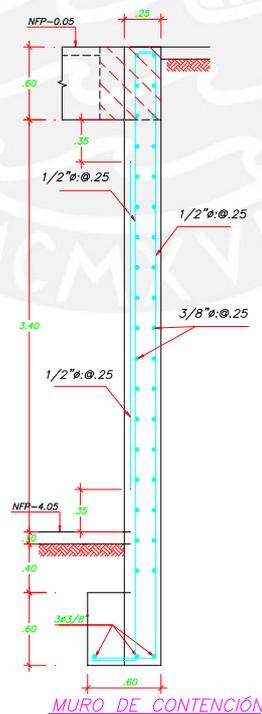


Fig. 10-1.3: Diseño de muro de contención

Capítulo 11

Diseño de la Cimentación

Para las personas creyentes, Dios esta al principio. Para los científicos está el final de todas sus reflexiones.

Max Planck (1858-1947).

Introducción

Debido a la característica de la edificación y calidad del terreno, se ha optado por una cimentación del tipo superficial. Las cimentaciones superficiales se definen como aquellas donde comúnmente se utilizan zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas combinas, cimientos corridos y losas o plateas de cimentación; las cuales transmiten las cargas de toda la estructura hacia el terreno de fundación, el mismo que generalmente se ubica a poca profundidad desde la superficie.

11.1.- Diseño de Zapata Aislada para Columna P-1

Datos: Columna de 50 x 100

Cargas:

Tipo de carga	P (ton)	M (ton-m)
CM	130.60	10.25
CV	44.13	4.37
CS	20.59	55.38

Resistencia del terreno: $\sigma_{adm.} = 4.0 \text{ kg/cm}^2$.

Para el diseño de la zapata sólo se está considerando momentos en la dirección X-X, dado que las columnas tienen flexión importante en esa dirección.

11.1.1.- Dimensionamiento

$$\text{Área tentativa}^{56} = P/A = (130.60+44.13+20.59) \times 1.07 / (0.75 \times 40) = 195.32 \times 1.07 / 30 =$$

$$\text{Área} = 6.97 \text{ m}^2$$

⁵⁶ Se está considerando un incremento de carga de 7% para tener en cuenta el peso propio de la zapata. Además, se está reduciendo en 25% la resistencia del terreno, pues para el área tentativa no se está considerando el efecto de los momentos. Ver [16].

Asumiendo una zapata de sección cuadrada en planta, se tendrá: $B = L = 2.60 \text{ m}$.

Ahora verificaremos con los momentos:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M}{BxL^2} = \frac{195.32x1.07}{2.60x2.60} + \frac{6(10.25 + 4.37 + 55.38)}{2.60x2.60^2} = 54.81 \text{ ton/m}^2$$

Como la presión obtenida es mayor a la admisible, aumentaremos las dimensiones de la zapata: $B = L = 2.80 \text{ m}$.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M}{BxL^2} = \frac{195.32x1.07}{2.80x2.80} + \frac{6(10.25 + 4.37 + 55.38)}{2.80x2.80^2} = 45.79 \text{ ton/m}^2$$

En la actual Norma de Suelos⁵⁷ se permite aumentar en 20% la presión resistente del terreno en caso de sismo ($1.20\sigma_{adm.} = 48.0 \text{ ton/m}^2$), pues el factor de seguridad se reduce de 3 a 2.5; por tanto, la dimensión escogida para la zapata ($B = L = 2.80 \text{ m}$) es adecuada.

Para el diseño por el método de resistencia o cargas últimas se requiere amplificar las cargas según las combinaciones de la Norma:

- **1.5CM + 1.8CV:**

$$\sigma_u = \frac{(1.5x130.6 + 1.8x44.13)}{2.80x2.80} + \frac{6x(1.5x10.25 + 1.8x4.37)}{2.80x2.80^2} = 41.47 \text{ ton/m}^2$$

- **1.25(CM + CV)+CS:**

$$\sigma_u = \frac{(1.25x(130.6 + 44.13) + 20.59)}{2.80x2.80} + \frac{6x(1.25x(10.25 + 4.37) + 55.38)}{2.80x2.80^2} = 50.62 \text{ ton/m}^2$$

- **0.9CM + CS:**

$$\sigma_u = \frac{(0.9x130.6 + 20.59)}{2.80x2.80} + \frac{6x(0.9x10.25 + 55.38)}{2.80x2.80^2} = 35.28 \text{ ton/m}^2$$

Por tanto se efectuará el diseño con un esfuerzo último⁵⁸ de: $\sigma_u = 50.62 \text{ ton/m}^2$.

