

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA



“DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE OCHO PISOS”

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:
OSCAR DAVID CHAPPILLIQUÉN LUCIO

LIMA - PERÚ

2006

RESUMEN

El proyecto desarrollado como tema de tesis, comprende el diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en el Malecón de la Reserva, distrito de Miraflores. La arquitectura del edificio consta de 8 pisos: un primer nivel destinado a estacionamientos para uso vehicular y 7 pisos típicos con dos departamentos por piso, destinados a vivienda. En la azotea se encuentran ubicadas las estructuras de la casa de máquinas del ascensor y el tanque elevado para el almacenamiento de agua. En los jardines posteriores del edificio, se encuentra ubicada la cisterna.

La estructura del edificio está constituida por elementos de concreto armado. Además, se han utilizado pórticos mixtos, considerando el uso simultáneo de muros de corte (placas) y columnas, estando estos elementos conectados por vigas peraltadas. Los muros de corte son los elementos predominantes en ambas direcciones principales y controlarán los desplazamientos laterales inducidos por el sismo sobre la estructura.

El techado de los niveles del edificio se realizará utilizando losas aligeradas armadas en una dirección, con un peralte o espesor de 25cm en todos los ambientes de cada uno de los departamentos. En la zona del hall de la escalera se utilizará una losa maciza de 15cm de peralte.

Para el cálculo de las estructuras de cimentación del edificio del proyecto, se ha considerado que la resistencia ó capacidad portante del suelo, tiene un valor de 4kg/cm^2 ; siendo la profundidad de cimentación de 1.50m.

Asimismo, se efectuó el análisis sísmico de la estructura de acuerdo a los parámetros establecidos por la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 aprobada en el año 2003, considerando en primer lugar, un análisis de traslación pura y luego, otro considerando 3 grados de libertad por nivel (2 traslaciones y una rotación).

El análisis sísmico permitirá obtener la respuesta de la estructura ante sollicitaciones dinámicas, obteniéndose: a) los períodos principales de vibración,



b) el cortante basal y los desplazamientos laterales a los cuales se encuentra sometida y finalmente, c) los esfuerzos que las fuerzas horizontales de sismo generan sobre los elementos estructurales (vigas, columnas y placas).

El edificio fue clasificado como regular en la dirección transversal Y (perpendicular a la fachada) e irregular en la dirección longitudinal X (paralela a la fachada). La dirección Y posee buena rigidez lateral ya que presenta mayor cantidad de placas que ayudarán al control de los desplazamientos y giros en planta. La dirección X posee menor rigidez lateral debido a que posee menor cantidad de placas.

Para el diseño de las vigas, columnas, placas y zapatas que componen la estructura del edificio, se emplearon las fuerzas sísmicas obtenidas mediante el análisis sísmico dinámico que considera el empleo de tres grados de libertad por nivel. La respuesta final queda definida siempre como una combinación de la respuesta de todos los modos de vibración de la estructura.

Como tema adicional, se llevó a cabo el metrado del concreto y del acero de refuerzo de todos los elementos estructurales diseñados, con la finalidad de verificar si su diseño ha sido eficiente o pecó en exceso o defecto, según los índices obtenidos por metro cuadrado construido sean mayores o menores a los establecidos de acuerdo a la práctica del diseño estructural. Se obtuvo en este caso, una incidencia para el concreto de $0.335\text{m}^3/\text{m}^2$ y para el acero de refuerzo colocado en los elementos estructurales, una incidencia de $34\text{kg}/\text{m}^2$.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

- Área de Estructuras -
Concreto Armado

ALUMNO: OSCAR DAVID CHAPPILLIQUÉN LUCIO
CÓDIGO: 1996.1860.0.412
ASESOR: Ing. Gianfranco Ottazzi P.
TEMA N°: 57



TÍTULO

“Diseño de un Edificio de Departamentos de Ocho Pisos”.

OBJETIVO

Elaborar los planos estructurales completos de un edificio de departamentos de ocho pisos (primer piso, siete pisos típicos y azotea).

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente, que fue entregado por el asesor al alumno. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar. El primer piso estará destinado a estacionamientos.

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

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm^2 a 1.50 m de profundidad.

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

PLAN DE TRABAJO

Primera Revisión

Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas.

Segunda Revisión

Análisis sísmico. Comparación de los resultados de los diversos análisis dinámicos y estáticos efectuados. Análisis de cargas verticales y diseño de losas.

Tercera Revisión

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

Lima, 20 de febrero del 2004

NOTA: La extensión máxima de la memoria escrita será de 100 páginas, sin considerar los planos de arquitectura y de estructuras.



A DIOS,

POR SER MI GUIA EN TODO MOMENTO.

A MIS PADRES, OSCAR Y ELVA;

*POR SUS CONSEJOS, APOYO INCONDICIONAL Y ALIENTO A LO LARGO
DE TODA MI VIDA Y DURANTE EL DESARROLLO DEL PRESENTE
PROYECTO.*

A VILMA, SONIA Y ANGEL,

POR TODO EL APOYO QUE SIEMPRE ME BRINDARON.

A TI REGINA,

*POR TU CARIÑO, COMPRENSIÓN, CONSEJOS Y
APOYO INCONDICIONAL A LO LARGO DE TODO ESTE TIEMPO.*

A MIS AMIGOS,

POR SU ALIENTO PARA CONCLUIR ESTE TRABAJO.

AGRADECIMIENTOS

DESEO AGRADECER ENORMEMENTE AL INGENIERO GIANFRANCO OTTAZZI, POR EL APOYO Y ORIENTACIÓN BRINDADOS DURANTE EL DESARROLLO DEL PRESENTE TRABAJO. NO SOLAMENTE ES UN GRAN PROFESIONAL SINO TAMBIÉN, UN GRAN GUÍA EN TODO ASPECTO.

AGRADEZCO TAMBIÉN AL INGENIERO ANTONIO BLANCO, POR LA GENTILEZA DE BRINDARME LOS PLANOS INICIALES PARA EL DESARROLLO DEL PRESENTE TRABAJO.

UN ESPECIAL AGRADECIMIENTO AL INGENIERO RAÚL RÍOS, POR SUS COMENTARIOS Y CONSEJOS A LO LARGO DEL DESARROLLO DEL PRESENTE TRABAJO Y EN EL ASPECTO PROFESIONAL.

APROVECHO EN AGRADECER AL INGENIERO IVÁN NAVARRO, POR LA ASESORÍA TÉCNICA BRINDADA DURANTE EL DESARROLLO DEL PRESENTE PROYECTO. ASIMISMO, A LOS INGENIEROS GONZALO RÍOS Y EDUARDO CABREJOS POR SU ALIENTO Y APOYO.

ÍNDICE

| | |
|---|----------|
| Capítulo 01 – Introducción..... | Pág. 01 |
| Capítulo 02 – Predimensionamiento de elementos estructurales..... | Pág. 08 |
| Capítulo 03 – Metrado de cargas..... | Pág. 21 |
| Capítulo 04 – Análisis Estructural bajo cargas de gravedad..... | Pág. 39 |
| Capítulo 05 – Análisis sísmico..... | Pág. 46 |
| Capítulo 06 – Diseño de losas aligeradas, losas macizas, vigas chatas y escaleras..... | Pág. 67 |
| Capítulo 07 – Diseño de vigas peraltadas..... | Pág. 79 |
| Capítulo 08 – Diseño de columnas..... | Pág. 92 |
| Capítulo 09 – Diseño de placas..... | Pág. 103 |
| Capítulo 10 – Diseño de la cimentación..... | Pág. 112 |
| Capítulo 11 – Diseño de Cisterna, Tanque Elevado y Casa de máquinas de Ascensor..... | Pág. 133 |
| Capítulo 12 – Diseño de elementos no estructurales..... | Pág. 143 |
| Capítulo 13 – Metrado de materiales..... | Pág. 147 |
| Capítulo 14 – Comentarios y conclusiones..... | Pág. 151 |
| Bibliografía | |
| Planos | |

Capítulo 1 - Introducción

1. Generalidades

El proyecto desarrollado como tema de tesis, comprende el diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en el Malecón de la Reserva, distrito de Miraflores. La arquitectura del edificio consta de 8 pisos, siendo el primero destinado a estacionamientos y de 7 pisos típicos destinados a vivienda. En la azotea se encuentran ubicadas las estructuras de la casa de máquinas del ascensor y el tanque elevado para el almacenamiento de agua. En los jardines posteriores del edificio, se encuentra ubicada la cisterna.

La arquitectura del primer piso del edificio consiste en un hall y recepción, así como de un depósito en la parte posterior. Además, en este nivel es en donde se ubican los estacionamientos (27 en total), estando destinados dos para cada uno de los departamentos. Cada uno de los pisos típicos posee dos departamentos de iguales características, cuya distribución típica es la siguiente: sala – comedor, sala de estar, un dormitorio principal (con baño y walking closet), dos dormitorios secundarios, baño secundario y de visitas, cocina, patio y dormitorio de servicio (con baño).

El acceso a los pisos superiores se hace mediante la escalera ubicada en la parte posterior del primer piso del edificio y también mediante dos ascensores: uno principal que entrega directamente al interior del departamento y uno de servicio que entrega hacia el hall de cada uno de los pisos típicos.

De acuerdo con la ubicación en donde se construirá el edificio, el terreno de cimentación está constituido por el conglomerado característico de toda la costa de la ciudad de Lima, el cual presenta grava densa. Para el desarrollo y cálculo de las estructuras de cimentación del edificio del proyecto, se ha considerado que la resistencia ó capacidad portante del suelo, tiene un valor de 4kg/cm^2 ; siendo la profundidad de cimentación de 1.50m.

Las consideraciones y cálculos correspondientes para el análisis y diseño estructural del edificio, se realizarán de acuerdo a lo especificado en las siguientes normas y estándares de diseño:

| | |
|--|------------------------|
| Metrado de cargas | : Norma E – 020 |
| Análisis sísmico | : Norma E – 030 (2003) |
| Diseño de elementos de concreto armado | : Norma E – 060 |

Como tema adicional al diseño a realizarse, se llevará a cabo el metrado de concreto y del acero de refuerzo de todos los elementos estructurales que resulten de los diseños efectuados, indicando su incidencia (ratio x m2 en planta del edificio).

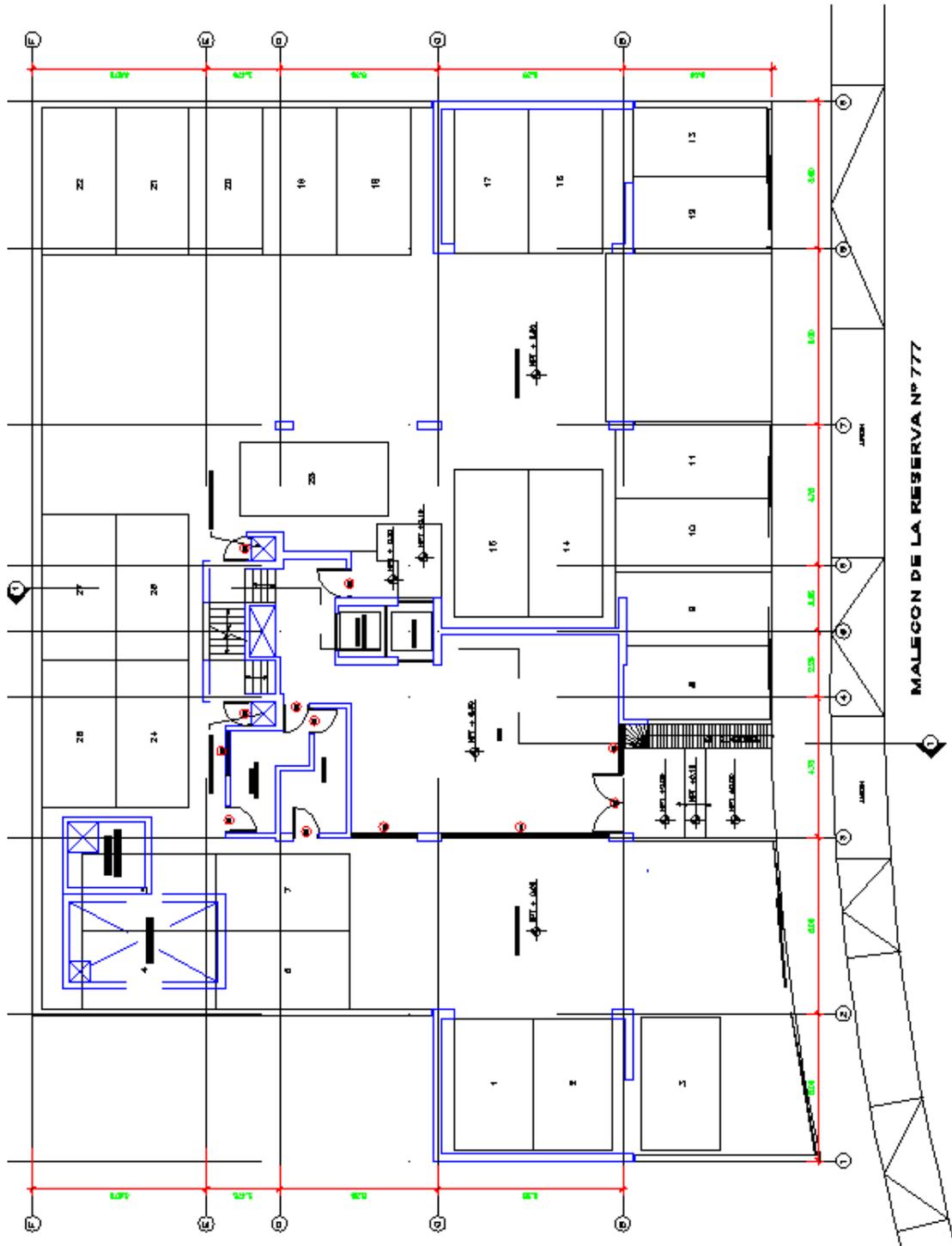


Figura No. 01 - 01.- Arquitectura de la planta del 1er piso del Edificio.

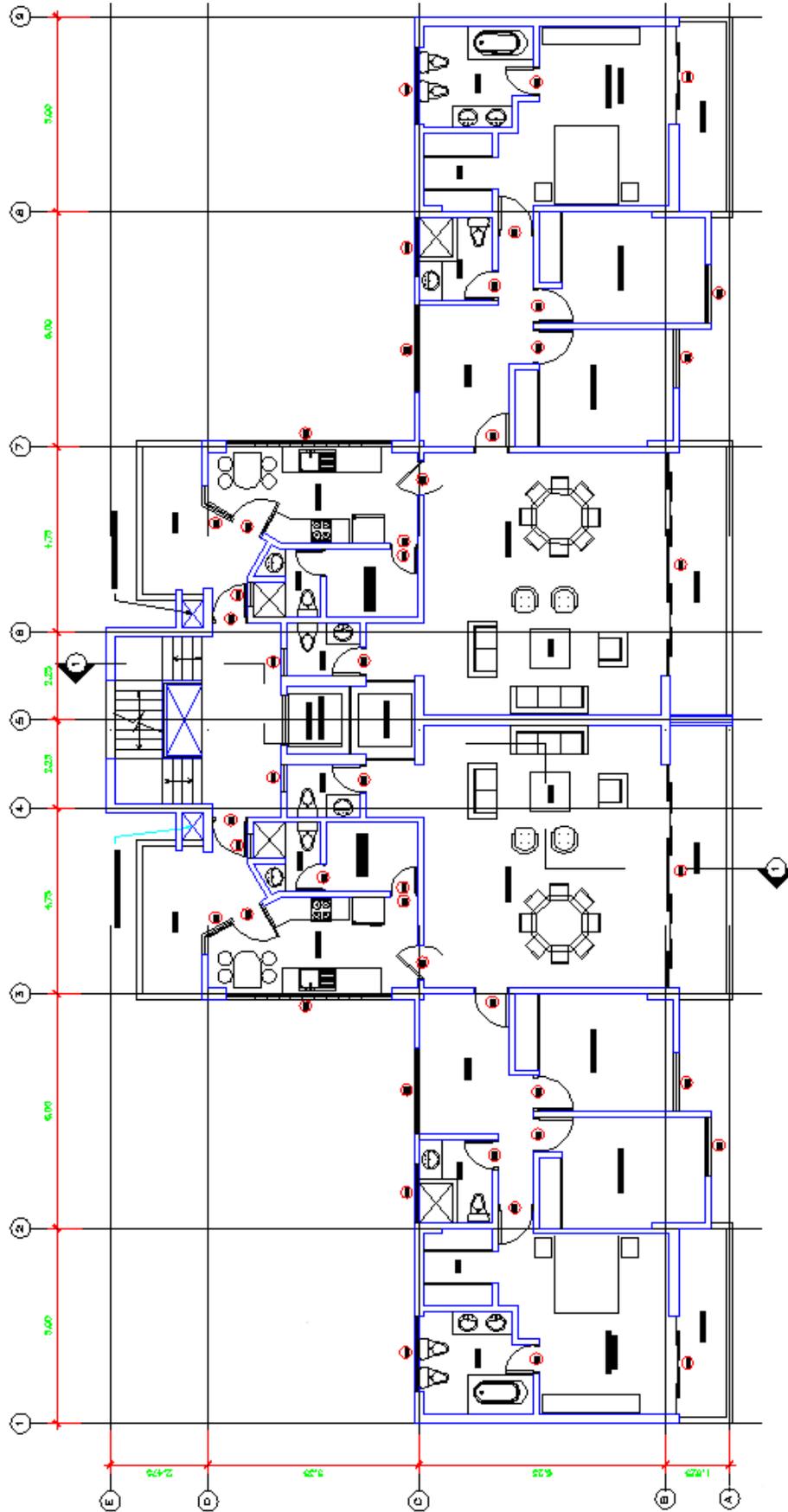


Figura No. 01 - 02.- Arquitectura del Piso típico del Edificio.

2. Estructuración

La estructura resistente del edificio está constituida exclusivamente por elementos de concreto armado. Además, se han utilizado pórticos mixtos, considerando el uso simultáneo de muros de corte (placas) y columnas, estando estos elementos conectados por vigas peraltadas. Los muros de corte son los elementos predominantes en ambas direcciones. Estos controlarán los desplazamientos laterales inducidos por sismo sobre la estructura.

Para la estructuración y análisis del edificio, se consideró dos direcciones principales: una paralela a la fachada, denominada dirección longitudinal X y la otra perpendicular a la fachada, denominada dirección transversal Y.

En la dirección Y existe un número suficiente de columnas y de placas que poseen dimensiones en planta adecuadas para el control de desplazamientos laterales. Esto conlleva a que esta dirección de la edificación sea más rígida que la dirección X, cuya restricción de desplazamientos laterales depende de las placas ubicadas en los ejes B y C, siendo estas de menor peralte en planta que las de la dirección Y. La forma de la planta del edificio presenta, la forma de una T invertida, pudiendo calificarse preliminarmente a la estructura como irregular.

El techado de los pisos del edificio se realizará utilizando aligerados armados en una dirección, con un peralte o espesor de 25cm en todos los ambientes de cada uno de los departamentos. El criterio utilizado para la elección del sentido del armado de los techos, ha sido el de distribuir de manera uniforme la carga que estos reciben (además de su peso propio) hacia los diferentes elementos verticales que constituyen el soporte de la edificación. Se ha elegido, como sentido general para el armado de los techos, la dirección X; con excepción de la zona en volado del dormitorio secundario, en donde se invierte la dirección del techado para conseguir apoyos para este techo.

En la zona del hall de la escalera se utilizará una losa maciza de 15cm de espesor. Es posible afirmar que, debido al uso de las losas aligeradas y macizas, la unidad entre todos los elementos de concreto armado que componen la estructura, tales como placas, columnas y vigas; está asegurada, ya que al no existir aberturas demasiado grandes en las losas y además de su gran peralte, hacen que estas actúen como un diafragma rígido, compatibilizando los desplazamientos y repartiendo de manera uniforme los esfuerzos sobre los elementos verticales de carga.