11.1.2.- Diseño por Punzonamiento

Asumiremos un peralte efectivo $d = 0.60 \text{ m}$. con lo cual tendremos una sección crítica (a $d/2$ de la cara de la columna, ver fig. 11.1-1) igual a:

$$A_0 = (l + d)x(b + d) = (1.0 + 0.60)x(0.50 + 0.60) = 1.76 \text{ m}^2.$$

$$b_0 = 2(l + d) + 2(b + d) = 2(1.0 + 0.60) + 2(0.50 + 0.60) = 5.40 \text{ m}.$$

Además se tiene que el área total de la sección de zapata es:

$$A_{total} = B \times L = 2.80x2.80 = 7.84 \text{ m}^2.$$

Cortante de diseño por punzonamiento:

⁵⁷ Ver [22]: NTE E-050: Suelos y Cimentaciones.

⁵⁸ Para el cálculo del σ_u no se debe considerar el aporte del peso propio de la zapata, dado que si se considera, también debe considerarse como carga distribuida hacia abajo; resultando este efecto nulo.

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) = 50.62(7.84 - 1.76) = 307.75 \text{ ton.}$$

Cortante resistido por punzonamiento:

$$V_c = (0.53 + 1.1/B_c) \sqrt{f'_c} (b_0 x d)$$

Donde: $B_c = l/b = 1.0 / 0.50 = 2.0$; luego:

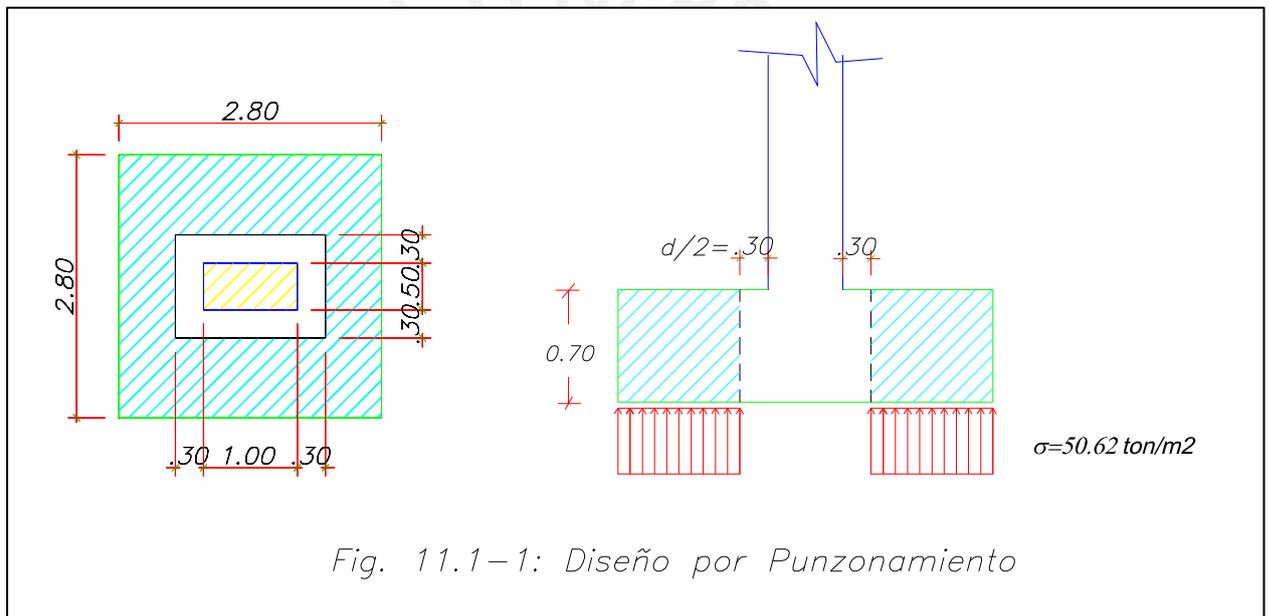
$$V_c = (0.53 + 1.1/2.0) \sqrt{210} (5.40 x 0.60) = 507.08 \text{ ton.}$$

Pero V_c no debe de exceder de:

$$V_c \leq 1.1 \sqrt{f'_c} (b_0 x d) = 1.1 \sqrt{210} (5.40 x 0.60) = 516.47 \text{ ton.}$$

Por tanto: $\phi V_c = 0.85 x 507.08 = 431.02 \text{ ton.}$

Como $V_u < \phi V_c$, entonces el peralte escogido es adecuado por punzonamiento.



11.1.3.- Diseño por Cortante

Como los volados no son iguales, se debe verificar ambas direcciones:

- Dirección X-X:

Volado a "d" de la cara de columna (ver figura 11.1-2):

$$X = (L - l)/2 - d = (2.80 - 1.0)/2 - 0.60 = 0.30 \text{ m.}$$

Cortante actuante: $V_u = \sigma_u (X) (B) = 50.62 (0.30) (2.80) = 42.52 \text{ ton.}$

Cortante resistido por el concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (B x d) = 0.85 x 0.53 \sqrt{210} (2.80 x 0.60) = 109.68 \text{ ton.}$$

Como $V_u < \phi V_c$; entonces el peralte efectivo es adecuado para la dirección X-X.

• Dirección Y-Y:

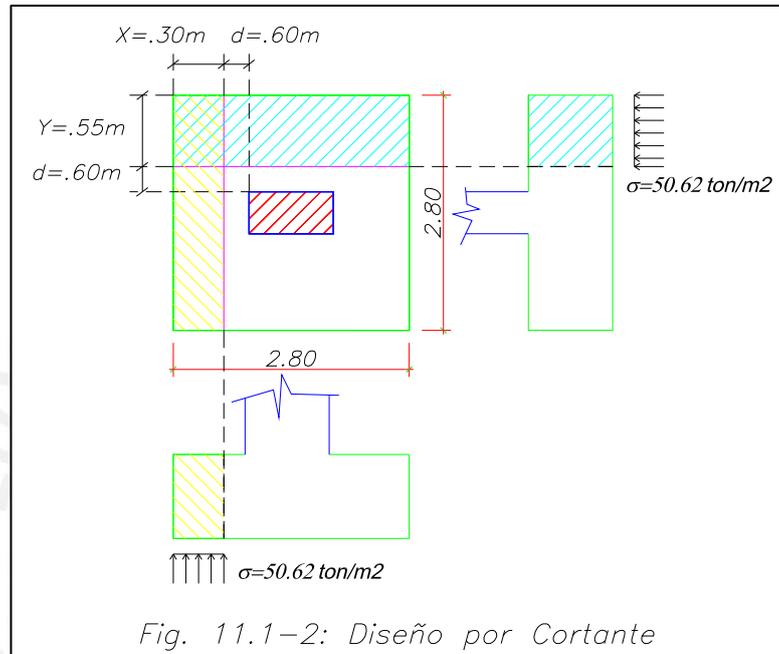
Volado a "d" de la cara de columna: $Y = (B - b)/2 - d = (2.80 - 0.50)/2 - 0.60 = 0.55m$.

Cortante actuante: $V_u = \sigma_u (Y) (L) = 50.62 (0.55) (2.80) = 78 \text{ ton}$.

Cortante resistido por el concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (Lxd) = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (2.80 \times 0.60) = 110 \text{ ton}.$$

Como $V_u < \phi V_c$; entonces el peralte efectivo también es adecuado, por cortante, para la dirección Y-Y.



11.1.4.- Diseño por Flexión

Al igual que en el caso del diseño por cortante, aquí también se debe verificar ambas direcciones, pues los volados no son iguales:

• Dirección X-X:

Volado a la cara de columna (ver figura 11.1-3):

$$X = (L - l)/2 = (2.80 - 1.0)/2 = 0.90 \text{ m}.$$

Momento actuante: $M_u = \sigma_u (B) (X^2)/2 = 50.62 (2.80) (0.90^2) / 2 = 57.40 \text{ ton}$.