Se ha dispuesto el uso de una viga chata en los paños B – C / 1 – 2 y B – C / 2 – 3, de manera que esta reciba las cargas de la tabiquería ubicada en forma paralela al sentido del techado de la losa aligerada en esta zona. Se evita de esta manera, la posible fisuración de la tabiquería por deflexión excesiva de los techos.

Se ha asumido como la dirección “portante” de cargas verticales a la dirección Y. Se verá más adelante, que de acuerdo con los predimensionamientos realizados, es necesario que las vigas en esta dirección, posean un peralte de 60cm. La distribución de las cargas verticales hacia las vigas de la dirección Y, facilita la posibilidad de distribuir de manera adecuada y uniforme las cargas de cada nivel del edificio directamente sobre las placas de concreto; contribuyendo de esta manera a una mejora relativa de la resistencia al corte de estos elementos, debido a las compresiones axiales generadas en las placas por la acción de las cargas de gravedad.

Las vigas en la dirección X tendrán un peralte similar al de la dirección anteriormente descrita e igual a 60cm en todos los casos, asegurándose así la rigidez lateral de la edificación ante acciones sísmicas para esta dirección.

Se utilizarán las placas de los ejes 4' y C como parte de las estructuras de los muros perimetrales de la casa de máquinas del ascensor, aprovechando la posibilidad de mantener la continuidad vertical del refuerzo de acero de estos elementos. De esta manera, se optimiza el uso del espacio para la ubicación de la planta de la casa de máquinas.

El tanque elevado se encuentra ubicado sobre las placas de los ejes E, 4 y 6 y consta de fondo, tapa y paredes laterales de concreto armado. Las estructuras de la cisterna se han concebido como elementos de concreto armado, encontrándose enterrada en la parte posterior del edificio, exactamente entre los ejes E – F y 2 – 3. La separación de los diversos ambientes de los departamentos se realizará mediante tabiques de albañilería, los cuales se construirán luego de haberse realizado el llenado de las losas de techo. En la azotea, se ha considerado el uso de parapetos de albañilería anclados a los techos mediante columnetas de concreto armado.

Los parapetos de los alfeizares de las ventanas de fachada se construirán también de albañilería. Estos serán separados de la estructura principal dejando una junta entre las columnas y los parapetos, evitando así problemas de columna corta. Las escaleras están constituidas por elementos de concreto armado, apoyándose en la placa del eje E y los ejes 4 y 6 en cada uno de los niveles. Tendrán un espesor de garganta de 15cm y de losa de descanso igual a 20cm.

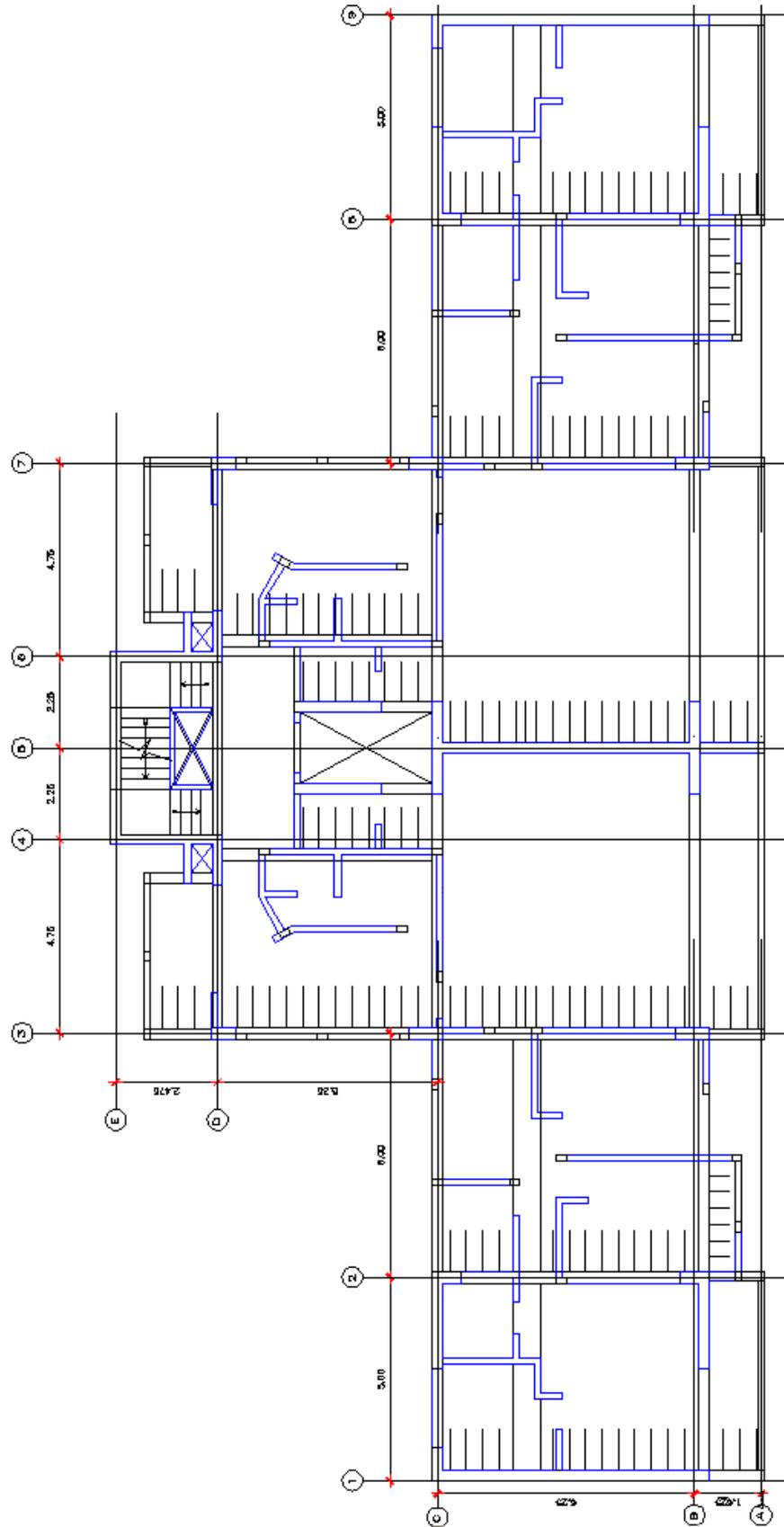


Figura No. 01 - 03.- Sistema estructural del Edificio (Piso típico).

3. Consideraciones generales

Las características y propiedades mecánicas de los materiales que se utilizarán para la construcción de las estructuras de la edificación, son las que se detallan a continuación:

Concreto

- Resistencia a la compresión simple (f'_c) a los 28 días = 210kg/cm².
- Deformación unitaria máxima (ϵ_{CU}) = 0.003
- Modulo de elasticidad = $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$ = 217,000kg/cm².
- Relación E_c / G_c = 2.30

Acero de refuerzo

- Esfuerzo de fluencia (f_y) = 4,200kg/cm².
- Módulo de elasticidad (E_s) = 2×10^6 kg/cm².
- Deformación unitaria de fluencia = 0.0021

Los valores y fórmulas para realizar los análisis y diseños de los elementos de concreto armado, son los indicados en las Normas de diseño que sirven como referencia para el desarrollo del presente proyecto.

Capítulo 2 - Predimensionamiento de elementos estructurales

1. Losas aligeradas unidireccionales.

Peralte

De acuerdo con la arquitectura del edificio, la luz más desfavorable tiene un valor igual a 7.00m y pertenece al paño de losa aligerada ubicado entre los ejes 3 y 5. En el caso particular de las losas aligeradas del presente proyecto; es recomendable utilizar un peralte de 25cm, ya que las luces a cubrir se encuentran alrededor de los 6.00 y 7.50 metros.

Para el techado de todos los ambientes de cada piso (con excepción del hall de la escalera), se decidió armar las losas aligeradas en una sola dirección de acuerdo a lo indicado en los planos de encofrados de techos; ellas se comportarán como un diafragma rígido, capaz de transmitir las cargas y esfuerzos de gravedad y los esfuerzos generados por sismo, hacia las vigas, columnas y placas de manera uniforme.

Cálculo de deflexiones

En el numeral 10.4.1.1 de la NTE.060, se indica que para losas aligeradas continuas armadas en una sola dirección, en ausencia de tabiques; el peralte mínimo para no tener que verificar deflexiones es:

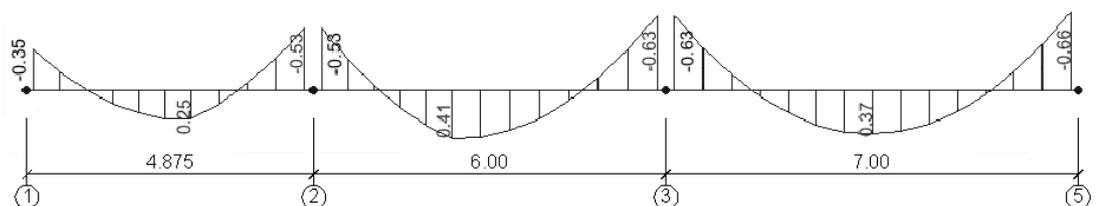
$$h_{\text{mínimo}} = \frac{L}{25}$$

Para el paño encerrado entre los ejes 3-5 y B-C del aligerado Tipo A, se necesitaría un peralte mínimo igual a $h_{\text{mín}} = 700 / 25 = 28\text{cm}$. En consecuencia, según lo indicado por la NTE-060, necesitaremos verificar las deflexiones en esta losa.

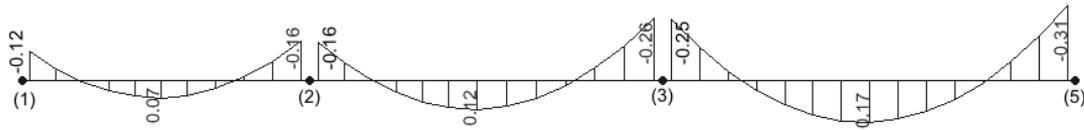
El cálculo de las deflexiones se realizará utilizando las expresiones recomendadas en el ACI, ya que las de la NTE-060 son bastante conservadoras y sobreestiman el valor de la deflexión. Del análisis de cargas de gravedad para este tipo de aligerado, se obtuvo los diagramas de momento bajo cargas de servicio:

DMF - Carga Muerta por vigueta (ton x m)

C.L.



DMF – Carga Viva (ton x m) aplicada sobre todos los tramos simultáneamente



Figuras No. 02 - 01 y 02 - 02.- Diagramas de momento flector para aligerado tipo A bajo cargas de gravedad.

Momento de Inercia efectivo (I_{EF})

La fórmula del ACI que permite obtener la inercia efectiva de la sección analizada es:

$$I_{EF} = \left(\frac{M_S}{M_{CR}} \right) I_G + \left[1 - \left(\frac{M_S}{M_{CR}} \right)^3 \right] I_{CR}$$

Donde:

M_S = Momento en la sección bajo cargas de servicio ($M_{CM} + M_{CV}$).

M_{CR} = Momento de agrietamiento de la sección.

I_G = Momento de inercia bruto de la sección.

I_{CR} = Momento de inercia de la sección agrietada.

Con las armaduras de acero seleccionadas para este tipo de techo aligerado, se obtuvo:

| Tramo | Zona | b (cm) | As (cm ²) | A's (cm ²) | c (cm) | I_{CR} (cm ⁴) | I_g (cm ⁴) | $M_S = M_{CM} + M_{CV}$ (tonxm) | M_{CR} (tonxm) | I_{EF} (cm ⁴) |
|-------|---------------|--------|-----------------------|------------------------|--------|-----------------------------|--------------------------|---------------------------------|------------------|-----------------------------|
| 3 - 5 | Apoyo 3 | 10 | 2.00 | 0.71 | 6.77 | 5,380 | 13,000 | 0.88 | 0.30 | 9,599 |
| | Apoyo 5 | 10 | 2.00 | 0.71 | 6.77 | 5,380 | 13,000 | 0.97 | 0.30 | 9,241 |
| | Centro de luz | 40 | 1.42 | 0.00 | 3.44 | 4,940 | 22,700 | 0.54 | 0.40 | 19,747 |

La inercia efectiva promedio para el tramo en estudio será:

$$I_{EF} = \frac{9,599 + 2 \times 19,747 + 9,241}{4} = 14,580 \text{ cm}^4$$

Las deflexiones instantáneas se calculan como:

$$\Delta i = \frac{5(L_N)^2}{48E_C I_{EF}} [M_{CL} - 0.10(M_I + M_D)]$$

Donde:

L_N = Luz libre del elemento en el tramo en estudio.

E_C = modulo de elasticidad del concreto

I_{EF} = Inercia efectiva de la sección en el punto en el cual se analiza la deflexión.

M_{CL} = Momento en el centro del tramo debido a cargas de servicio.

M_I, M_D = Momento negativo en los extremos del tramo (sin signo).



Para el tramo analizado, los datos son: $L_N = 6.70m$, $E_C = 217,000kg/cm^2$, $I_{EF} = 14580cm^4$. Reemplazando los datos en la fórmula de deflexiones instantáneas, se obtuvo:

$$\Delta_{CM} \approx 0.40cm, \Delta_{CV} = 0.20cm \text{ (para el 100\% de la sobrecarga)}$$

Deflexión diferida:

$$\lambda = 2.00 \text{ (sección sin acero en compresión y para deflexión diferida a 5 años o más)}$$

$$\text{Carga Muerta: } \Delta_{DIFCM} = 2 \times 0.40cm = 0.80cm.$$

Verificación de deflexiones

Es necesario comparar las deflexiones obtenidas con los valores límite de la NTE.060.

| Tipo de elemento | Deflexión considerada | Valor calculado (cm) | Deflexión Límite | Valor límite (cm) |
|--|--|----------------------|------------------|-------------------|
| Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas | Deflexión instantánea debida a la carga viva | 0.20 | L/360 | 1.86 |
| Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas | La parte de la deflexión que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) | 1.20 | L/480 | 1.40 |

De acuerdo al cuadro mostrado, la losa aligerada cumple con los límites establecidos en la NTE.060. Cabe señalar que de haberse calculado la inercia efectiva (I_{EF}) con la expresión indicada en la NTE.060, el valor de la deflexión hubiese sido mayor, ya que el valor de la inercia efectiva, es igual al de la sección transformada agrietada, siendo menor que el predicho por la ecuación propuesta por el ACI para el cálculo de este parámetro.

2. Losas macizas

El espesor mínimo recomendado por la Norma para este tipo de elementos es:

$$h_{min} \geq \frac{L}{30}$$

Ya que se decidió techar la zona del hall de la escalera mediante el uso de una losa maciza que cubre una luz de 1.95m, el espesor mínimo necesario, calculado de acuerdo con la expresión anteriormente dada sería de 6.5cm. Al haber escogido un

peralte de 15cm para este elemento, cumplimos de manera holgada el requerimiento establecido por la NTE-060 y no será necesario verificar deflexiones.

3. Vigas

El peralte de las vigas se podrá considerar como 1/10 a 1/12 de la luz a cubrir. Para el presente proyecto, se considerará que el peralte de las vigas será igual a 1/12 de la luz a cubrir.

Los anchos de las vigas usualmente se consideran entre 0.30 y 0.50 veces el valor del peralte escogido. Asimismo, será necesario asegurar que no exista congestamiento de acero de refuerzo que pudiese impedir una correcta colocación y vibrado del concreto durante la construcción. Para las vigas que conforman el casco estructural del proyecto, se ha considerado que su ancho (b) es aproximadamente igual al 40% del peralte de la viga.

Ya que la ciudad de Lima se encuentra dentro de una zona de alta sismicidad, la NTE.060 recomienda que el ancho mínimo de las vigas, sea de 25cm; pero no impide el uso de anchos menores siempre y cuando las vigas no formen parte de los pórticos principales de la edificación.

De acuerdo a la arquitectura de los pisos típicos del edificio, la luz más desfavorable a cubrir es de 7.00m. Con ello, para las vigas en la dirección X de la edificación, el peralte será igual a $h = L / 12 = 700\text{cm} / 12 = 58\text{cm}$, pero se considera finalmente un peralte de 60cm. Para las vigas en la dirección Y, se considera que las vigas poseen un peralte similar a las de la dirección X, ya que estas vigas recibirán el peso de los techos en cada uno de los niveles. En el caso de la viga VT-105, se tiene que la luz a cubrir es de 5.35m. El peralte para este elemento se ha calculado como $h = L / 10 = 535\text{cm} / 10 = 53.5$, considerándose un peralte de 50cm.

En todos los casos, el ancho de vigas (b) considerado es de 25cm, con excepción de las vigas VT-102, VT-103 y VT-105, cuyo ancho es de 30cm. Las dimensiones de las vigas obtenidas de acuerdo con el predimensionamiento efectuado, se presenta en el siguiente cuadro resumen.

Vigas en la dirección X-X

| Viga | b (cm) | h (cm) |
|--------|--------|--------|
| VT-108 | 25 | 60 |
| VT-109 | 25 | 60 |
| VT-110 | 25 | 50 |
| VT-111 | 25 | 60 |
| VT-112 | 25 | 50 |

Vigas en la dirección Y-Y

| Viga | b (cm) | h (cm) |
|--------|--------|--------|
| VT-101 | 25 | 60 |
| VT-102 | 30 | 60 |
| VT-103 | 30 | 60 |
| VT-104 | 25 | 60 |
| VT-105 | 30 | 50 |
| VT-106 | 25 | 60 |
| VT-107 | 25 | 60 |

De acuerdo con los códigos de diseño empleados, debe asegurarse que las secciones asumidas permitan un diseño dúctil, evitando de esta manera una posible falla súbita por aplastamiento del concreto de estos elementos.

Se llevará a cabo una comprobación con la viga más solicitada del edificio, siendo esta la viga VT-103. Las cargas obtenidas para este elemento de acuerdo con el metrado realizado se ilustran en la siguiente figura:

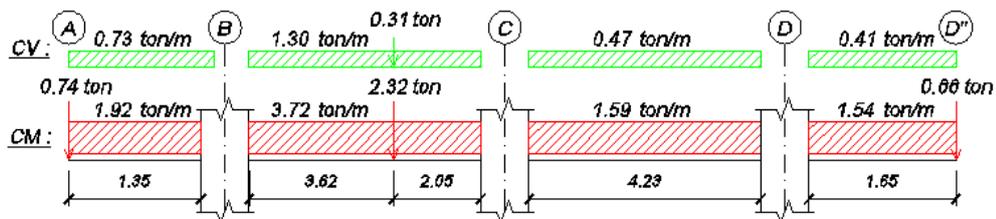


Figura No. 02 - 03.- Cargas de gravedad sobre la viga VT-103 del Piso Típico.