En seguida se calcula el ancho del bloque comprimido "a":

$$a = d - \left[d^2 - \frac{2M_u}{(\phi 0.85 f'_c B)} \right]^{0.5} = 60 - \left[60^2 - \frac{2 \times 57.40 \times 10^5}{(0.9 \times 0.85 \times 210 \times 280)} \right]^{0.5} = 2.17 \text{ cm}.$$

Con esto obtendremos el área de acero en flexión para dicho momento:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{57.40 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (60 - 2.17/2)} = 26.30 \text{ cm}^2.$$

Considerando barras de $\phi 5/8$ ", tendremos: # barras = $26.30 / 2.0 = 13$; $A_{s \text{ coloc.}} = 26.0 \text{ cm}^2$.

Luego, en la dirección X-X tendremos 13 $\phi 5/8$ ", espaciadas = $B / 13 = 280 / 13 = 21.5 \text{ cm}$.

• Dirección Y-Y:

Volado a la cara de columna: $Y = (B - b)/2 = (2.80 - 0.50)/2 = 1.15 \text{ m}$.

Momento actuante: $M_u = \sigma_u (L) (Y^2)/2 = 50.62 (2.80) (1.15^2)/2 = 93.72 \text{ ton}$.

En seguida se calcula el ancho del bloque comprimido "a":

$$a = d - \left[d^2 - \frac{2M_u}{(\phi 0.85 f'_c L)} \right]^{0.5} = 60 - \left[60^2 - \frac{2 \times 93.72 \times 10^5}{(0.9 \times 0.85 \times 210 \times 280)} \right]^{0.5} = 3.58 \text{ cm}.$$

Con lo cual el área de acero en flexión será:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{93.72 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (60 - 3.58/2)} = 42.59 \text{ cm}^2.$$

Considerando barras de $\phi 3/4"$, tendremos: $\# \text{ barras} = 42.6 / 2.84 = 15$; $A_{s \text{ coloc.}} = 42.6 \text{ cm}^2$.

Luego, en la dirección Y-Y tendremos 15 $\phi 3/4"$, espaciadas = $L / 15 = 280 / 15 = 18.5 \text{ cm}$.

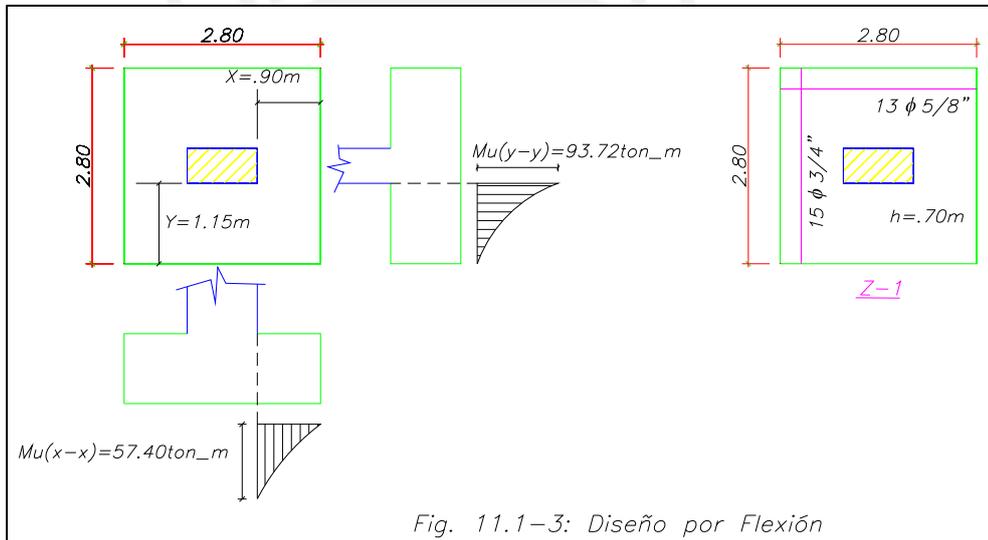


Fig. 11.1-3: Diseño por Flexión

11.2.- Diseño de Zapata para Placa P-1

Al igual que en el caso anterior, se diseña la zapata para la placa P-1. Como resultado final se obtiene. Dimensiones: $B = 1.40\text{m}$, $L = 6.85\text{m}$, $h = 60 \text{ cm}$. Refuerzo: $1/2" \phi @ 20\text{cm}$ en ambas direcciones. La Fig. 11.2 muestra el diseño final:

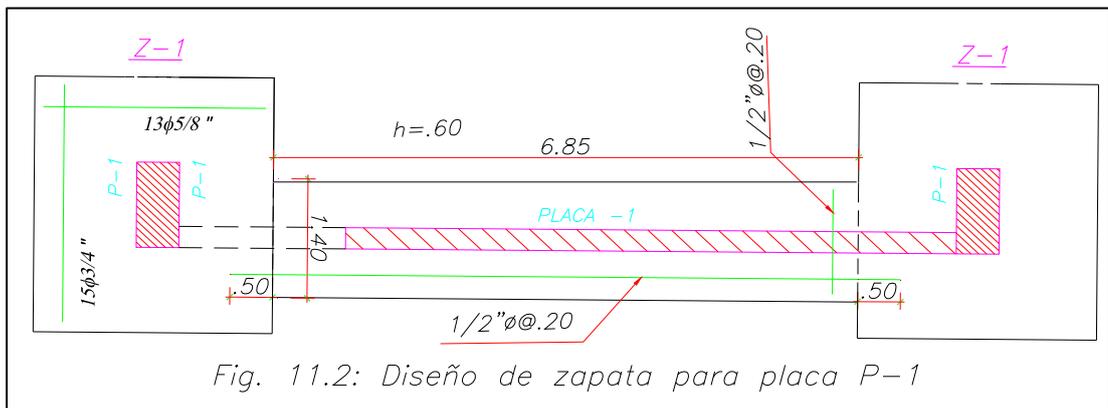


Fig. 11.2: Diseño de zapata para placa P-1

Capítulo 12

Diseño de Escalera Metálica

“¡Triste época la nuestra!.....Es más fácil desintegrar un átomo que un perjuicio”

Albert Einstein.

Introducción

En este proyecto, ambos edificios están conectados por una escalera metálica. La separación de estos bloques es de 3.80 m. Dicha escalera tendrá como elementos principales, cuatro vigas simplemente apoyadas, donde en un de sus extremos tienen un apoyo fijo (bloque B) y en el otro, un apoyo móvil (bloque A). Para su diseño se empleará el método de factores de carga y resistencia: LRFD (*Load and Resistance Factor Design*).

12.1.- Diseño por Flexión

En primer lugar, habrá que modelar la escalera para poder ejecutar el análisis. Como se mencionó en el párrafo anterior, el elemento principal de esta escalera son las cuatro vigas horizontales que conectan ambos bloques y son las que reciben el peso de toda la escalera, es decir, serán 4 vigas simplemente apoyadas con una luz libre de 3.80 m.

A continuación, la Fig. 12.1 muestra la viga que se diseñará:

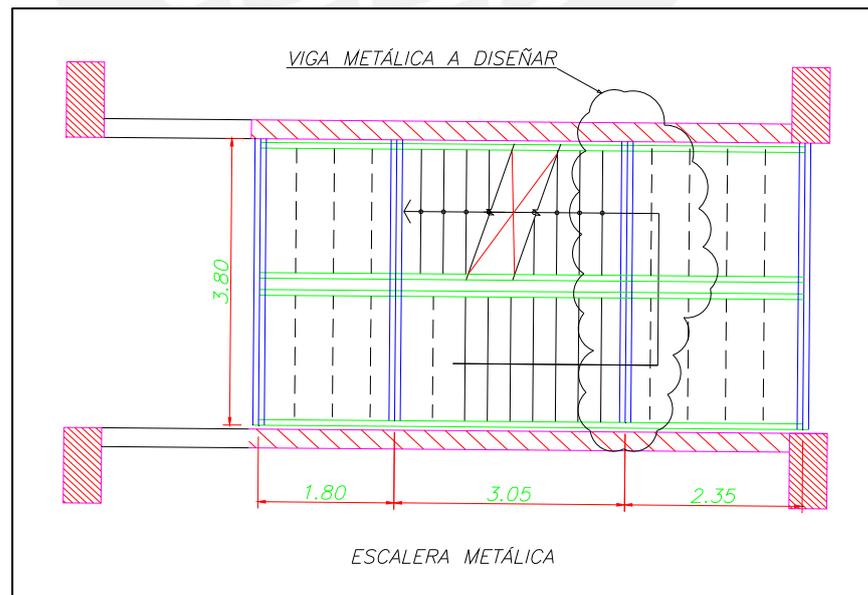


Fig. 12.1: Tramo típico de escalera metálica

En seguida se presenta el metrado de cargas para la viga más cargada (ver Fig. 12.1):