Realizando un análisis preliminar sólo bajo cargas de gravedad, para estimar la cuantía de acero necesaria para la sección; se obtuvieron los siguientes resultados:

DMF (ton x m)

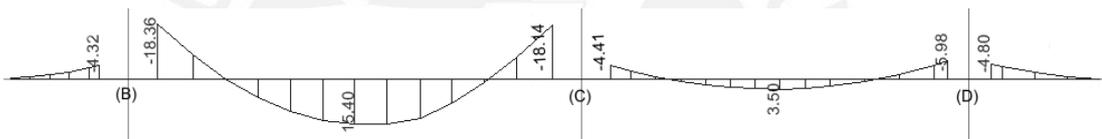


Figura No. 04.- Viga VT-103 – Piso típico - Diagrama de momentos amplificados M_u (ton x m)

Del análisis efectuado se obtiene un momento positivo máximo de 15.40tonxm y de 18.36tonxm para momento negativo máximo, ambos en el tramo de la viga comprendido entre los ejes B y C. El diseño por flexión de la sección de la viga para momento negativo, arroja los siguientes valores para la cuantía de acero:

$$M_u = 18.36\text{tonxm}, \quad K_u = 20.98$$

$$\rho = 5.97 \times 10^{-3}, \text{ lo cual equivale a una cuantía de } 0.60\% \text{ (As = } 9.72\text{cm}^2\text{)}$$

(El acero necesario para esta sección, de acuerdo a los cálculos efectuados, será 2 ϕ 3/4" corridos más 2 bastones de ϕ 5/8" colocados en una sola capa).

$$\rho_b = 21.30 \times 10^{-3} \text{ (2.13\%)} - \text{Cuantía de acero balanceada, para concreto con } f'c = 210\text{kg/cm}^2.$$

Debe asegurarse la ductilidad de la sección. Para tal efecto, se debe cumplir que:

$$\rho \leq \rho_{MAX},$$

Y para el caso de concreto con resistencia $f'c = 210\text{kg/cm}^2$:

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75\rho_b = 15.90 \times 10^{-3} \text{ (1.59\%)}.$$

La cuantía (ρ) calculada para la sección analizada por cargas de gravedad y utilizando un concreto cuya resistencia es igual a 210kg/cm², equivale al 37.74% de la cuantía máxima permisible.

Para un funcionamiento adecuado y una distribución económica de este tipo de elementos, las cuantías óptimas deberían ser cercanas al 50% del valor de la cuantía máxima permisible (1.59% para la viga analizada), aunque no se ha realizado un análisis bajo cargas de sismo, lo cual incrementará el momento de diseño y por lo tanto, la cuantía de acero utilizada.

Este incremento en la cuantía podría ser significativo, pero generalmente, el aumento de la sollicitación por flexión producido por las cargas de sismo no lleva a que la cuantía de acero de la sección sobrepase el valor máximo de la cuantía permitida ($0.75\rho_{SB}$), asegurándose así que la ductilidad del elemento es adecuada y no se producirá la falla frágil por corte.

4. Vigas chatas

Las vigas chatas son elementos estructurales que reciben directamente las cargas de la tabiquería colocada en el sentido del armado de las losas aligeradas. Se ha considerado el uso de una única viga chata entre los ejes 1 y 3, ya que en estos paños de losa es donde se concentra la mayor parte de la tabiquería. Como elementos de cierre o de borde de las losas aligeradas, se usarán elementos cuyo ancho es igual a 15cm. En los casos en que haya parapetos en los bordes de losa, se utilizará los mismos elementos considerados anteriormente, de manera de tomar la carga del parapeto y transmitirla directamente hacia las vigas principales.

Estos casos se presentan en las terrazas de la sala, el dormitorio principal y el patio colindante con la cocina. Las secciones de las vigas a utilizarse se resumen a continuación. Asimismo, se ha considerado el uso de viguetas de costura (VC), cuya función es la de evitar que se presenten fisuras entre el ladrillo de techo y el concreto de la losa en las zonas de máxima deflexión, dadas las grandes luces planteadas para la arquitectura de los pisos típicos. Las dimensiones de las vigas chatas consideradas se resumen en el siguiente cuadro:

| Viga | b (cm) | h (cm) |
|------|--------|--------|
| VCH1 | 65 | 25 |
| VB | 15 | 25 |
| VC | 10 | 25 |

Para verificar si la sección considerada de la viga VCH1 es adecuada, se llevará a cabo la verificación de la sección por corte, asumiendo que el concreto será capaz de resistir el esfuerzo cortante generado sobre la sección por efecto de las cargas

que la viga recibe. Luego de haber efectuado el análisis estructural respectivo para la viga, se obtiene:

- Cortante último actuante en la viga:

$$V_{UMAX} = 5.56\text{ton.}$$

- Resistencia del concreto al corte:

$$\phi V_C = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} (b)(d) = 0.85 \times \frac{0.53 \sqrt{210} (65)(22)}{1000} = 9.34\text{ton.}$$

El cálculo efectuado demuestra que el concreto es capaz de resistir el cortante máximo que actúa sobre la viga. Es posible afirmar entonces que las dimensiones de la sección asumidas son adecuadas. No obstante, de acuerdo a la recomendación del código ACI para el diseño por fuerza cortante, debe proveerse de un refuerzo mínimo para resistir fuerzas de corte de manera de evitar una posible falla frágil.

Además, ya que es necesario colocar acero de refuerzo superior longitudinal por requerimiento de la Norma de Concreto Armado E-060, se deben colocar estribos para el montaje de las barras superiores. Se colocarán estribos de $\phi \frac{1}{4}$ " espaciados a 30cm a lo largo de toda la longitud del elemento.

5. Columnas

Las columnas son los elementos estructurales de una edificación destinados a recibir toda la carga de los techos de cada nivel, para luego transmitirlas al terreno a través de la cimentación del edificio. De manera similar que para el caso de las vigas, la NTE-060 señala que es necesario que estos elementos tengan un ancho mínimo de 25cm, ya que son elementos con alta responsabilidad sísmica dentro de la estructura.

Para llevar a cabo el predimensionamiento de estos elementos, se ha considerado el efecto de la carga axial amplificada (P_u), para poder estimar el área de concreto necesaria para que las columnas puedan responder de manera satisfactoria ante las sollicitaciones de cargas de gravedad y de sismo. De acuerdo con lo expuesto anteriormente, el criterio para el predimensionamiento está regido por la siguiente expresión:

$$A_c = \frac{1.1P_u}{0.45(f'_c + \rho f_y)}$$

Donde:

A_c = área de concreto (en cm²)

f'_c = resistencia a la compresión del concreto.

P_U = carga axial última ($1.5P_D + 1.8P_L$).

f_y = esfuerzo de fluencia del acero.

ρ = cuantía de acero en la columna.

De los resultados obtenidos del metrado de cargas, se obtuvieron los siguientes valores para la carga axial acumulada del primer nivel del edificio:

| Columna | P_D (kg) | P_L (kg) | P_U (kg) |
|----------------|------------|------------|------------|
| Ejes B / 3 y 7 | 167,911 | 40,335 | 324,469 |
| Ejes C / 3 y 7 | 194,509 | 40,590 | 364,825 |
| Ejes D / 3 y 7 | 81,142 | 14,505 | 147,822 |

Aplicando la fórmula anteriormente indicada y para cumplir con los requerimientos mínimos de la NTE-060, se adopta un ancho de 30cm para todas las columnas del edificio. De igual manera, se considerará una cuantía de acero de alrededor del 3%. Se obtiene así una buena distribución del acero y se evita el congestionamiento en las intersecciones de las vigas con las columnas. Bajo este criterio, tenemos:

| | | | |
|--------|-------|--------------------|--|
| f'_c | 210 | kg/cm ² | (Resistencia del concreto) |
| ρ | 0.03 | | (Cuantía de acero asumida) |
| f_y | 4,200 | kg/cm ² | (Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo) |

| Columna | P_u (kg) | A_c (cm ²) | b (cm) | h (cm) | Sección asumida | Tipo |
|----------------|------------|--------------------------|--------|--------|-----------------|------|
| Ejes B / 3 y 7 | 324,469 | 2,361 | 30 | 79 | 30cm x 80cm | C-1 |
| Ejes C / 3 y 7 | 364,825 | 2,654 | 30 | 88 | 30cm x 80cm | C-1 |
| Ejes D / 3 y 7 | 147,822 | 1,075 | 30 | 36 | 30cm x 60cm | C-2 |

6. Placas

Su principal función es la de controlar los desplazamientos laterales generados durante los sismos. Debido a la configuración en planta que presentan estos elementos, las solicitaciones a las que generalmente se encuentran sometidas son las de flexión y corte. El criterio utilizado para el predimensionamiento de estos elementos consiste en demostrar que la solicitación de corte a la cual se encuentra sometida la placa (V_U) es menor que la resistencia que posee la sección (ϕV_N). Será necesario asumir una cuantía para el acero horizontal y vertical de la placa de manera de estimar la resistencia a fuerza cortante del elemento analizado.

El procedimiento se lleva a cabo efectuando un análisis sísmico aproximado, utilizando el método estático sugerido por la Norma de diseño sismorresistente E-030, obteniendo con ello el cortante basal al cual está sometida la estructura. Luego se distribuye el corte en los distintos elementos que lo resistirán y se realiza la comprobación anteriormente descrita. Se asumirá que el cortante basal estará resistido exclusivamente por las placas que componen la estructura del edificio.

Análisis sísmico estático aproximado – Norma sismorresistente NTE-030 - 2003.

Ya que el edificio se encuentra cimentado sobre un suelo con buena capacidad de carga, los parámetros de zonificación sísmica para la estructura son los siguientes:

$$Z = 0.40, U = 1.00, S = 1.00, T_p = 0.40 \text{ seg.}$$

Los períodos fundamentales del edificio para cada una de las direcciones de análisis consideradas, obtenidos según la expresión aproximada indicada en el numeral 4.2.2 de la NTE.030 ($T = h_N / C_T$); arrojan los siguientes valores: $T_x = T_y = 0.38\text{seg}$. Ya que en ambas direcciones los elementos sismorresistentes predominantes son los muros de corte, se consideró que C_T es igual a 60. Asimismo, la altura del edificio h_N , es igual a 22.90m.

El factor de reducción por ductilidad (R) para cada una de las direcciones consideradas es:

$$R_x = \frac{3}{4} \times 6 = 4.50 \quad (\text{debido a la irregularidad en planta que tiene el edificio y el número reducido de placas en esta dirección de análisis}).$$

$$R_y = 6.00 \quad (\text{no se castiga al factor } R \text{ debido a la presencia de un buen número de placas distribuidas en planta en esta dirección}).$$

El factor de amplificación sísmica (C), para cada una de las dos direcciones se calcula como:

$$C = 2.50 \left(\frac{T_p}{T} \right), \quad C \leq 2.50$$

Para cada una de las direcciones se tiene: $C_x = C_y = 2.50$; debido a que $T_x = T_y = 0.38\text{seg} < T_p = 0.40\text{seg}$.

El cortante en la base de la edificación se calcula como: $V = \frac{ZUSC}{R} P$

El peso de la edificación según el metrado de cargas es igual a $P = 3,060\text{ton}$. Para cada una de las dos direcciones de análisis se obtiene el siguiente valor estimado del cortante basal: $V_x = V_y = 510.00\text{ton}$.

Distribución de la fuerza cortante en la base de las placas.

Para la dirección X se asumirá arbitrariamente que los ejes B y C serán los que reciban el 100% (50% cada uno de ellos) del cortante basal. Las placas que conforman cada uno de estos pórticos tienen dimensiones similares en planta y se puede asumir que cada una de ellas resiste 1/6 del corte en X. Con ello, $V_{ACTX} = 510.00 / 6 = 85.00\text{ton}$.

Para la dirección Y se asume que la tercera parte del cortante será resistido por las placas de los ejes 1, 5 y 9. Cada uno de estos elementos resistirá la tercera parte del cortante basal. El corte actuante es: $V_{ACTY} = 510.00 / 3 = 170.00\text{ton}$.

Verificación por cortante en las placas

El diámetro del refuerzo horizontal por corte así como su espaciamiento han sido asumidos para realizar la comprobación por corte para cada una de las placas, la cual se resume en el siguiente cuadro:

Dirección X:

| Placa | t (cm) | L (cm) | d (cm) | Av (cm ²) | s (cm) | Vc (ton) | Vs (ton) | ϕV_n (ton) | Vu (ton) |
|-------|--------|--------|--------|-----------------------|--------|----------|----------|------------------|----------|
| PL2 | 25 | 240.00 | 192 | 2.58 | 15 | 36.87 | 138.70 | 149.23 | 85.00 |
| PL3 | 25 | 225.00 | 180 | 2.58 | 20 | 34.56 | 97.52 | 112.27 | 85.00 |
| PL4 | 25 | 240.00 | 192 | 2.58 | 15 | 36.87 | 138.70 | 149.23 | 85.00 |

Dirección Y:

| Placa | t (cm) | L (cm) | d (cm) | Av (cm ²) | s (cm) | Vc (ton) | Vs (ton) | ϕV_n (ton) | Vu (ton) |
|-------------|--------|--------|--------|-----------------------|--------|----------|----------|------------------|----------|
| PL1-lzq (*) | 25 | 672.50 | 538 | 2.58 | 25 | 103.30 | 233.19 | 286.02 | 170.00 |
| PL3 | 25 | 650.00 | 520 | 2.58 | 25 | 99.85 | 225.39 | 276.45 | 170.00 |

(*) Para la placa PL1-Der se obtiene un resultado similar al de la PL1-lzq indicado en el cuadro.

Se comprueba que las dimensiones asumidas para las secciones de las placas son adecuadas, debido a que se cumple que: $V_u \leq \phi V_n$.

7. Escaleras

El predimensionamiento de las escaleras del edificio se realizará de acuerdo con los criterios establecidos por el Reglamento Nacional de Construcciones (RNC), el cual indica lo siguiente: $2c + p = 60\text{cm} - 64\text{cm}$, donde c es la longitud del contrapaso y p es la longitud de cada paso de la escalera.

Para el proyecto, la altura a cubrir entre pisos es de 2.75m. La longitud de paso elegida es de 25cm y la dimensión del contrapaso, según la geometría dada por la arquitectura, de 14.47cm. La escalera está dividida en tres tramos por cada nivel. Verificando la expresión anteriormente señalada se obtiene: $2*(14.47\text{cm}) + 25\text{cm} = 53.94\text{cm}$, con lo cual; las dimensiones asumidas para los pasos y contrapasos son adecuadas.

Finalmente, se asume un espesor de garganta de 15cm en cada tramo de la escalera y para los descansos, un espesor de 20cm.

8. Tanque elevado y Cisterna

Tanque elevado

De acuerdo con el numeral 10.3.3.3 de la norma sanitaria del RNC, la dotación correspondiente a edificios multifamiliares es función del número de dormitorios que hay por departamento. Dada la arquitectura del proyecto con 4 dormitorios (incluido el dormitorio de servicio) por cada departamento, la dotación diaria para este caso

es de 1,350 litros x depto. La dotación diaria por cada nivel del edificio será 1,350 litros/depto x 2 depto/piso = 2,700 litros/piso. La dotación requerida para el edificio en su totalidad será de 2700 litros/piso x 8 pisos = 21,600 litros.

El tanque elevado debe almacenar cuando menos 1/3 de la dotación de agua diaria del edificio, con ello, la capacidad debe ser: Capacidad = 21,600 litros x 1/3 = 7,200 litros = 7.20m³ de agua.

El tanque elevado ha sido ubicado por encima de la escalera y es soportado por las placas que se encuentran en este sector del edificio. Las dimensiones en planta del tanque elevado ya están entonces preestablecidas, siendo el área en planta del tanque de 12.95m². Con el volumen de agua a almacenar así calculado, el tirante de agua necesario es de 7.20m³ / 12.95m² = 0.55m, pero se tomará igual a 0.60m. Incluyendo además la altura necesaria para las tuberías de rebose y de entrada de agua, la altura total de los muros del tanque será de 1.50m. Se usará un espesor de 25cm en el fondo y paredes del tanque y un espesor de 15cm para la tapa.

Cisterna

En el punto 10.3.6.5, el RNC considera para el caso de un uso combinado de cisterna y tanque elevado que la capacidad de la cisterna, no será menor que los $\frac{3}{4}$ del consumo diario. Para este caso, la capacidad de la cisterna será de 21,600 litros x $\frac{3}{4}$ = 16,200 litros = 16.20m³. La cisterna estará ubicada en la parte de los jardines posteriores del edificio, casi colindante con el muro del cerco perimetral y tiene dimensiones interiores de 2.70m x 5.00m con un área neta de 13.50m² en planta. Cuenta además con un cuarto de máquinas de 2.20m x 2.60m. El tirante de agua necesario será de 16.20m³ / 13.50m² = 1.20m.

La altura total de los muros de la cisterna, considerando una sobre altura para las tuberías de entrada, impulsión y rebose de 0.95m, es de 2.15m. Finalmente, la losa de fondo y la tapa de la cisterna tendrán un espesor de 20cm y los muros tendrán un espesor de 25cm. Para el cuarto de máquinas también se ha considerado que la losa de fondo tiene un peralte igual a 20cm. Asimismo, los muros laterales y techo serán de 20cm de espesor.

9. Ascensores

El R.N.C., en el numeral 3.10.14.4, indica que para edificios con niveles cuya altura entre el primer y último piso tenga una diferencia mayor a 12.00m, es necesaria la instalación de ascensores. Además, para edificaciones con más de 9 pisos, es obligatorio el uso de dos (02) ascensores como mínimo.

El ducto principal de los ascensores de la edificación se encuentra ubicado entre los ejes C – C' y 4' – 5'. Este tiene dimensiones interiores de 1.65m de ancho por 3.20m de largo. El pozo del ascensor posee una profundidad de 2.00m. El edificio cuenta con un ascensor principal, el cual descarga hacia la puerta principal de los departamentos y uno de servicio, para el ingreso por la puerta posterior ubicada en el hall de los pisos típicos. Se asume que la velocidad nominal de recorrido del ascensor es igual a 1.50m/s para todos los cálculos y consideraciones.

Sobre recorridos

Superior (S)

El R.N.C. indica que es necesario un sobrerrecorrido entre la última parada que hace el ascensor y el techo de la casa de máquinas del mismo. Según se indica, la distancia viene dada en función de la velocidad nominal a la cual lleva a cabo su recorrido el ascensor, teniendo: Sobrerrecorrido (S) = 3.30m + v (m), donde v es el espacio recorrido a la velocidad nominal en un segundo. Para nuestro caso, S = 3.30m + 1.50m = 4.80m, medido desde el piso de la última parada.

Inferior (P)

Asimismo, el R.N.C. especifica que es necesario un sobrerrecorrido inferior a manera de pozo, el cual es calculado según la siguiente fórmula: P = 0.50m + v (m), donde v es el espacio recorrido a la velocidad nominal en un segundo. Tenemos entonces: P = 0.50m + 1.50m = 2.00m, medidos desde el piso de la primera parada.

Tráfico vertical

Población del edificio

Según el RNC, la población del edificio se calcula a razón de 2 habitantes por dormitorio. Ya que en cada uno de los departamentos contamos con 4 dormitorios, el número de dormitorios total será: # Dormitorios = 4 dormitorios/dpto x 2 dpto/piso x 7 pisos = 56 dormitorios. Por consiguiente, esperamos servir a 56 x 2 = 112 habitantes en el edificio.

Intervalo máximo de espera

Para edificios destinados a vivienda, el RNC especifica un tiempo de 120 segundos (2 minutos).

Capacidad de transporte

Para la edificación, los ascensores deberán permitir que el 10% de la población, como mínimo, pueda ser transportada en 5 minutos. La comprobación se realiza según lo estipula el RNC con la siguiente fórmula:

$$P(\%) = \frac{N * C * 300\text{seg}}{P_T * r} \times 100$$

En donde:

P (%) = Porcentaje de población transportada.

N = Número de cabinas. = 2.00 cabinas.

C = capacidad de una cabina (en personas) = 8.00 personas

P_T = Población total estable del edificio. = 112 personas.

r = tiempo de rotación (obtenida de ábacos) = 123.25seg = 85seg + 45%.

(para puertas automáticas se agrega el 45% del tiempo obtenido).

Obtenemos:
$$P(\%) = \frac{2 * 8 * 300}{112 * 123.25} * 100 = 34.77$$

Con ello comprobamos que la dotación de ascensores para el edificio es más que suficiente para cumplir con los requisitos mínimos del R.N.C.

Casa de Máquinas

Está destinada a recibir las instalaciones de las máquinas del ascensor, controles y demás elementos propios del servicio. La utilización del cuarto de máquinas es exclusiva para el ascensor, no pudiendo servir de circulación ni para el almacenamiento de otros elementos. La ventilación del cuarto de máquinas se llevará a cabo de forma natural cruzada mediante ventanas protegidas con rejillas, con una superficie igual al 10% de la superficie del piso.