$$P_{\text{propio}} = 18.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (peso estimado)}$$

$$P_{\text{cobertura}} = 29.35$$

$$C/M = 47.35 \text{ kg/cm}^2; C/V = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Con esto, la carga última será: } W_u = 1.5 (47.35) + 1.8 (400) = 791.02 \text{ kg/cm}^2.$$

El ancho tributario para la viga más crítica será: $(2.35 + 3.05) / 2 = 5.40 / 2 = 2.70 \text{ m}$.

Luego, la carga última, por metro lineal será: $w_u = 791.02 \times 2.70 = 2,135.75 \text{ kg/cm}^2$.

La Fig. 12.2 muestra el análisis de esta viga:

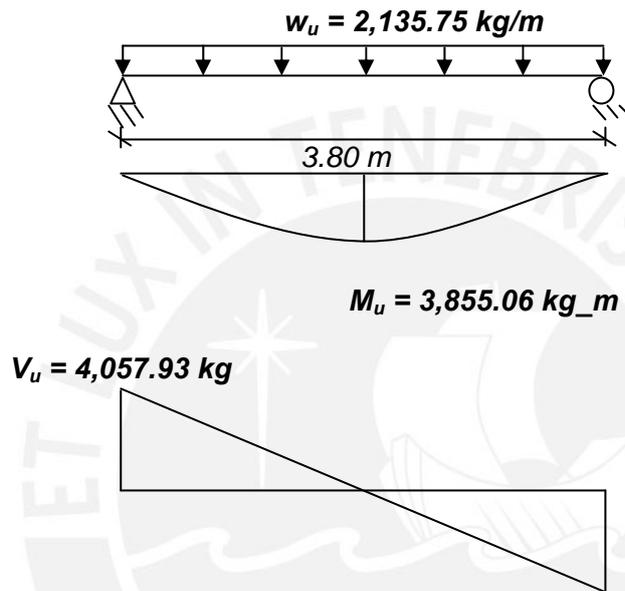


Fig. 12.2: Análisis del tramo principal de escalera metálica

Para diseñar por flexión la sección de esta viga, con el método LRFD, debemos tener en cuenta si es que el patín en compresión de la viga tiene o no soporte lateral. En nuestro caso la losa del descanso de la escalera le brinda un soporte lateral continuo.

Por tanto, el diseño de la viga cae dentro de la zona 1⁵⁹, es decir, se usará las fórmulas del pandeo plástico⁶⁰; por otro lado se empleará un acero A36 con un F_y de $36 \text{ klb/in}^2 = 2,536.4 \text{ kg/cm}^2$.

Con el momento último se determina el módulo de corte "Z" de la sección:

$$Z = \frac{M_n}{F_y} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{3,855.06 \text{ kg}_m \times 100}{0.9 \times 2,536.4 \text{ kg/cm}^2} = 168.9 \text{ cm}^3 \Rightarrow Z = 10.306 \text{ in}^3$$

La sección 3 del manual LRFD⁶¹ contiene una tabla titulada *Load Factor Design Selection*

⁵⁹ Ver [17]: Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD (Mc Cormac).

⁶⁰ Las vigas que caen dentro de la zona 1 se podrían cargar hasta alcanzar su momento plástico M_p .

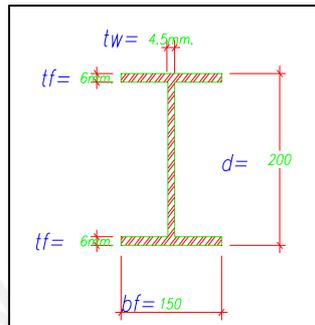
Table for Shapes Used as Beams (Tabla para la selección de perfiles usados como vigas según el método de diseño por factores de carga).

En dicha tabla buscamos una sección “W” Shapes con el valor de $Z_x = 10.3 \text{ in}^3$.