La altura final entre el piso y el techo de la casa de máquinas es de 2.25m. Para fines de predimensionamiento se han adoptado las siguientes consideraciones:

Losa de piso : de concreto armado con un espesor de 20cm, armada en dos direcciones.

Vigas de piso : todas con sección de 30cm x 50cm, en voladizo.

Losa de techo : de concreto armado con un espesor de 15cm, armada en dos direcciones.

Vigas de techo : todas con sección de 30cm x 40cm, en voladizo.

Se ha provisto una columna en la intersección de los ejes C' y 5', con una sección transversal de 30cm x 60cm, a fin de transmitir las cargas de la losa del techo a la placa ubicada en el eje 5'. Finalmente se utilizan las placas de los ejes C, 4' y 5' como paredes laterales. Los cerramientos se harán con muros de albañilería.

Capítulo 3 - Metrado de Cargas

En este capítulo se cuantificarán las cargas verticales a las que se encuentra sometida la estructura del proyecto, considerándose como cargas muertas el peso de las estructuras del edificio (losas, vigas, columnas, placas, tabiquería de ladrillo, acabados, etc.) y como cargas vivas, a las producidas por las sobrecargas aplicadas en cada ambiente.

1. Cargas unitarias

Los materiales que se emplearán para la construcción del edificio, así como sus respectivos pesos específicos; son los que se indican a continuación:

Pesos específicos de materiales

| | |
|----------------------------------|---------------------------|
| Concreto armado | = 2400kg/m ³ . |
| Albañilería (ladrillo pandereta) | = 1350kg/m ³ . |
| Agua | = 1000kg/m ³ . |

Pesos por unidad de área o longitud

| | | | |
|---------------|---|----------|--------------------------|
| Aligerados | : | h = 25cm | = 350kg/m ² . |
| Losas macizas | : | h = 15cm | = 360kg/m ² . |
| | | h = 20cm | = 480kg/m ² . |
| | | h = 25cm | = 600kg/m ² . |

Tabiquería de ladrillo pandereta (e = 15cm) = 203kg/m.

Acabados de losa = 100kg/m².

Sobrecargas

| | |
|--------------------------------|----------------------------|
| Vivienda (y hall del ascensor) | = 200kg/m ² . |
| Escaleras | = 200kg/m ² . |
| Azotea | = 100kg/m ² . |
| Tanque elevado | = 1,000kg/m ³ . |
| Casa de máquinas de ascensor | = 1,000kg/m ² . |

2. Metrado de losas aligeradas

Se realiza considerando una franja tributaria de 0.40m, la cual corresponde al ancho de una vigueta de losa (ver detalle en los planos E-05 y E-06). La tabiquería colocada perpendicularmente al sentido del armado de las viguetas, se analiza como una carga concentrada puntual.

Se presenta el procedimiento de metrado para el aligerado tipo A. Para el resto de aligerados se sigue un procedimiento similar.

Aligerado Tipo A (h = 25cm)

| | CM | CV | |
|------------------------------|-----------------|-----------|-----------|
| | Todos los pisos | Azotea | P/T |
| Peso Propio | 350 | - | - |
| Acabados | 100 | - | - |
| S/C | - | 100 | 200 |
| Total (kg/m ²) | 450 | 100 | 200 |
| Peso x Vigueta (kg/m) | 180 | 40 | 80 |

Cuadro No. 03 - 01.- Metrado de losa aligerada Tipo A

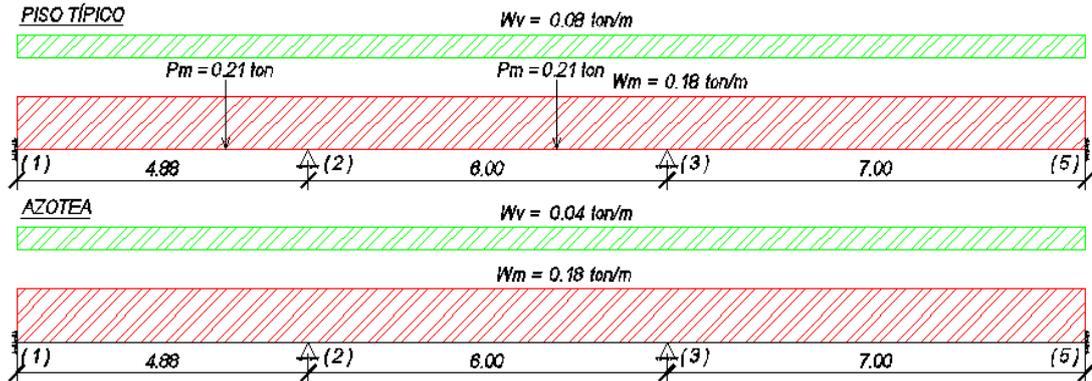


Figura No. 03 - 01.- Cargas sobre losa aligerada tipo A para los pisos típicos y la azotea

El metrado del resto de losas aligeradas, es el que ilustran las figuras a continuación:

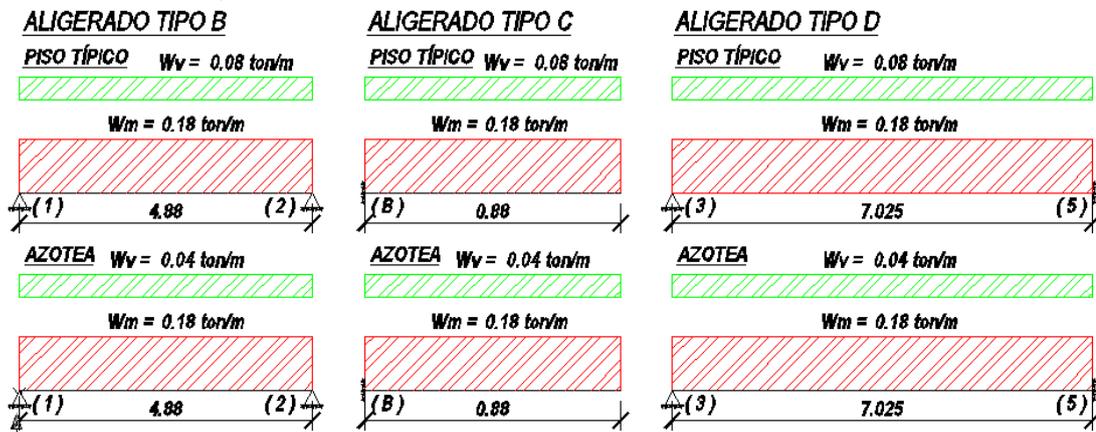


Figura No. 03 - 02.- Cargas sobre losas aligeradas tipos B, C y D para los pisos típicos y la azotea



Figura No. 03 - 03.- Cargas sobre losas aligeradas tipos E, F y G para los pisos típicos y la azotea

3. Vigas chatas

Para el metrado de las vigas chatas, se considera la acción de su peso propio, así como cualquier otro elemento que esté directamente apoyado sobre ellas. Las vigas chatas soportarán el peso de los tabiques construidos en el sentido de armado de los techos aligerados (viga VCH-1) y en el caso de las vigas de cierre (VB), los parapetos de albañilería construidos en los bordes de las terrazas y de la azotea. Se desarrollará el metrado de la viga chata VCH-1 del piso típico del edificio para los tramos comprendidos entre los ejes 1-2 y 2-3. La sección transversal de este elemento es de 65cm de ancho por 25cm de peralte.

Carga Muerta:

| | | |
|---------------------------|---|--------------------|
| Peso propio | = $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.65\text{m} \times 0.25\text{m}$ | = 390 kg/m. |
| Acabados | = $100 \text{ kg/m}^2 \times 0.65\text{m}$ | = 65 kg/m. |
| Tabiquería | = $210 \text{ kg/m}^2 \times 2.50\text{m}$ | = 525 kg/m. |
| Total carga muerta | | = 980 kg/m. |

Carga Viva:

| | | |
|----------------|--|-------------|
| Sobrecarga P/T | = $200 \text{ kg/m}^2 \times 0.65\text{m}$ | = 130 kg/m. |
|----------------|--|-------------|

Las cargas a las cuales estará sometida la viga se ilustra en la siguiente figura:

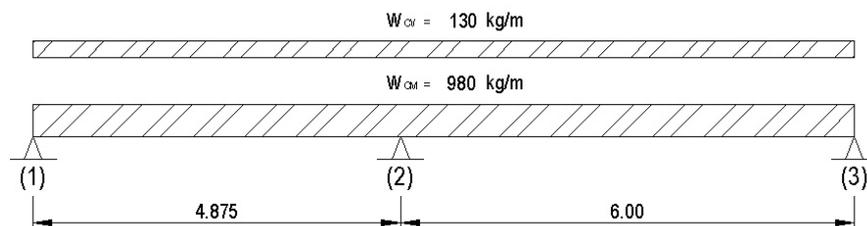


Figura No. 03 - 04.- Cargas actuantes sobre viga chata VCH-1

Las reacciones de los apoyos actuarán como cargas puntuales sobre las vigas VT – 102 de los ejes 2 y 8, así como en las vigas VT – 103 de los ejes 3 y 7, las cuales sostienen a la viga chata. Las reacciones se indican en la siguiente figura:

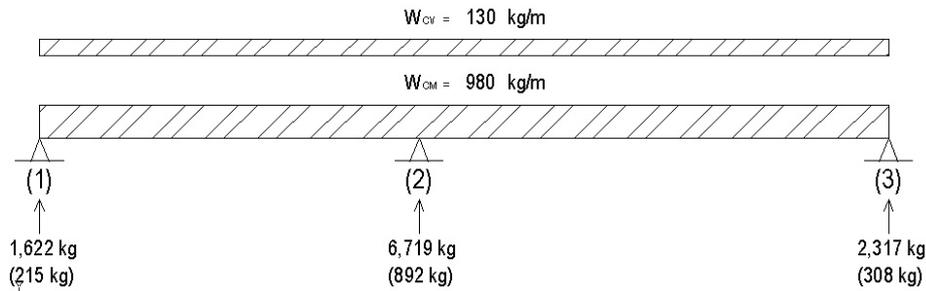


Figura No. 03 - 05 – Reacciones en los apoyos de la viga chata VCH-1

4. Vigas peraltadas

Las cargas actuantes sobre las vigas perpendiculares al sentido del armado de las losas, se han obtenido mediante el método de longitudes tributarias, considerando que cada viga carga la mitad del paño adyacente a ella. Al peso de la losa, se le añaden las cargas aplicadas sobre ella tales como acabados, tabiquería, etc. Para el cálculo de las cargas actuantes sobre las vigas paralelas al sentido del armado de las losas, se ha considerado el efecto de monolitismo entre las vigas y las losas de techo debido a su llenado simultáneo. Este efecto se refleja en los cálculos considerando un ancho tributario igual a cuatro veces el espesor de la losa.

Se detalla el procedimiento seguido para el metrado de las cargas actuantes sobre la viga VT-103 de los pisos típicos, la cual está ubicada a lo largo del eje 3 (y eje 7) del edificio. Similar procedimiento se seguirá para el resto de vigas.

Tramo A-B

Cargas distribuidas

| | | |
|----------------|------------------------|--------------|
| Peso propio | = 0.25 x 0.60 x 2.40 | = 0.36 ton/m |
| Losa aligerada | = 0.35 x 3.39 | = 1.19 ton/m |
| Acabados | = 0.10 x (3.39 + 0.25) | = 0.37 ton/m |

Total cargas muertas (w_D) = 1.92 ton/m

Sobrecarga (w_L) = 0.20 x (3.39 + 0.25) = 0.73 ton/m

Cargas puntuales (Corte 2)

A 0.00m : $P_D = 0.15 x 0.60 x 2.4 x 3.39 = 0.74$ ton

Tramo B-C

Cargas distribuidas

Peso propio = 0.30 x 0.60 x 2.40 = 0.43 ton/m

| | | |
|--|--------------------------------------|---------------------|
| Losa aligerada | = 0.35 x (2.85 + 3.37) | = 2.18 ton/m |
| Acabados | = 0.10 x (2.85 + 0.30 + 3.37) | = 0.65 ton/m |
| Tabique sobre viga | = 0.15 x 1.40 x 2.15 | = 0.46 ton/m |
| Total cargas muertas (w_D) | | = 3.72 ton/m |
| Sobrecarga (w_L) | = 0.20 x (2.85 + 0.30 + 3.37) | = 1.30 ton/m |

Cargas puntuales (reacciones de vigas chatas)

| | | |
|-----------------------------------|-------|-------------|
| A 4.03m de la cara de la columna: | P_D | = 2.32 ton. |
| | PI | = 0.31 ton |

Tramo C-D

Cargas distribuidas

| | | |
|--|-------------------------------|---------------------|
| Peso propio | = 0.30 x 0.60 x 2.40 | = 0.43 ton/m |
| Losa Aligerada | = 0.35 x 2.04 | = 0.72 ton/m |
| Acabados | = 0.10 x (2.04 + 0.30) | = 0.24 ton/m |
| Tabique sobre viga | = 0.15 x 1.40 x 0.95 | = 0.20 ton/m |
| Total cargas muertas (w_D) | | = 1.59 ton/m |
| Sobrecarga (w_L) | = 0.20 x (2.04 + 0.30) | = 0.47 ton/m |

Tramo D-E

Cargas distribuidas

| | | |
|--|---|---------------------|
| Peso propio | = 0.25 x 0.60 x 2.40 | = 0.36 ton/m |
| Losa aligerada | = 0.35 x 1.79 | = 0.63 ton/m |
| Acabados | = 0.10 x (1.79 + 0.25) | = 0.21 ton/m |
| Corte 11 (Parapeto) | = 0.70 x 0.25 x 1.40 + 0.15 x 0.25 x 2.40 | = 0.34 ton/m |
| Total cargas muertas (w_D) | | = 1.54 ton/m |
| Sobrecarga | = 0.20 x (1.79 + 0.25) | = 0.41 ton/m |

Cargas puntuales (Corte 10) – a 1.65m de la cara de la columna

| | | |
|-----------------------|--|------------|
| VB (P_{D1}) | = 0.15 x 0.15 x 2.40 x 1.79 | = 0.16 ton |
| Parapeto (P_{D2}) | = (0.15 x 1.40 x 1.05 + 0.15 x 0.15 x 2.40) x 1.79 | = 0.50 ton |

Total cargas puntuales muertas (P_D) = 0.66 ton

La distribución de las cargas sobre la viga del piso típico es la que se muestra en la figura a continuación:

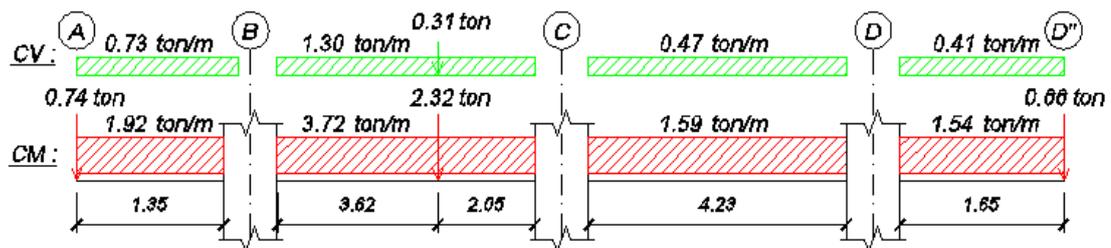


Figura No. 03 - 06 – Cargas actuantes sobre viga VT-103 (Piso Típico)



El metrado para la viga V-803 (Azotea) es similar al que se ha desarrollado para la VT-103 (piso típico), pero se elimina la carga del tabique sobre la viga en los tramos BC y CD, así como la reacción de la viga chata en el tramo BC. Asimismo, la sobrecarga se reduce a 100kg/m². Los siguientes cuadros muestran las cargas actuantes sobre cada una de las vigas de la edificación:

PISO TÍPICO

| Viga | Tramo | Carga | Und | Tipo | Ubicación |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|--------|----------------------|
| Vigas en dirección Transversal | | | | | |
| VT-101 | A-B | 1.44 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.50 | ton | Muerta | Eje A |
| | | 0.52 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-102 | A-B | 2.19 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.50 | ton | Muerta | Eje A |
| | | 1.67 | ton | Muerta | A 0.62m del eje A |
| | | 0.52 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | B-C | 4.30 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.95 | ton | Muerta | A 3.28m del eje B |
| | | 6.72 | ton | Muerta | A 4.08m del eje B |
| | | 1.09 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | | 0.90 | ton | Viva | A 4.08m del eje B |
| VT-103 | A-B | 1.92 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.74 | ton | Muerta | Eje A |
| | | 0.73 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | B-C | 3.72 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 2.32 | ton | Muerta | A 4.03 del Eje B |
| | | 1.30 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | | 0.31 | ton | Viva | A 4.03 del Eje B |
| | C-D | 1.59 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.47 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | D-D" | 1.54 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.66 | ton | Muerta | Eje D" |
| | | 0.41 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-104 | D-D" | 1.54 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.66 | ton | Muerta | Eje D" |
| | | 0.41 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-105 | C-C" | 2.61 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.32 | ton | Muerta | A 1.43m del Eje C |
| | | 0.55 | ton | Muerta | A 2.43m del Eje C |
| | | 0.60 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | C"-D | 2.60 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 1.08 | ton | Muerta | A 0.90m del Eje C" |
| | | 0.59 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-106 | C-C' | 0.70 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.20 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-107 | A-B | 4.18 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 1.46 | ton | Muerta | Eje A |
| | | 1.41 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |

| Viga | Tramo | Carga | Und | Tipo | Ubicación |
|--|-------|-------|-------|--------|----------------------|
| Vigas en dirección Longitudinal | | | | | |
| VT-108 | 1-1' | 1.29 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.46 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 2-2' | 1.13 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.50 | ton | Muerta | A 2.93m del Eje 2 |
| | | 0.38 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 2'-3 | 1.29 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.25 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 3-5 | 1.29 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.45 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-109 | 1-1' | 1.29 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.25 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 2-3 | 1.30 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.25 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 3-5 | 1.75 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 6.38 | ton | Muerta | Eje 3" |
| | | 0.45 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | | 1.35 | ton | Viva | Eje 3" |
| VT-110 | 3"-4' | 1.63 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | | ton | Muerta | Eje 3" |
| | | 0.40 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 4'-5 | 0.71 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | | ton | Viva | Eje 3" |
| | | 0.20 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-111 | 3-3' | 1.75 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.45 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 4-5 | 2.03 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.61 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-112 | 4-5' | 0.33 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.05 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |

Cuadro No. 03 - 02.- Cargas actuantes sobre vigas de Piso Típico

AZOTEA

| Viga | Tramo | Carga | Und | Tipo | Ubicación |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|--------|----------------------|
| Vigas en dirección Transversal | | | | | |
| V-801 | A-B | 1.56 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.75 | ton | Muerta | Eje A |
| | | 0.26 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| V-802 | A-B | 1.56 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.75 | ton | Muerta | Eje A |
| | | 0.84 | ton | Muerta | A 0.62m del eje A |
| | | 0.26 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | B-C | 2.79 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.55 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| V-803 | A-B | 2.04 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 1.02 | ton | Muerta | Eje A |
| | | 0.37 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | B-C | 3.26 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.65 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | C-D | 1.60 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.24 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | D-D" | 1.32 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.54 | ton | Muerta | Eje D" |
| | | 0.21 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| V-804 | D-D" | 1.32 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.54 | ton | Muerta | Eje D" |
| | | 0.21 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| V-805 | C-C" | 1.61 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.30 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | C"-D | 1.60 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.30 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| V-806 | C-C' | 0.70 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.10 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| V-807 | A-B | 3.43 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 2.04 | ton | Muerta | Eje A |
| | | 0.70 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |

| Viga | Tramo | Carga | Und | Tipo | Ubicación |
|--|-------|-------|-------|--------|----------------------|
| Vigas en dirección Longitudinal | | | | | |
| V-808 | 1-1' | 1.29 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.23 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 2-2' | 1.13 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.25 | ton | Muerta | A 2.93m del Eje 2 |
| | | 0.19 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 2'-3 | 1.05 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.13 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 3-5 | 1.29 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.23 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| V-809 | 1-1' | 1.17 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.13 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 2-3 | 1.05 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.13 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 3-5 | 1.29 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 4.17 | ton | Muerta | Eje 3" |
| | | 0.23 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | | 0.67 | ton | Viva | Eje 3" |
| V-810 | 3"-4" | 1.26 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | | ton | Muerta | Eje 3" |
| | | 0.20 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 4'-5 | 0.71 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | | ton | Viva | Eje 3" |
| | | 0.10 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-811 | 3-3' | 1.29 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.23 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| | 4-5 | 2.03 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.50 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |
| VT-112 | 4-5' | 0.33 | ton/m | Muerta | A lo largo del tramo |
| | | 0.03 | ton/m | Viva | A lo largo del tramo |

Cuadro No. 03 - 03.- Cargas actuantes sobre vigas de Azotea

5. Columnas

Para obtener la carga axial en las columnas se trabaja con el método de áreas tributarias, provenientes de subdividir los tramos de cada viga en partes iguales. A las cargas existentes en el área tributaria se agregan las que bajan directamente a través de las columnas, tales como su peso propio y otras cargas difíciles de medir directamente, como tabiques ubicados en las partes intermedias de las losas. Las cargas provenientes de la losa (peso propio, acabados, sobrecarga, etc.) se obtienen multiplicando su magnitud (en ton/m²) por el área de influencia, mientras que las cargas que actúan directamente en las

vigas (peso propio, parapetos, tabiques, etc.) se obtienen multiplicando su magnitud por la longitud de influencia.

Cabe señalar que la norma de cargas E – 020 permite una reducción de la sobrecarga, considerando que para el último techo no hay reducción de carga viva y que las reducciones para los pisos anteriores serán de 15% en el piso más alto de la edificación y de 5% adicional por cada piso sucesivo, con una reducción máxima de hasta 50%.

Como ejemplo, se presenta el desarrollo del metrado para las columnas C3 y C7. Las cargas actuantes sobre las demás columnas de la edificación, se obtuvieron de forma similar.

Columnas C3 y C7

| Elemento | P _{UNITARIO} (ton/m ² ó ton/m) | A (m ²) ó L (m) | Azotea | P/T | 1P | Peso total (ton) |
|---|---|--------------------------------|--------------|--------------|--------------|---------------------|
| | | | Peso (ton) | Peso (ton) | Peso (ton) | |
| Altura de entrepiso (m) | | | 1.38 | 2.75 | 3.65 | |
| 1.- Cargas de losa | | | | | | |
| Peso Propio | 0.58 | - | 0.79 | 1.58 | 2.10 | 12.40 |
| Losa aligerada | 0.35 | 24.17 | 8.46 | 8.46 | 8.46 | 67.68 |
| Acabados | 0.10 | 27.06 | 2.71 | 2.71 | 2.71 | 21.65 |
| 2.- Vigas | | | | | | |
| VT-103 (30X60) | 0.43 | 4.95 | 2.14 | 2.14 | 2.14 | 17.11 |
| VT-109 (25x60) | 0.36 | 5.71 | - | 2.06 | 2.06 | 14.40 |
| VT-809 (25x60) | 0.36 | 5.71 | 2.06 | - | - | 2.06 |
| VCH-1 | 0.39 | 2.85 | - | 1.11 | 1.11 | 7.78 |
| 3.- Tabiquería | | | | | | |
| Tabique sobre viga VT-103 | 0.53 | 2.84 | - | 1.49 | 1.49 | 10.43 |
| Tabique sobre viga VT-109 | 0.53 | 2.86 | - | 1.50 | 1.50 | 10.52 |
| Tabiquería 2 (h=2.50m) | 0.17 | 8.87 | - | 1.51 | 1.51 | 10.56 |
| Tabiquería 3 (h=2.50m) | 0.17 | 5.20 | - | 0.88 | 0.88 | 6.19 |
| 4.- Cortes | | | | | | |
| Corte 6 | 0.21 | 1.60 | - | 0.34 | 0.34 | 2.37 |
| Corte 8 | 0.25 | 2.11 | - | 0.54 | 0.54 | 3.75 |
| Corte 12 | 0.75 | 1.25 | - | 0.94 | 0.94 | 6.58 |
| Corte 15 (Parapeto h=0.90m) | 0.21 | 2.85 | 0.60 | - | - | 0.60 |
| Corte 16 (Parapeto h=0.90m) | 0.21 | 2.10 | 0.44 | - | - | 0.44 |
| Total cargas muertas (P_D) | | | 17.20 | 25.26 | 25.77 | 194.51 |
| Sobrecargas | 0.10 / 0.20 | 27.06 | 2.71 | 5.41 | 5.41 | 40.59 |
| Total sobrecarga (P_L) | | | 2.71 | 5.41 | 5.41 | 40.59 |

Cuadro No. 03 - 04.- Cargas actuantes sobre Columnas C3 y C7

El resumen del metrado de cargas para las columnas del edificio es el que se muestra en los siguientes cuadros:



| Columnas B3 y B7 | | | | | | Columnas C3 y C7 | | | | | |
|------------------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|------------------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. | Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 17.41 | 17.41 | 2.69 | 2.69 | 2.69 | Azotea | 17.20 | 17.20 | 2.71 | 2.71 | 2.71 |
| 7 | 21.43 | 38.83 | 5.38 | 4.57 | 7.26 | 7 | 25.26 | 42.46 | 5.41 | 4.60 | 7.31 |
| 6 | 21.43 | 60.26 | 5.38 | 4.30 | 11.56 | 6 | 25.26 | 67.71 | 5.41 | 4.33 | 11.64 |
| 5 | 21.43 | 81.69 | 5.38 | 4.03 | 15.60 | 5 | 25.26 | 92.97 | 5.41 | 4.06 | 15.69 |
| 4 | 21.43 | 103.11 | 5.38 | 3.76 | 19.36 | 4 | 25.26 | 118.22 | 5.41 | 3.79 | 19.48 |
| 3 | 21.43 | 124.54 | 5.38 | 3.50 | 22.86 | 3 | 25.26 | 143.48 | 5.41 | 3.52 | 23.00 |
| 2 | 21.43 | 145.97 | 5.38 | 3.23 | 26.08 | 2 | 25.26 | 168.73 | 5.41 | 3.25 | 26.25 |
| 1 | 21.95 | 167.91 | 5.38 | 2.96 | 29.04 | 1 | 25.77 | 194.51 | 5.41 | 2.98 | 29.22 |

| Columnas D3 y D7 | | | | | |
|------------------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 7.80 | 7.80 | 0.97 | 0.97 | 0.97 |
| 7 | 10.42 | 18.22 | 1.93 | 1.64 | 2.61 |
| 6 | 10.42 | 28.65 | 1.93 | 1.55 | 4.16 |
| 5 | 10.42 | 39.07 | 1.93 | 1.45 | 5.61 |
| 4 | 10.42 | 49.49 | 1.93 | 1.35 | 6.96 |
| 3 | 10.42 | 59.91 | 1.93 | 1.26 | 8.22 |
| 2 | 10.42 | 70.33 | 1.93 | 1.16 | 9.38 |
| 1 | 10.81 | 81.14 | 1.93 | 1.06 | 10.44 |

Cuadro No. 03 - 05.- Cargas actuantes sobre Columnas de edificio

(*) Nota: La reducción de carga viva es como sigue:

| Nivel | Azotea | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
|-------|--------|----|----|----|----|----|----|----|
| % S/C | 100 | 85 | 80 | 75 | 70 | 65 | 60 | 55 |

6. Placas

El metrado de cargas para las placas se realiza en forma similar al de las columnas, considerando el método de áreas tributarias y dividiéndolas en áreas de menor influencia, considerando núcleos (ensanches) que funcionan como columnas.

Como ejemplo ilustrativo, se muestra el detalle del metrado de la zona 2 de la placa PL-1, ubicada en el eje 1 del edificio. Similar procedimiento se ha seguido para el metrado del resto de placas.



Placa PL-1 – Zona 2.

Azotea

| Elemento | CARGA MUERTA (CM) | | | | Elemento | CARGA VIVA (CV) | | | |
|-----------------------------|---|--------------------------------|---------------|-------------------|------------|---|--------------------------------|---------------|-------------------|
| | P _{UNITARIO} (ton/m ² ó ton/m) | A (m ²) ó L (m) | Peso (ton) | Total CM (ton) | | P _{UNITARIO} (ton/m ² ó ton/m) | A (m ²) ó L (m) | Peso (ton) | Total CV (ton) |
| Placa PL1-1 | 2.54 | 1.38 | 3.49 | | Sobrecarga | 0.10 | 9.72 | 0.97 | |
| Losa aligerada | 0.35 | 9.72 | 3.40 | | | | | | |
| Acabados | 0.10 | 9.72 | 0.97 | | | | | | |
| Corte 19 (Parapeto h=0.90m) | 0.21 | 4.23 | 0.89 | 8.75 | | | | | 0.97 |

Niveles 2 al 7

| Elemento | CARGA MUERTA (CM) | | | | Elemento | CARGA VIVA (CV) | | | |
|------------------------|---|--------------------------------|---------------|-------------------|------------|---|--------------------------------|---------------|-------------------|
| | P _{UNITARIO} (ton/m ² ó ton/m) | A (m ²) ó L (m) | Peso (ton) | Total CM (ton) | | P _{UNITARIO} (ton/m ² ó ton/m) | A (m ²) ó L (m) | Peso (ton) | Total CV (ton) |
| Placa PL1-1 | 2.54 | 2.75 | 6.97 | | Sobrecarga | 0.20 | 9.72 | 1.94 | |
| Losa aligerada | 0.35 | 8.23 | 2.88 | | | | | | |
| VCH-1 | 0.39 | 2.30 | 0.90 | | | | | | |
| Acabados | 0.10 | 9.72 | 0.97 | | | | | | |
| Tabiquería 1 (h=2.50m) | 0.11 | 11.44 | 1.26 | 12.98 | | | | | 1.94 |

Nivel 1

| Elemento | CARGA MUERTA (CM) | | | | Elemento | CARGA VIVA (CV) | | | |
|--|---|--------------------------------|---------------|-------------------|-------------------------|---|--------------------------------|---------------|-------------------|
| | P _{UNITARIO} (ton/m ² ó ton/m) | A (m ²) ó L (m) | Peso (ton) | Total CM (ton) | | P _{UNITARIO} (ton/m ² ó ton/m) | A (m ²) ó L (m) | Peso (ton) | Total CV (ton) |
| Placa PL1-1 | 2.54 | 3.65 | 9.25 | | Sobrecarga | 0.20 | 9.72 | 1.94 | |
| Losa aligerada | 0.35 | 8.23 | 2.88 | | | | | | |
| VCH-1 | 0.39 | 2.30 | 0.90 | | | | | | |
| Acabados | 0.10 | 9.72 | 0.97 | | | | | | |
| Tabiquería 1 (h=2.50m) | 0.11 | 11.44 | 1.26 | 15.26 | | | | | 1.94 |
| Total metrado CARGA MUERTA - Placa PL1 - Zona 2 | | | | 101.89 | Total CARGA VIVA | | | | 14.58 |

Cuadro No. 03 - 06.- Cargas actuantes sobre Placa PL-1 – Zona 2



Resumen de metrado por nivel para placas.

| Placa 1 | | | | | | | | | | | |
|---------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|--------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Zona 1 | | | | | | Zona 2 | | | | | |
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. | Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 4.02 | 4.02 | 0.31 | 0.31 | 0.31 | Azotea | 8.75 | 8.75 | 0.97 | 0.97 | 0.97 |
| 7 | 5.37 | 9.39 | 0.62 | 0.53 | 0.84 | 7 | 12.98 | 21.73 | 1.94 | 1.65 | 2.62 |
| 6 | 5.37 | 14.76 | 0.62 | 0.50 | 1.34 | 6 | 12.98 | 34.71 | 1.94 | 1.56 | 4.18 |
| 5 | 5.37 | 20.13 | 0.62 | 0.47 | 1.81 | 5 | 12.98 | 47.69 | 1.94 | 1.46 | 5.64 |
| 4 | 5.37 | 25.50 | 0.62 | 0.44 | 2.25 | 4 | 12.98 | 60.67 | 1.94 | 1.36 | 7.00 |
| 3 | 5.37 | 30.87 | 0.62 | 0.41 | 2.65 | 3 | 12.98 | 73.65 | 1.94 | 1.26 | 8.26 |
| 2 | 5.37 | 36.24 | 0.62 | 0.37 | 3.03 | 2 | 12.98 | 86.63 | 1.94 | 1.17 | 9.43 |
| 1 | 6.48 | 42.72 | 0.62 | 0.34 | 3.37 | 1 | 15.26 | 101.89 | 1.94 | 1.07 | 10.50 |
| Zona 3 | | | | | | | | | | | |
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. | | | | | | |
| Azotea | 4.97 | 4.97 | 0.55 | 0.55 | 0.55 | | | | | | |
| 7 | 5.22 | 10.20 | 1.10 | 0.94 | 1.49 | | | | | | |
| 6 | 5.22 | 15.42 | 1.10 | 0.88 | 2.37 | | | | | | |
| 5 | 5.22 | 20.64 | 1.10 | 0.83 | 3.20 | | | | | | |
| 4 | 5.22 | 25.86 | 1.10 | 0.77 | 3.97 | | | | | | |
| 3 | 5.22 | 31.09 | 1.10 | 0.72 | 4.69 | | | | | | |
| 2 | 5.22 | 36.31 | 1.10 | 0.66 | 5.35 | | | | | | |
| 1 | 5.76 | 42.07 | 1.10 | 0.61 | 5.96 | | | | | | |

| Placa 2 | | | | | | | | | | | |
|---------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|--------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Zona 1 | | | | | | Zona 2 | | | | | |
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. | Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 2.21 | 2.21 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | Azotea | 14.73 | 14.73 | 2.33 | 2.33 | 2.33 |
| 7 | 3.95 | 6.16 | 0.06 | 0.05 | 0.08 | 7 | 21.82 | 36.55 | 4.66 | 3.96 | 6.29 |
| 6 | 3.95 | 10.11 | 0.06 | 0.05 | 0.13 | 6 | 21.82 | 58.38 | 4.66 | 3.73 | 10.02 |
| 5 | 3.95 | 14.05 | 0.06 | 0.05 | 0.18 | 5 | 21.82 | 80.20 | 4.66 | 3.50 | 13.51 |
| 4 | 3.95 | 18.00 | 0.06 | 0.04 | 0.23 | 4 | 21.82 | 102.03 | 4.66 | 3.26 | 16.78 |
| 3 | 3.95 | 21.95 | 0.06 | 0.04 | 0.27 | 3 | 21.82 | 123.85 | 4.66 | 3.03 | 19.81 |
| 2 | 3.95 | 25.89 | 0.06 | 0.04 | 0.30 | 2 | 21.82 | 145.68 | 4.66 | 2.80 | 22.60 |
| 1 | 5.08 | 30.97 | 0.06 | 0.03 | 0.34 | 1 | 22.96 | 168.63 | 4.66 | 2.56 | 25.16 |

| Placa 4 | | | | | | | | | | | |
|---------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|--------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Zona 1 | | | | | | Zona 2 | | | | | |
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. | Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 2.76 | 2.76 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | Azotea | 10.84 | 10.84 | 1.76 | 1.76 | 1.76 |
| 7 | 4.16 | 6.92 | 0.05 | 0.04 | 0.07 | 7 | 19.36 | 30.21 | 3.51 | 2.98 | 4.74 |
| 6 | 4.16 | 11.08 | 0.05 | 0.04 | 0.10 | 6 | 19.36 | 49.57 | 3.51 | 2.81 | 7.55 |
| 5 | 4.16 | 15.24 | 0.05 | 0.04 | 0.14 | 5 | 19.36 | 68.93 | 3.51 | 2.63 | 10.18 |
| 4 | 4.16 | 19.40 | 0.05 | 0.03 | 0.18 | 4 | 19.36 | 88.30 | 3.51 | 2.46 | 12.64 |
| 3 | 4.16 | 23.55 | 0.05 | 0.03 | 0.21 | 3 | 19.36 | 107.66 | 3.51 | 2.28 | 14.92 |
| 2 | 4.16 | 27.71 | 0.05 | 0.03 | 0.24 | 2 | 19.36 | 127.02 | 3.51 | 2.11 | 17.02 |
| 1 | 5.29 | 33.01 | 0.05 | 0.03 | 0.26 | 1 | 20.50 | 147.52 | 3.51 | 1.93 | 18.95 |



| Placa 3 | | | | | |
|---------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Zona 1 | | | | | |
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 11.23 | 11.23 | 1.25 | 1.25 | 1.25 |
| 7 | 13.62 | 24.85 | 2.50 | 2.13 | 3.38 |
| 6 | 13.62 | 38.47 | 2.50 | 2.00 | 5.38 |
| 5 | 13.62 | 52.09 | 2.50 | 1.88 | 7.25 |
| 4 | 13.62 | 65.71 | 2.50 | 1.75 | 9.00 |
| 3 | 13.62 | 79.33 | 2.50 | 1.63 | 10.63 |
| 2 | 13.62 | 92.95 | 2.50 | 1.50 | 12.13 |
| 1 | 14.84 | 107.79 | 2.50 | 1.38 | 13.50 |

| Zona 2 | | | | | |
|--------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 23.11 | 23.11 | 4.04 | 4.04 | 4.04 |
| 7 | 28.06 | 51.17 | 8.07 | 6.86 | 10.90 |
| 6 | 28.06 | 79.24 | 8.07 | 6.46 | 17.35 |
| 5 | 28.06 | 107.30 | 8.07 | 6.05 | 23.41 |
| 4 | 28.06 | 135.36 | 8.07 | 5.65 | 29.06 |
| 3 | 28.06 | 163.42 | 8.07 | 5.25 | 34.31 |
| 2 | 28.06 | 191.48 | 8.07 | 4.84 | 39.15 |
| 1 | 31.30 | 222.79 | 8.07 | 4.44 | 43.59 |

| Zona 3 | | | | | |
|--------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 13.13 | 13.13 | 1.79 | 1.79 | 1.79 |
| 7 | 20.53 | 33.65 | 3.59 | 3.05 | 4.84 |
| 6 | 20.53 | 54.18 | 3.59 | 2.87 | 7.71 |
| 5 | 20.53 | 74.70 | 3.59 | 2.69 | 10.41 |
| 4 | 20.53 | 95.23 | 3.59 | 2.51 | 12.92 |
| 3 | 20.53 | 115.76 | 3.59 | 2.33 | 15.25 |
| 2 | 20.53 | 136.28 | 3.59 | 2.15 | 17.40 |
| 1 | 21.74 | 158.02 | 3.59 | 1.97 | 19.38 |

| Placa 5 | | | | | |
|---------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 3.83 | 3.83 | 0.37 | 0.37 | 0.37 |
| 7 | 6.04 | 9.86 | 0.74 | 0.63 | 1.00 |
| 6 | 6.04 | 15.90 | 0.74 | 0.59 | 1.60 |
| 5 | 6.04 | 21.93 | 0.74 | 0.56 | 2.15 |
| 4 | 6.04 | 27.97 | 0.74 | 0.52 | 2.67 |
| 3 | 6.04 | 34.01 | 0.74 | 0.48 | 3.15 |
| 2 | 6.04 | 40.04 | 0.74 | 0.45 | 3.60 |
| 1 | 7.20 | 47.24 | 0.74 | 0.41 | 4.01 |

| Placa 6 | | | | | |
|---------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Zona 1 | | | | | |
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 11.36 | 11.36 | 1.36 | 1.36 | 1.36 |
| 7 | 13.29 | 24.65 | 2.72 | 2.32 | 3.68 |
| 6 | 14.30 | 38.95 | 2.72 | 2.18 | 5.86 |
| 5 | 14.30 | 53.26 | 2.72 | 2.04 | 7.90 |
| 4 | 14.30 | 67.56 | 2.72 | 1.91 | 9.81 |
| 3 | 14.30 | 81.87 | 2.72 | 1.77 | 11.58 |
| 2 | 14.30 | 96.17 | 2.72 | 1.63 | 13.21 |
| 1 | 14.84 | 111.01 | 2.72 | 1.50 | 14.71 |

| Zona 2 | | | | | |
|--------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 4.38 | 4.38 | 0.39 | 0.39 | 0.39 |
| 7 | 6.21 | 10.59 | 0.78 | 0.66 | 1.05 |
| 6 | 6.21 | 16.81 | 0.78 | 0.62 | 1.68 |
| 5 | 6.21 | 23.02 | 0.78 | 0.59 | 2.26 |
| 4 | 6.21 | 29.23 | 0.78 | 0.55 | 2.81 |
| 3 | 6.21 | 35.45 | 0.78 | 0.51 | 3.32 |
| 2 | 6.21 | 41.66 | 0.78 | 0.47 | 3.78 |
| 1 | 7.42 | 49.08 | 0.78 | 0.43 | 4.21 |

| Zona 3 | | | | | |
|--------|---------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|-------------------|
| Nivel | CM (ton) Parcial | CM (ton) Acum. | CV (ton) Parcial | CV (ton) Parcial red. | CV (ton) Acum. |
| Azotea | 1.46 | 1.46 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |
| 7 | 2.59 | 4.05 | 0.05 | 0.04 | 0.07 |
| 6 | 2.59 | 6.65 | 0.05 | 0.04 | 0.11 |
| 5 | 2.59 | 9.24 | 0.05 | 0.04 | 0.15 |
| 4 | 2.59 | 11.83 | 0.05 | 0.04 | 0.18 |
| 3 | 2.59 | 14.43 | 0.05 | 0.03 | 0.21 |
| 2 | 2.59 | 17.02 | 0.05 | 0.03 | 0.24 |
| 1 | 3.34 | 20.36 | 0.05 | 0.03 | 0.27 |

Cuadro No. 03 - 07.- Cargas actuantes sobre Placas del Edificio

7. Escaleras

El peso propio del tramo inclinado está distribuido a lo largo de su longitud, por lo que será necesario transformarlo en una carga equivalente por unidad de área en planta (kg/m^2). Las cargas correspondientes a los acabados y sobrecargas actuantes en la escalera se expresan en kg/m^2 . Para los descansos, el metrado es similar al de una losa maciza de concreto armado. Según el espesor y el ancho del descanso, se obtiene la carga uniformemente distribuida sobre el mismo.