La que más se acerca es: W8x13. Esta sección tiene las siguientes medidas en pulgadas:

$$A = 3.84 \text{ in}^2, d = 7.99 \text{ in}, b_f = 4.0 \text{ in}, t_f = 0.255, t_w = 0.230 \text{ in}.$$

Nosotros podemos tener una sección equivalente en milímetros:



Sección típica

12.2.- Diseño por Corte

Una vez seleccionada la sección resistente para flexión, pasaremos a revisar la resistencia por corte. El cortante último del análisis anterior es:

$$V_u = 4,057.93 \text{ kg} = 4,047.93 \times 2.2 / 1000 \text{ klb} = 8.93 \text{ klb}.$$

El manual del LRFD presenta diferentes expresiones para diferentes relaciones h/t_w según si las fallas son plásticas, inelástica o elásticas; donde h es el peralte total de la sección y t_w es el espesor del alma de la viga.

Como ya sabemos, nuestra viga cae dentro de la zona 1; por tanto se presentará una falla plástica, es decir con fluencia en el alma. Para este caso se tienen las siguientes expresiones para el acero A36, y con $F_{yw} = 36 \text{ klb/in}^2$:

$$si \frac{h}{t_w} = \frac{200 \text{ mm}}{4.5 \text{ mm}} = \frac{7.874 \text{ in}}{0.177 \text{ in}} = 44.4 \leq 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} = 70 \dots ok!!$$

Luego, el cortante resistido por esta viga será:

$$\phi V_n = \phi_v 0.6 F_{yw} A_w = 0.9 \times 0.6 \times 36 \text{ klb} / \text{in}^2 \times (7.874 \times 0.177 \text{ in}^2) = 27.12 \text{ klb}.$$

Haciendo una simple inspección ($V_u < \phi V_n$) vemos la viga elegida es adecuada.

Por otro lado, esta escalera llevara una junta de separación sísmica cuyo valor es:

$$s = 2/3 (\delta_{\max(A)} + \delta_{\max(B)}) = 2/3 \times (5.60 + 9.12) = 9.8 \approx 10 \text{ cm}.$$

⁶¹ Ver [18]: Manual of Steel Construction *LOAD & RESISTENCE FACTOR DESIGN*.

Referencias

- 1.- NTE E-030: *Diseño Sismorresistente.*
- 2.- *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (Antonio Blanco B.).*
- 3.- *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings (Priestley N., Park R.).*
- 4.- *Monografía: "El Análisis Modal" (Agustín B. Reboredo).*
- 5.- *Análisis de Edificios (Ángel San Bartolomé).*
- 6.- *Manual de uso del SAP2000 (Infopuc, Enero 2001.)*
- 7.- *Apuntes del Curso Concreto Armado 1 (Gianfranco Ottazzi Pasino).*
- 8.- *Diseño de Estructuras de Concreto (Arthur H. Nilson).*
- 9.- *Análisis de Estructuras (Mc Corman Elling).*
- 10.- NTE E-060: *Concreto Armado.*
- 11.- *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado (Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F.V., Juan Casillas G. de L., Roger Diaz de Cossio).*
- 12.- *Diseño Sísmico de Edificios (Bazán / Meli).*
- 13.- *Reinforced Concrete Design Includes Approval of Details (CRSI Engineering Practice Committee, Concr. Int).*
- 14.- *Temas de Hormigón Armado.*
- 15.- *Ingeniería de Cimentaciones (Peck Hanson y Thornburn).*
- 16.- *Diseño de Cimentaciones Superficiales (Antonio Blanco B.).*
- 17.- *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD (Mc Corman Elling).*
- 18.- *Manual of Steel Construction: LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN.*
- 19.- *Diseño Sismorresistente de Estructuras (L. Miguel Bozzo R., Horia A. Barbat B.).*
- 20.- *Ingeniería Sismorresistente (Alejandro Muñoz Peláez).*
- 21.- NTE E-020: *Cargas.*
- 22.- NTE E-50: *Suelos y Cimentaciones.*
- 23.- *Muros de Contención y de Sótano (Jesús López, Luis López, Amparo Moreno).*
- 24.- *Diseño de Estructuras de Concreto Armado (Teodoro Harmsen).*