Las características de la escalera son:

| | |
|-------------------------|------------|
| Espesor de garganta (t) | = 15cm. |
| Paso (p) | = 25cm. |
| Contrapaso (cp) | = 14.50cm. |
| Ancho (B) | = 1.00m. |

El peso por metro cuadrado de escalera se obtiene según la siguiente expresión:

$$w_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right]$$

Donde:

γ = Peso específico del concreto (2400kg/m^3).

cp, p y t = Características de la escalera definidas previamente (en metros)

De acuerdo a la fórmula, el peso por unidad de área de los tramos inclinados de la escalera es igual a $w_{PP} = 590\text{kg/m}^2$ y el de los descansos es igual a: $w_{PP} = 2400\text{kg/m}^3 \times 0.20\text{m} = 480\text{kg/m}^2$. Se considerará una sobrecarga de 200kg/m^2 sobre toda la escalera. Las cargas actuantes sobre los tramos inclinados y descansos son:

Tramo inclinado:

Peso Propio = 590kg/m^2 .

Acabados = 100kg/m^2 .

Total carga muerta = 690kg/m^2 .

Total carga viva = 200kg/m^2 .

Descansos:

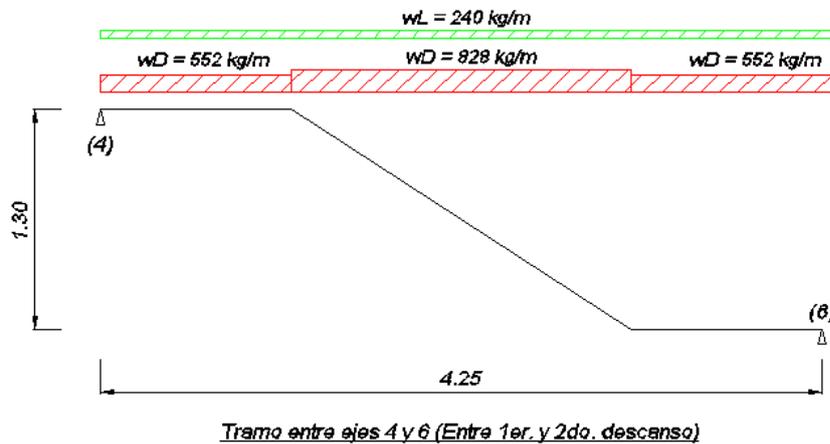
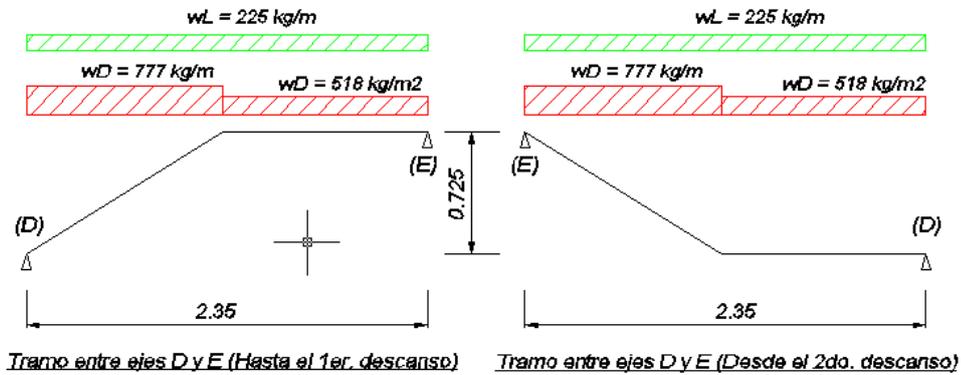
Peso Propio = 360kg/m^2 .

Acabados = 100kg/m^2 .

Total carga muerta = 460kg/m^2 .

Total carga viva = 200kg/m^2 .

Para cada uno de los tramos, las cargas lineales se obtienen multiplicando el ancho correspondiente (B) por las cargas previamente halladas. Los resultados se ilustran en las siguientes figuras:



Figuras No. 03 - 07 y 03 - 08 – Cargas actuantes sobre Escalera

8. Tanque Elevado

El tanque elevado estará compuesto por muros, fondo y tapa de concreto armado. Para el metrado se considera que la losa de fondo del tanque está apoyada en las placas de los ejes 4 y 6. Las paredes laterales se considerarán como losas armadas en dos direcciones, ya que se apoyan sobre el fondo y la tapa del tanque. Similar consideración se toma para la tapa. Las características de cada uno de los elementos del tanque elevado se muestran a continuación:

Espesor de losa de fondo y muros = 25cm.

Espesor de tapa = 15cm.

Asimismo, el tanque llevará un tarrajeo impermeabilizante para evitar filtración de agua por el concreto. Se considerará un acabado de 100kg/m².

Tapa

Peso propio = $2.40\text{ton/m}^3 \times 0.15\text{m}$ = 0.36ton/m^2 .

Acabados = 0.10ton/m^2 .

Total carga muerta = **0.46ton/m^2** .

Sobrecarga = **0.10ton/m^2** .

Paredes laterales y Losa de Fondo

Peso propio = $2.40\text{ton/m}^3 \times 0.25\text{m}$ = 0.60ton/m^2 .

Acabados = 0.10ton/m^2 .

Total carga muerta = **0.70ton/m^2** .

Sobrecarga = **$1.00\text{ton/m}^3 \times 1.50\text{m} = 1.50\text{ton/m}^2$** .

El peso total del tanque elevado se calcula según el detalle mostrado a continuación:

Tapa

Peso Propio y acabados = $0.46\text{ton/m}^2 \times (2.73\text{m} \times 4.75\text{m})$ = 5.97ton

Sobrecarga = $0.10\text{ton/m}^2 \times (2.73\text{m} \times 4.75\text{m})$ = 1.30ton

Muros laterales

Peso Propio y acabados = $0.70\text{ton/m}^2 \times 2 \times (2.73\text{m} + 4.25\text{m}) \times 1.55\text{m} = 15.15\text{ton}$

Losa de Fondo

Peso Propio y acabados = $0.70\text{ton/m}^2 \times (2.73\text{m} \times 4.75\text{m})$ = 9.08ton

Sobrecarga = $1.50\text{ton/m}^2 \times (2.73\text{m} \times 4.75\text{m})$ = 19.45ton

Muros por debajo de Losa de fondo

Placas PL-6 = $2 \times 2.31\text{ton/m} \times 2.55\text{m}$ = 11.79ton

Peso total de tanque elevado:

Peso sobre placas en ejes 4 y 6:

Total Carga Muerta (P_D) = 41.98ton

$P_{DPLACA} = 20.99\text{ton}$ (cada placa).

Total Sobrecarga (P_L) = 20.75ton

$P_{LPLACA} = 10.38\text{ton}$ (cada placa).

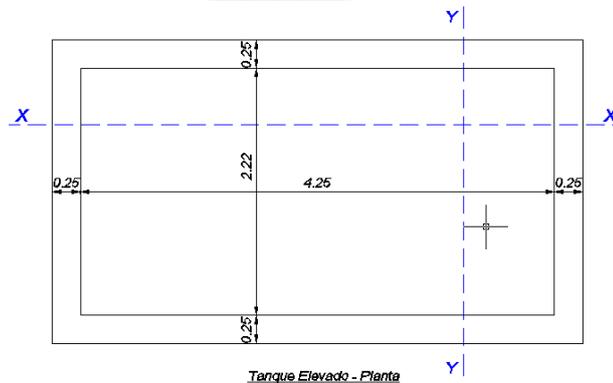


Figura No. 03 - 09 – Planta de Tanque Elevado

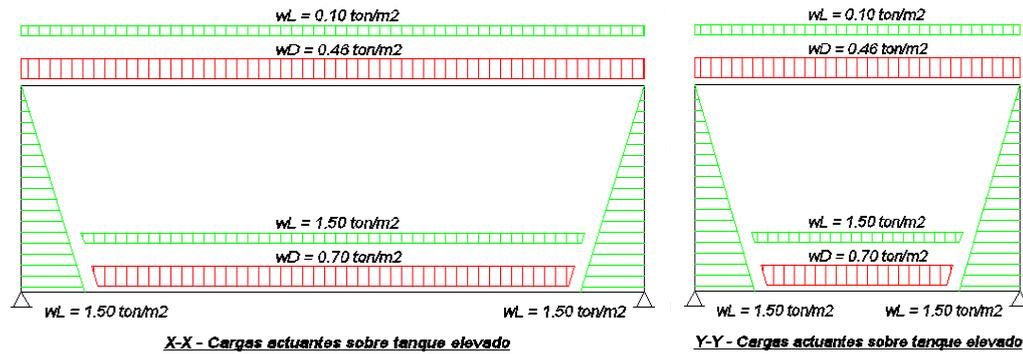


Figura No. 03 - 10 – Cargas actuantes sobre Tanque Elevado

9. Cisterna

El metrado de la cisterna es similar al del tanque elevado. Se considerará que toda la estructura retenedora será de concreto armado con paredes tarrajeadas e impermeabilizadas. Todos los elementos de la cisterna (paredes, fondo y tapa) funcionan como losas armadas en dos direcciones.

La cisterna no formará parte de la cimentación del edificio. Por tal motivo, habrá que considerar el empuje del terreno contra las paredes de la cisterna. Para ello, se asumirá que el coeficiente de empuje del terreno (K_A) será de 2.00 ton/m³, para terrenos conformados por gravas limosas. La tapa tendrá un espesor de 20cm y las paredes y losa de fondo, un espesor de 25cm. La profundidad de cimentación es de 2.90m.

Las cargas resultantes en cada uno de los elementos de la cisterna son:

Tapa

Peso propio = $2.40\text{ton/m}^3 \times 0.20\text{m}$ = 0.48ton/m².

Acabados = 0.10ton/m².

Total carga muerta = 0.58ton/m².

Sobrecarga = 0.50kg/m².

Paredes laterales

Para las paredes de la cisterna se considerará que el empuje del terreno será permanente, ya que este hará trabajar a las losas como si fuesen muros de contención ante un eventual vaciado de la cisterna.

Peso propio = $2.40\text{ton/m}^3 \times 0.25\text{m}$ = 0.60ton/m².

Acabados = 0.10ton/m².

Empuje terreno = $0.62\text{ton/m}^3 \times 2.80\text{m}$ = 1.74ton/m².

Total carga muerta = 2.44ton/m².

Sobrecarga = $1.00\text{ton/m}^2 \times 0.31$ = 0.31ton/m².

Fondo

| | | |
|---------------------------|--|---------------------------------|
| Peso propio | = 2.40ton/m ³ x 0.20 | = 0.48ton/m ² . |
| Acabados | | = 0.10ton/m ² |
| Total carga muerta | | = 0.58ton/m². |
| Sobrecarga | = 1.00ton/m³ x 2.60m | = 2.60ton/m². |

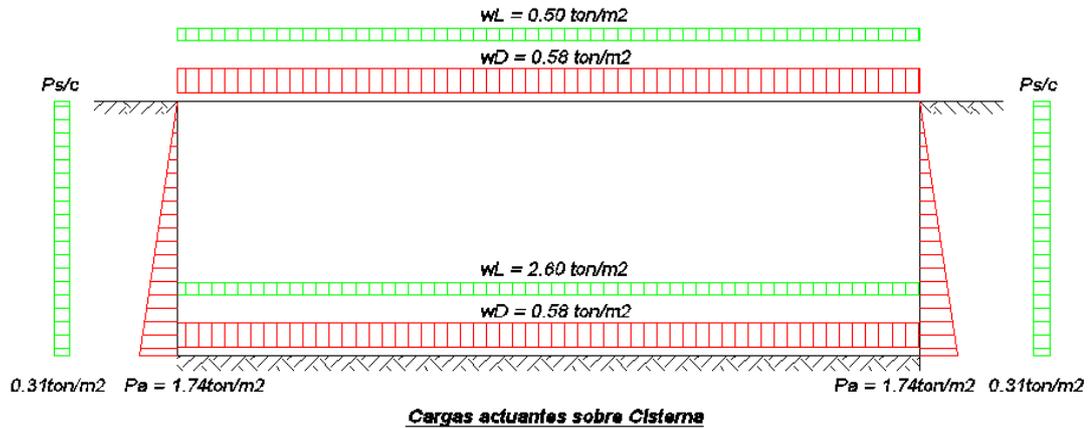


Figura No. 03 - 11 – Cargas actuantes sobre Cisterna

10. Casa de máquinas del ascensor

El metrado de la losa de techo y la losa de piso se realiza considerándolas armadas en dos direcciones, con lo cual se aplicará la “regla del sobre” para la determinación de áreas tributarias para vigas, columnas y placas.

Cargas muertas

| | | |
|---------------|--|----------------------------|
| Techo | = 2.40ton/m ³ x 0.15m | = 0.36ton/m ² . |
| Piso | = 2.40ton/m ³ x 0.20m | = 0.48ton/m ² |
| Acabados | | = 0.10ton/m ² . |
| V-113 | = 2.40ton/m ³ x 0.25m x 0.40m | = 0.24ton/m |
| V-114 y v-115 | = 2.40ton/m ³ x 0.25m x 0.30m | = 0.18ton/m. |

Sobrecargas

| | | |
|-------|---------------------------------|--------------------------|
| Techo | = 0.10ton/m ² ; Piso | = 1.00ton/m ² |
|-------|---------------------------------|--------------------------|

Cargas a Nivel de losa de Piso

| | | |
|---------------------------|--|-------------------|
| Losa maciza | = 0.48ton/m ² x 2.25m x 5.38m | = 5.81ton. |
| Acabados | = 0.10ton/m ² x 2.25m x 5.38m | = 1.21ton |
| Viga V-113 | = 2 x 0.12ton/m x 1.75m | = 0.42ton |
| Total carga muerta | | = 7.44ton |
| Sobrecarga | = 1.00ton/m² x 2.25m x 5.38m | = 12.11ton |

*Muros*

$$\text{Placa 3} = 2 \times 0.30\text{ton/m} \times 2.35\text{m} = 1.41\text{ton}$$

$$\text{Placa 5} = 2 \times 2.03\text{ton/m} \times 2.35\text{m} = 9.54\text{ton}$$

$$\text{Tabique } e=0.15\text{m} = 2 \times 0.15\text{m} \times 1.40\text{ton/m}^3 \times 2.35\text{m} \times 1.75\text{m} = 1.73\text{ton}$$

$$\text{Tabique } e=0.25\text{m} = 2 \times 0.25\text{m} \times 1.40\text{ton/m}^3 \times 2.35\text{m} \times 1.75\text{m} = 2.88\text{ton}$$

$$\text{Total carga muerta} = 15.56\text{ton}$$

Cargas a nivel de Techo

$$\text{Losa Maciza} = 0.36\text{ton/m}^2 \times (2.25\text{m} \times 3.38\text{m} + 1.75\text{m} \times 1.75\text{m}) = 3.84\text{ton}$$

$$\text{V-114} = 2 \times 0.18\text{ton/m} \times 1.75\text{m} = 0.63\text{ton}$$

$$\text{V-115} = 0.18\text{ton/m} \times 1.25\text{m} = 0.23\text{ton}$$

$$\text{Acabados} = 0.10 \times 2.25\text{m} \times 5.38\text{m} = 1.21\text{ton}$$

$$\text{Total carga muerta} = 5.91\text{ton}$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.10 \times 2.25\text{m} \times 5.38\text{m} = 1.21\text{ton}$$

Muros por debajo de losa de piso

$$\text{Placa PL-5} = 2 \times 2.03\text{ton/m} \times 1.55\text{m} = 6.30\text{ton}$$

$$\text{Placa PL-3} = 1.35\text{ton/m} \times 1.55\text{m} = 2.10\text{ton}$$

$$\text{Tabique } e=0.15\text{m} = 0.15\text{m} \times 1.40\text{ton/m}^3 \times 1.55\text{m} \times 1.75\text{m} = 0.57\text{ton}$$

$$\text{Total carga muerta} = 8.97\text{ton}$$

$$\text{Total Carga Muerta} = 7.44\text{ton} + 15.56\text{ton} + 5.91\text{ton} + 8.97\text{ton} = 37.88\text{ton}$$

$$\text{Total Sobrecarga} = 12.11\text{ton} + 1.21\text{ton} = 13.32\text{ton}$$

Capítulo 4 - Análisis Estructural bajo cargas de gravedad

El diseño de una estructura comienza con aquellos elementos que están sometidos a las cargas principales que debe tomar y procede en secuencia con los varios elementos de soporte hasta que se llega a la cimentación. Así por ejemplo, en primer lugar se diseñaría la losa de piso de un edificio, seguida por las vigas, columnas y placas y finalmente, por las zapatas de cimentación. Por tanto, para diseñar una estructura, es necesario primero especificar las cargas que actuarán sobre ella. Generalmente una estructura está sometida a varios tipos de carga y en el caso del presente proyecto, pueden dividirse en los siguientes grupos:

- **Cargas muertas:** que son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura, siendo generalmente la mayor parte de su peso propio.
- **Cargas Vivas:** las cuales consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

1. Modelo Estructural del Edificio

Para efectuar el análisis estructural del edificio bajo cargas de gravedad, se optó por la utilización del programa de computadora ETABS v.8.4.7. Las consideraciones tomadas para modelar la estructura del edificio se resumen a continuación:

- Ya que el uso del edificio estará destinado a viviendas, las sobrecargas empleadas para el diseño son iguales a 200kg/m² para las losas de los pisos típicos y de 100kg/m² para la losa de la azotea, según lo especificado en la NTE-020.
- Se realizó un metrado manual de cargas, añadiendo las cargas de tabiquería, alfeizares y parapetos a las vigas que soportan directamente dichas cargas.
- La altura del 1er nivel del edificio se consideró igual a 3.65m y de 2.75m para todos los demás niveles.



- Las losas son aligeradas (losa nervada con bovedillas de albañilería entre viguetas) de 25cm de espesor en todos los ambientes, con excepción del paño perteneciente a la zona del hall (entre los ejes C"-D y 3"-6'), en donde se ha decidido realizar el techado con una losa maciza de concreto armado de 15cm de peralte. Las losas fueron modeladas como DECK (tipo de losa definida por el programa), asumiendo para las losas aligeradas un peralte equivalente de $h = 350\text{kg/m}^2 / 2400\text{kg/m}^3 = 0.146\text{m}$. La losa maciza fue modelada bajo el mismo criterio, con el peralte indicado anteriormente ($h = 15\text{cm}$). El sentido del armado de las losas se muestra en la planta del modelo de la figura No. 04 – 03.
- En la dirección longitudinal (X), todas las vigas tienen una sección de 25cm x 60cm, con excepción de las vigas VT-110 y VT-112, las cuales tienen secciones de 25cm x 50cm.
- En la dirección transversal (Y), las vigas tienen secciones de 30cm x 60cm (VT-102 y VT-103) y 30cm x 50cm (VT-105). El resto de vigas en esta dirección, tienen una sección de 25cm x 60cm.
- Las columnas son de 30cmx80cm (B3, B7, C3 y C7) y de 30cmx60cm (D3 y D7).
- Todos los muros de corte son de 25cm de espesor, y los ensanches en los extremos fueron considerados tal y como se muestran en la planta del edificio, como elementos tipo SHELL.
- En la zona entre los ejes D-E / 4-6 se encuentra ubicada la escalera del edificio, la cual no se considerará dentro del modelo. Asimismo, no se ha considerado dentro del modelo la casa de máquinas del ascensor ni el tanque elevado.
- Las placas se consideraron empotradas en su base.
- El programa genera automáticamente el nudo maestro (CONSTRAINT) para cada uno de los pisos del edificio (uno distinto por piso), el cual compatibiliza esfuerzos y deformaciones entre todos los elementos de la estructura.

2. Modelo estructural del edificio

En las siguientes figuras, se muestran las plantas del edificio y el sentido del armado de las losas aligeradas y losa maciza. Asimismo, se muestra el modelo estructural del edificio.

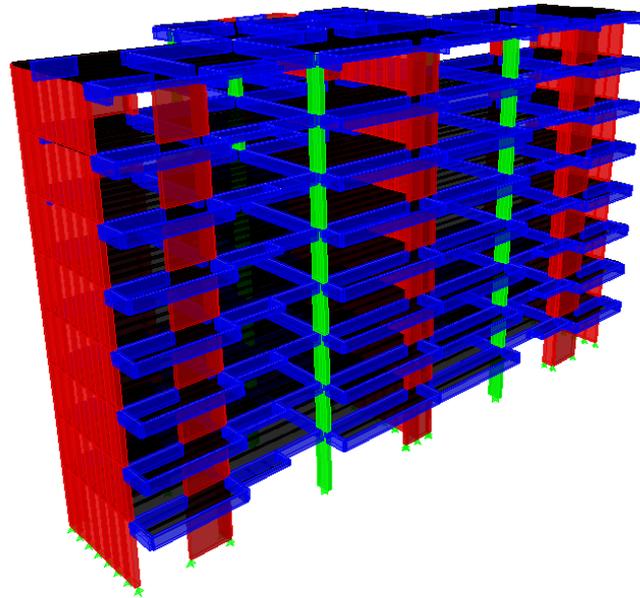


Figura No. 04 - 01.- Vista frontal del modelo estructural del Edificio generada por el programa ETABS.

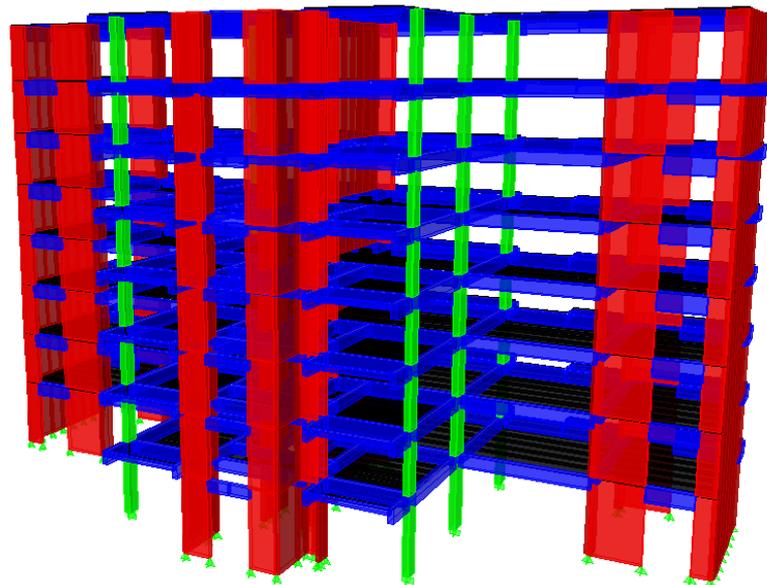


Figura No. 04 - 02.- Vista posterior del modelo estructural del Edificio generada por el programa ETABS.

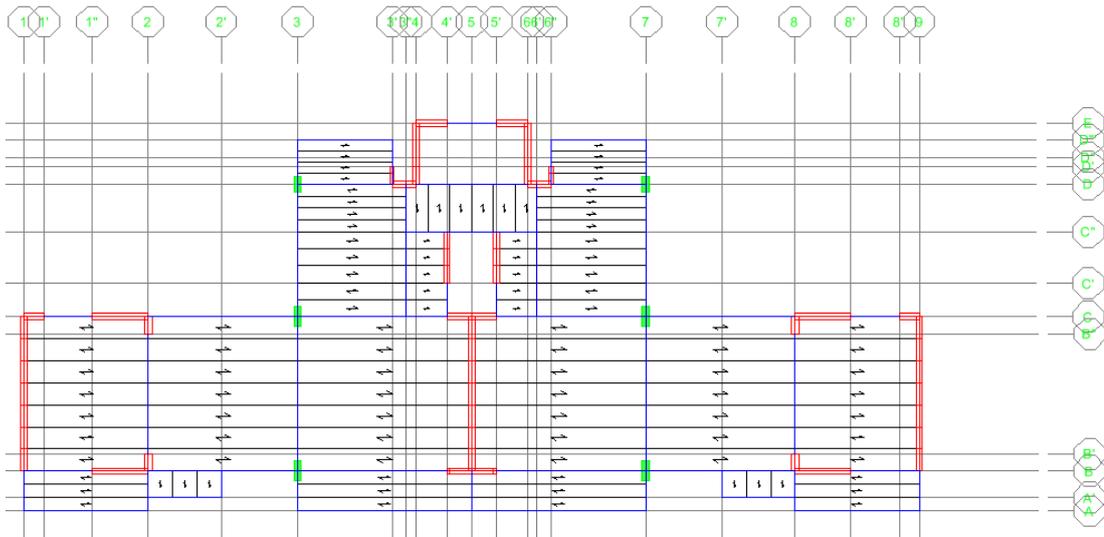


Figura No. 04 - 03.- Planta típica del modelo estructural del Edificio (Se observa el sentido del armado de las losas).

3. Resultados del análisis bajo cargas de gravedad

Se presentan los resultados obtenidos para las cargas axiales, los esfuerzos de corte y momentos flectores de los pórticos del Eje C (Dirección Longitudinal X) y Eje 3 (Dirección transversal Y). La forma de presentación de los resultados sobre las vigas, placas y columnas del edificio; se muestran en la siguiente figura:

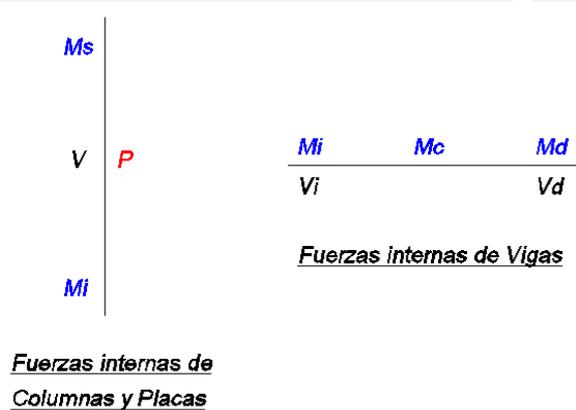


Figura No. 04 - 04.- Presentación de fuerzas internas actuantes sobre elementos de pórticos.

En Columnas y Placas:

- M_s = Momento en el extremo superior de la columna / placa (ton x m).
- M_i = Momento en el extremo inferior de la columna / placa (ton x m).
- V = Fuerza cortante (ton).
- P = Carga axial (ton).



En Vigas:

- M_I = Momento en el extremo izquierdo de la viga (ton x m).
- M_D = Momento en el extremo derecho de la viga (ton x m).
- M_C = Momento positivo máximo actuante en el tramo (ton x m).
- V_I = Fuerza cortante en el extremo izquierdo de la viga (ton).
- V_D = Fuerza cortante en el extremo derecho de la viga (ton).

Pórtico del Eje C - Dirección Longitudinal X

| | Eje Simetría | | | | | | | | | | | | |
|-------|--------------|-------|--------|--------|------|-------|--------|-------|------|-------|-------|--------|--------|
| | -6.38 | 6.65 | | -6.24 | 0.91 | 3.17 | | 2.75 | 2.15 | -0.15 | -0.18 | -8.64 | |
| -2.97 | -7.36 | -6.01 | 31.45 | -3.28 | 0.06 | -0.15 | -0.07 | 1.45 | 4.92 | 5.50 | 0.00 | | |
| 2.04 | 4.02 | | 20.31 | 11.79 | | 0.22 | 17.20 | | | | | | 13.13 |
| 2.71 | -9.35 | 8.98 | -24.40 | -6.88 | 2.58 | 2.14 | 0.33 | 0.88 | 2.93 | 1.32 | 1.08 | -12.32 | 0.00 |
| -1.71 | -10.20 | -8.60 | 22.42 | -3.94 | 0.86 | -0.59 | -1.84 | 1.63 | 7.58 | 8.91 | 0.00 | | |
| 1.38 | 9.39 | | 16.17 | 35.31 | | 0.54 | 42.46 | | | | | | 33.65 |
| 2.08 | -8.45 | 8.28 | -22.05 | -6.63 | 2.45 | 1.93 | 0.56 | 0.57 | 2.86 | 1.45 | 1.19 | -12.06 | 0.00 |
| -1.88 | -9.38 | -7.78 | 22.61 | -3.86 | 0.93 | -0.51 | -1.94 | 1.52 | 7.49 | 8.82 | 0.00 | | |
| 1.50 | 14.76 | | 16.22 | 58.83 | | 0.48 | 67.71 | | | | | | 54.18 |
| 2.30 | -8.13 | 7.85 | -21.99 | -6.26 | 2.23 | 1.55 | 0.52 | 0.21 | 2.80 | 1.62 | 1.34 | -11.73 | 0.00 |
| -1.50 | -9.00 | -7.40 | 21.18 | -3.73 | 1.06 | -0.53 | -2.07 | 1.40 | 7.37 | 8.71 | 0.00 | | |
| 1.31 | 20.13 | | 15.03 | 82.35 | | 0.49 | 92.97 | | | | | | 74.70 |
| 2.11 | -7.15 | 6.86 | -20.16 | -5.74 | 1.97 | 1.03 | 0.53 | -0.31 | 2.77 | 1.86 | 1.55 | -1.25 | 0.00 |
| -1.23 | -7.99 | -6.39 | 19.91 | -3.56 | 1.24 | -0.53 | -2.25 | 1.22 | 7.21 | 8.54 | 0.00 | | |
| 1.16 | 25.50 | | 13.69 | 105.88 | | 0.50 | 118.22 | | | | | | 95.23 |
| 1.97 | -6.10 | 5.75 | -17.74 | -5.11 | 1.67 | 0.38 | 0.54 | -0.98 | 2.76 | 2.18 | 1.83 | -10.63 | 0.00 |
| -0.87 | -6.88 | -5.28 | 18.79 | -3.34 | 1.46 | -0.55 | -2.48 | 0.98 | 7.00 | 8.33 | 0.00 | | |
| 0.97 | 30.87 | | 12.41 | 129.40 | | 0.50 | 143.48 | | | | | | 115.76 |
| 1.79 | -4.61 | 4.19 | -15.33 | -4.34 | 1.41 | -0.39 | 0.54 | -1.84 | 2.86 | 2.58 | 2.18 | -9.83 | 0.00 |
| -0.35 | -5.31 | -3.71 | 16.41 | -3.07 | 1.72 | -0.61 | -2.78 | 0.68 | 6.72 | 8.05 | 0.00 | | |
| 0.65 | 36.24 | | 10.02 | 152.92 | | 0.61 | 168.73 | | | | | | 136.28 |
| 1.43 | -2.35 | 1.85 | -11.15 | -3.39 | 1.15 | -1.45 | 0.70 | -2.69 | 3.12 | 3.03 | 2.57 | -8.98 | 0.00 |
| 0.35 | -2.89 | -1.41 | 13.67 | -2.73 | 2.07 | -0.44 | -3.09 | 0.38 | 6.45 | 7.78 | 0.00 | | |
| 0.20 | 42.72 | | 3.94 | 178.71 | | 0.24 | 194.51 | | | | | | 158.02 |
| 1.04 | | -0.24 | | | | 0.27 | | | | | | | 0.00 |

Figura No. 04 - 05.- Fuerzas internas actuantes sobre el pórtico del Eje C debido a cargas muertas.



| | | | | | | | | | | | | | | Eje Simetría | | | |
|-------|------|-------|-------|-------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------|--|--|-------|
| | | -1.08 | 1.18 | | | -1.05 | 1.06 | | | 0.90 | -0.16 | -0.16 | -1.54 | | | | |
| -0.48 | | -1.16 | -1.16 | 5.58 | | -0.36 | -0.36 | -0.09 | | 0.25 | 0.25 | 0.85 | 0.85 | 0.00 | | | |
| 0.33 | 0.31 | | | 3.69 | | 1.97 | | 0.09 | 2.71 | | | | | 0.00 | | | 1.79 |
| 0.42 | | -1.58 | 1.59 | -4.56 | | -1.05 | 1.04 | 0.10 | | 0.76 | 0.13 | 0.08 | -2.10 | 0.00 | | | |
| -0.26 | | -1.63 | -1.63 | 4.13 | | -0.36 | -0.36 | -0.13 | | 0.14 | 0.14 | 1.34 | 1.34 | 0.00 | | | |
| 0.22 | 0.84 | | | 2.98 | | 5.53 | | 0.12 | 7.31 | | | | | 0.00 | | | 4.84 |
| 0.34 | | -1.43 | 1.47 | -4.07 | | -1.00 | 0.99 | 0.13 | | 0.68 | 0.15 | 0.10 | -2.05 | 0.00 | | | |
| -0.27 | | -1.49 | -1.49 | 4.24 | | -0.34 | -0.34 | -0.12 | | 0.12 | 0.12 | 1.32 | 1.32 | 0.00 | | | |
| 0.24 | 1.34 | | | 3.02 | | 9.08 | | 0.11 | 11.64 | | | | | 0.00 | | | 7.71 |
| 0.39 | | -1.38 | 1.40 | -4.08 | | -0.93 | 0.91 | 0.12 | | 0.61 | 0.19 | 0.13 | -1.98 | 0.00 | | | |
| -0.20 | | -1.43 | -1.43 | 3.98 | | -0.31 | -0.31 | -0.12 | | 0.10 | 0.10 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | | | |
| 0.21 | 1.81 | | | 2.80 | | 12.64 | | 0.11 | 15.69 | | | | | 0.00 | | | 10.41 |
| 0.37 | | -1.21 | 1.23 | -3.72 | | -0.81 | 0.80 | 0.12 | | 0.50 | 0.24 | 0.18 | -1.88 | 0.00 | | | |
| -0.14 | | -1.25 | -1.25 | 3.76 | | -0.27 | -0.27 | -0.12 | | 0.06 | 0.06 | 1.27 | 1.27 | 0.00 | | | |
| 0.18 | 2.25 | | | 2.56 | | 16.20 | | 0.11 | 19.48 | | | | | 0.00 | | | 12.92 |
| 0.36 | | -1.03 | 1.04 | -3.27 | | -0.67 | 0.65 | 0.12 | | 0.35 | 0.31 | 0.24 | -1.75 | 0.00 | | | |
| -0.06 | | -1.06 | -1.06 | 3.56 | | -0.23 | -0.23 | -0.12 | | 0.01 | 0.01 | 1.22 | 1.22 | 0.00 | | | |
| 0.15 | 2.65 | | | 2.32 | | 19.76 | | 0.11 | 23.00 | | | | | 0.00 | | | 15.25 |
| 0.35 | | -0.77 | 0.76 | -2.81 | | -0.49 | 0.47 | 0.12 | | 0.16 | 0.39 | 0.31 | -1.57 | 0.00 | | | |
| 0.04 | | -0.78 | -0.78 | 3.13 | | -0.18 | -0.18 | -0.13 | | -0.05 | -0.05 | 1.16 | 1.16 | 0.00 | | | |
| 0.09 | 3.03 | | | 1.87 | | 23.32 | | 0.13 | 26.25 | | | | | 0.00 | | | 17.40 |
| 0.29 | | -0.38 | 0.36 | -2.01 | | -0.27 | 0.23 | 0.15 | | -0.03 | 0.49 | 0.40 | -1.39 | 0.00 | | | |
| 0.17 | | -0.38 | -0.38 | 2.56 | | -0.08 | -0.08 | -0.09 | | -0.12 | -0.12 | 1.10 | 1.10 | 0.00 | | | |
| 0.03 | 3.37 | | | 0.73 | | 26.88 | | 0.05 | 29.22 | | | | | 0.00 | | | 19.38 |
| 0.26 | | | | 0.09 | | | | 0.05 | | | | | | 0.00 | | | |

Figura No. 04 - 06.- Fuerzas internas actuantes sobre el pórtico del Eje C debido a cargas vivas.

Pórtico del Eje 3 - Dirección Transversal Y

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|--|-------|------|-------|-------|--|-------|
| | -2.67 | | -7.81 | 5.73 | -5.68 | | | -0.41 | 2.13 | -4.59 | | | -2.23 |
| 2.36 | 4.86 | | -9.55 | 8.76 | -4.83 | | | -2.88 | 4.68 | -2.00 | | | -2.49 |
| | -4.39 | 17.41 | | | 4.35 | 17.20 | | | | 1.62 | 7.80 | | |
| -2.06 | -4.58 | | -9.75 | 7.45 | -8.14 | 4.51 | | -0.20 | 2.12 | -4.94 | 1.48 | | -2.62 |
| 2.84 | 4.14 | | -11.48 | 11.66 | -4.30 | | | -2.74 | 4.78 | -0.87 | | | -2.92 |
| | -3.94 | 38.83 | | | 3.97 | 42.46 | | | | 0.84 | 18.22 | | |
| -2.07 | -4.32 | | -9.70 | 7.45 | -8.17 | 4.24 | | -0.35 | 2.09 | -4.75 | 0.94 | | -2.63 |
| 2.85 | 4.27 | | -11.47 | 11.67 | -4.40 | | | -2.81 | 4.71 | -1.10 | | | -2.92 |
| | -4.03 | 60.26 | | | 4.01 | 67.71 | | | | 0.97 | 28.65 | | |
| -2.09 | -4.39 | | -9.64 | 7.44 | -8.24 | 4.22 | | -0.51 | 2.04 | -4.60 | 0.98 | | -2.64 |
| 2.86 | 4.16 | | -11.44 | 11.69 | -4.35 | | | -2.88 | 4.64 | -0.96 | | | -2.93 |
| | -3.94 | 81.69 | | | 3.93 | 92.97 | | | | 0.84 | 39.07 | | |
| -2.11 | -4.32 | | -9.55 | 7.42 | -8.34 | 4.11 | | -0.75 | 1.99 | -4.35 | 0.85 | | -2.65 |
| 2.88 | 4.09 | | -11.41 | 11.73 | -4.30 | | | -2.99 | 4.53 | -0.86 | | | -2.94 |
| | -3.94 | 103.11 | | | 3.90 | 118.22 | | | | 0.73 | 49.49 | | |
| -2.15 | -4.38 | | -9.42 | 7.40 | -8.47 | 4.07 | | -1.09 | 1.93 | -4.03 | 0.71 | | -2.66 |
| 2.91 | 3.97 | | -11.36 | 11.78 | -4.23 | | | -3.13 | 4.39 | -0.72 | | | -2.94 |
| | -3.70 | 124.54 | | | 3.67 | 143.48 | | | | 0.58 | 59.91 | | |
| -2.19 | -3.98 | | -9.29 | 7.34 | -8.67 | 3.66 | | -1.42 | 1.90 | -3.66 | 0.53 | | -2.68 |
| 2.95 | 3.85 | | -11.30 | 11.84 | -4.21 | | | -3.28 | 4.24 | -0.56 | | | -2.95 |
| | -4.22 | 145.97 | | | 4.14 | 168.73 | | | | 0.41 | 70.33 | | |
| -2.25 | -5.23 | | -8.91 | 7.45 | -8.78 | 4.69 | | -2.16 | 1.76 | -3.07 | 0.32 | | -2.69 |
| 3.00 | 3.45 | | -11.21 | 11.93 | -3.79 | | | -3.56 | 3.96 | -0.28 | | | -2.97 |
| | -1.95 | 167.91 | | | 1.90 | 194.51 | | | | 0.41 | 81.14 | | |
| | -2.26 | | | | 1.77 | | | | | 0.02 | | | |

Figura No. 04 - 07.- Fuerzas internas actuantes sobre el pórtico del Eje 3 debido a cargas muertas.



| | | | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| -0.26 | | -1.47 | 1.11 | -1.13 | | 0.19 | 0.37 | -0.87 | | -0.20 |
| 0.42 | 1.11 | | -1.83 | 1.71 | -1.17 | -0.28 | 0.74 | -0.52 | | -0.27 |
| | -1.12 | 2.69 | | | 1.16 | 2.71 | | 0.46 | 0.97 | |
| -0.48 | -1.29 | | -2.93 | 2.32 | -2.66 | 1.33 | -0.15 | 0.55 | -1.25 | 0.46 |
| 0.82 | 1.47 | | -3.70 | 3.70 | -1.50 | | -0.78 | 1.25 | -0.38 | -0.56 |
| | -1.36 | 7.26 | | | 1.37 | 7.31 | | 0.35 | 2.61 | |
| -0.49 | -1.44 | | -2.93 | 2.31 | -2.67 | 1.44 | -0.16 | 0.55 | -1.22 | 0.38 |
| 0.82 | 1.36 | | -3.69 | 3.70 | -1.42 | | -0.79 | 1.24 | -0.41 | -0.56 |
| | -1.29 | 11.56 | | | 1.31 | 11.64 | | 0.37 | 4.16 | |
| -0.49 | -1.41 | | -2.92 | 2.31 | -2.68 | 1.39 | -0.20 | 0.54 | -1.18 | 0.38 |
| 0.82 | 1.37 | | -3.69 | 3.70 | -1.43 | | -0.81 | 1.23 | -0.38 | -0.56 |
| | -1.29 | 15.60 | | | 1.30 | 15.69 | | 0.34 | 5.61 | |
| -0.50 | -1.41 | | -2.90 | 2.31 | -2.69 | 1.36 | -0.26 | 0.53 | -1.12 | 0.35 |
| 0.83 | 1.34 | | -3.68 | 3.71 | -1.41 | | -0.83 | 1.20 | -0.36 | -0.56 |
| | -1.29 | 19.36 | | | 1.29 | 19.48 | | 0.31 | 6.96 | |
| -0.50 | -1.44 | | -2.88 | 2.31 | -2.72 | 1.35 | -0.35 | 0.52 | -1.03 | 0.31 |
| 0.84 | 1.32 | | -3.68 | 3.72 | -1.39 | | -0.87 | 1.16 | -0.32 | -0.56 |
| | -1.23 | 22.86 | | | 1.21 | 23.00 | | 0.27 | 8.22 | |
| -0.51 | -1.32 | | -2.87 | 2.30 | -2.75 | 1.22 | -0.43 | 0.51 | -0.94 | 0.26 |
| 0.84 | 1.30 | | -3.67 | 3.73 | -1.38 | | -0.91 | 1.13 | -0.28 | -0.56 |
| | -1.42 | 26.08 | | | 1.37 | 26.25 | | 0.25 | 9.38 | |
| -0.53 | -1.76 | | -2.77 | 2.34 | -2.76 | 1.56 | -0.64 | 0.48 | -0.76 | 0.24 |
| 0.85 | 1.19 | | -3.65 | 3.75 | -1.24 | | -0.99 | 1.04 | -0.19 | -0.57 |
| | -0.66 | 29.04 | | | 0.63 | 29.22 | | 0.09 | 10.44 | |
| | -0.75 | | | | 0.60 | | | | 0.07 | |

B-3

C-3

D-3

Figura No. 04 - 08.- Fuerzas internas actuantes sobre el pórtico del Eje 3 debido a cargas vivas.

Capítulo 5 - Análisis sísmico

1. Introducción

Dado que nuestro país se ubica en una región en el que los fenómenos sísmicos son frecuentes, es necesario que todas las estructuras sean capaces de resistir las fuerzas impuestas por los sismos, asegurándose que no ocurra su colapso y evitando la pérdida de las vidas de sus ocupantes.

Sin un diseño cuidadoso, las fuerzas y los desplazamientos pueden concentrarse en partes de la estructura incapaces de proporcionar la resistencia o ductilidad adecuadas. Deben evitarse las fallas frágiles ó súbitas de la estructura para cualquier condición de carga impuesta sobre ella. Es recomendable proyectar estructuras que tengan la capacidad de soportar deformaciones inelásticas manteniendo su capacidad de soportar carga vertical, obteniendo así estructuras seguras a un menor costo.

Mediante el análisis sísmico se obtendrán las principales respuestas de la estructura ante sollicitaciones dinámicas, las cuales son:

- los períodos principales de vibración,
- el cortante basal y los desplazamientos laterales a los cuales se encuentra sometida y finalmente,
- los esfuerzos que las fuerzas horizontales de sismo generan sobre los elementos estructurales (vigas, columnas y placas).

La estructura del proyecto se analizará de acuerdo a los parámetros establecidos por la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 aprobada en el año 2003, que en adelante se definirá como "NTE.030".

Asimismo, se llevará a cabo el análisis sísmico considerando los siguientes casos:

- El primero, con 3 grados de libertad por nivel (dos traslaciones y una rotación).
- El segundo, considerando traslación pura en cada una de las direcciones de análisis (longitudinal X y transversal Y).

Los resultados obtenidos para ambos casos se compararán entre sí y posteriormente, se verificará si satisfacen los requerimientos de la NTE.030.

2. Condiciones generales para el análisis

Los parámetros necesarios para llevar a cabo el análisis sísmico, son:

Tipo de Suelo

El edificio se cimentará sobre la grava típica de la costa de la ciudad de Lima. Para este tipo de suelo, la NTE.030 especifica:

- Tipo de suelo : S_1 (roca o suelos muy rígidos).
- Factor de amplificación del suelo (S) : 1.0
- Periodo del suelo (T_p) : 0.40seg.

Factor de Zona (Z)

Para la ubicación geográfica de la zona en la que se llevará a cabo la construcción (Zona 3), la NTE.030 establece que este factor es igual a 0.40.

Factor de amplificación sísmica (C)

Se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo. Se expresa mediante la siguiente fórmula:

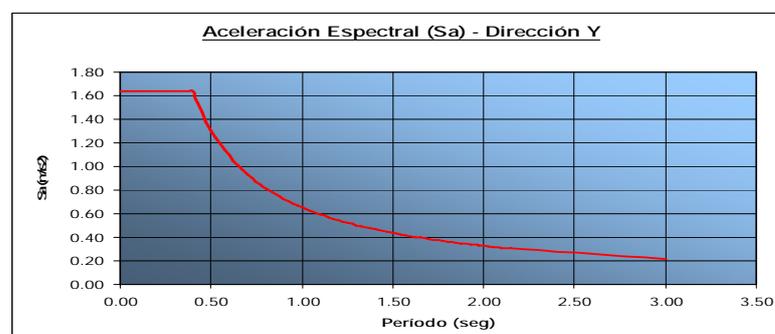
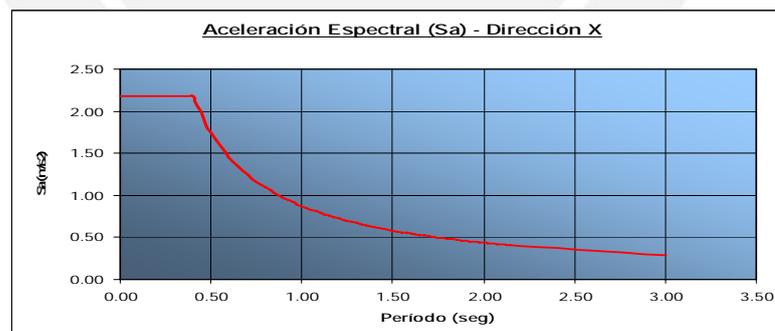
$$C = 2.50 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad ; \quad C \leq 2.50.$$
 Donde T es el periodo de vibración fundamental de la estructura en la dirección de análisis considerada.

Factor de Uso (U)

Para edificaciones cuyo uso está destinado a vivienda, la NTE.030 establece que este coeficiente corresponde al de una edificación de categoría C (edificaciones comunes) y su valor igual a 1.0.

Espectro de Pseudo aceleraciones (S_a)

Los espectros de pseudo aceleración para cada una de las direcciones de análisis de la estructura del proyecto, se construyen de acuerdo a lo indicado en el numeral 4.3.2.2 de la NTE.030, utilizando los parámetros indicados anteriormente. Los espectros de pseudo aceleración se muestran en las siguientes figuras:



Figuras No. 05 – 01 y No. 05 - 02 – Espectros de pseudo aceleración.



Peso de la estructura (P)

La NTE.030 señala que para las estructuras de categoría tipo C (edificaciones comunes), el peso es igual a la suma de la carga muerta más el 25% de la carga viva. De acuerdo con los resultados obtenidos del metrado de cargas realizado para el edificio, el peso (P), la masa traslacional (mx, my) e inercia rotacional (mz) de cada nivel del edificio son las que se muestran en el siguiente cuadro:

| Nivel | Pd (kg) | PI (kg) | P (kg) | P (ton) | mx, my (ton-s ² /m) | mz (ton-s ² xm) |
|-------------------|------------------|----------------|------------------|---------|--------------------------------|----------------------------|
| Azotea | 325,732 | 37,038 | 334,992 | 335 | 34.15 | 3,412 |
| 7 | 366,861 | 72,392 | 384,959 | 385 | 39.24 | 3,921 |
| 6 | 366,861 | 72,392 | 384,959 | 385 | 39.24 | 3,921 |
| 5 | 366,861 | 72,392 | 384,959 | 385 | 39.24 | 3,921 |
| 4 | 366,861 | 72,392 | 384,959 | 385 | 39.24 | 3,921 |
| 3 | 366,861 | 72,392 | 384,959 | 385 | 39.24 | 3,921 |
| 2 | 366,861 | 72,392 | 384,959 | 385 | 39.24 | 3,921 |
| 1 | 397,534 | 72,392 | 415,632 | 416 | 42.37 | 4,234 |
| Total (kg) | 2,924,434 | 543,782 | 3,060,380 | | | |

Cuadro No. 05 - 01.- Masas e Inercias rotacionales de la estructura

Procedimientos de análisis

El análisis sísmico será realizado mediante el programa ETABS, el cual permitirá obtener el período fundamental de vibración, los desplazamientos y esfuerzos a los cuales se encuentra sometida la estructura, con la finalidad de contrastar estos resultados contra los límites impuestos por la NTE.030.

3. Configuración estructural del Edificio

Para determinar el procedimiento de análisis adecuado para la estructura y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (R), es necesario clasificar a la estructura como regular o irregular. De acuerdo con lo expuesto, observando la composición estructural del edificio es necesario verificar:

Irregularidades Estructurales en altura

La estructura califica como REGULAR EN ALTURA ya que: a) las áreas de los elementos verticales resistentes al corte (placas, columnas) de todos los entrepisos son iguales y b) las masas de dos niveles adyacentes no presentan variación importante (ver cuadro No. 05 – 01).

Irregularidades Estructurales en planta

Los diafragmas de todos los niveles no presentan discontinuidades importantes que puedan alterar su comportamiento como elemento rígido que otorga unidad estructural. Sin embargo, la planta de la edificación presenta “esquinas entrantes” ya que en la dirección horizontal (X) presenta esquinas cuya suma de dimensiones da un total de $10.85\text{m} \times 2 = 21.70\text{m}$, representando el 60.28% del total de la



dimensión en esta dirección (36.00m), porcentaje mucho mayor que el 20% máximo establecido por la NTE.030.

Asimismo, en la dirección vertical (Y) existe una esquina entrante con dimensión igual a 7.00m, siendo el 44% del total de la dimensión en planta en esta dirección (15.90m). De acuerdo a lo establecido por la NTE.030 y lo expuesto en el párrafo anterior, la estructural califica como IRREGULAR EN PLANTA.

La irregularidad torsional en planta será evaluada una que vez se conozcan los desplazamientos laterales de la edificación.

4. Factor de reducción de fuerza sísmica (R)

Se asumirá que los desplazamientos laterales y efectos de sismo serán resistidos en su totalidad por las placas que forman parte de la estructura. Se elige como factor de reducción de fuerzas sísmicas, según la Tabla N°6 de la NTE.030, el valor de 6 para ambas direcciones del edificio.

Por lo concluido en el punto 3 del presente capítulo y tal como lo establece la Norma para estructuras irregulares, el valor de R debería considerarse como los $\frac{3}{4}$ de R. Así, para ambas direcciones el valor de R sería igual a 4.5.

Sin embargo, para la dirección Y se decide no reducir al factor R debido a la existencia de las placas ubicadas en los ejes 1, 5 y 9, así como las placas ubicadas en la caja del ascensor y de la escalera. Estos elementos permiten tener una gran rigidez lateral en esta dirección, anotando que para la porción central del edificio, que es la más comprometida por la irregularidad de esquinas entrantes, estos elementos permiten que la masa de cada uno de los niveles de la estructura se distribuya (en forma de fuerzas inerciales) hacia las placas laterales de los ejes 1 y 9; obteniendo un comportamiento sólido para el edificio. Además, todas las placas en esta dirección contribuyen de manera importante al control de los desplazamientos laterales, minimizando los daños que la estructura sufrirá cuando incurra en el rango de respuesta inelástica.

Para la dirección X se utilizó un criterio más conservador, considerando al factor R como los $\frac{3}{4}$ del valor indicado por la NTE.030, ya que la resistencia ante efectos sísmicos está concentrada sólo en dos ejes principales (B y C) con placas de un peralte mucho menor al de las placas en la dirección Y; siendo imposible asegurar que el edificio tenga similar comportamiento que en la dirección Y. Entonces, el factor R para cada una de las direcciones de análisis es: $R_x = 4.5$; $R_y = 6.0$.

5. Análisis sísmico Estático

Período fundamental de vibración (T) y Factor de amplificación sísmica (C)

Los períodos de vibración para cada dirección de análisis (T_{DIN}) fueron obtenidos mediante procedimientos dinámicos. Se obtuvo además, el período aproximado (T_{APROX}) para cada dirección de acuerdo a la fórmula propuesta por la NTE.030 en su numeral 4.2.2. También se calcula el factor C para cada una de las direcciones. Los resultados se muestran en el siguiente cuadro:

| Dirección | Sistema Estructural | T_{APROX} (seg) | T_{DIN} (seg) | C_{APROX} | C_{DIN} |
|-----------|---------------------|-------------------|-----------------|-------------|-----------|
| X | Muros de corte | 0.38 | 0.59 | 2.50 | 1.69 |
| Y | Muros de corte | 0.38 | 0.39 | 2.50 | 2.50 |

Cuadro No. 05 - 02.- Períodos fundamentales de vibración

No se consideró la reducción del valor del período en 15% debido a: 1) la presencia de placas de longitud importante en la dirección transversal Y y un buen número de estas en la dirección longitudinal X, lo cual mejora la rigidez lateral de la estructura en esta última dirección y, 2) que la tabiquería no forma parte de los pórticos principales de la estructura, asegurando que ante acciones sísmicas, éstos elementos no contribuirán al aumento de la rigidez lateral de los pórticos que conforman la estructura.

Peso del edificio (P)

El peso del edificio, de acuerdo a lo indicado en el numeral 2 del presente capítulo es de 3,060ton.

Cortante Basal (V)

El cortante en la base de la estructura se considera como una fracción del peso de la edificación. La NTE.030 establece que el cortante basal (V) es igual a:

$$V_{BASAL} = \frac{ZUSC}{R} P$$

Donde:

V_{BASAL} = Cortante basal en cada una de las direcciones de análisis.

Z, U, S, C, R = Coeficientes definidos para la estructura en el punto 2 y 4 de este capítulo.

P = Peso del edificio.

Para cada una de las direcciones de análisis, el cortante en la base del edificio es:

Dirección X-X:

$$V_{XX} = \left(\frac{0.40 * 1.0 * 1.0 * 1.69}{4.50} \right) * 3,060.00 = 460\text{ton} \quad (15.02\% \text{ del peso total del edificio})$$



Dirección Y-Y:

$$V_{YY} = \left(\frac{0.40 * 1.0 * 1.0 * 2.50}{6.00} \right) * 3,060.00 = 510\text{ton} \quad (16.67\% \text{ del peso total del edificio})$$

Fuerzas Horizontales de Nivel

El cortante basal obtenido en el punto anterior se distribuye en los diferentes niveles de la edificación, de acuerdo con lo señalado en la NTE.030 en su numeral 4.2.4. La distribución en altura de la fuerza sísmica se realiza de acuerdo a lo indicado por la expresión:

$$F_i = \frac{P_i * h_i}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j} V_{BASAL}; \text{ siendo } P_i \text{ el peso de nivel y } h_i \text{ la altura de entresiso.}$$

Adicionalmente, para valores de período fundamental mayores a 0.70seg, se deberá aplicar una fuerza concentrada en el nivel superior de la edificación, distribuyendo el resto del cortante basal (incluido el último nivel) en el resto de pisos. Para cada dirección de análisis, los períodos obtenidos son menores que 0.70seg, con lo cual no será necesario concentrar fuerza alguna en el nivel superior.

La distribución del cortante basal para cada una de las direcciones de análisis se muestra en el siguiente cuadro:

Caso 3gdl

| | |
|----|---------|
| Vx | 460 ton |
| Vy | 510 ton |

Caso Traslación pura (TP)

| | |
|----|---------|
| Vx | 495 ton |
| Vy | 510 ton |

| Nivel | P _i (Ton) | h _i (m) | P _i xh _i (Tonxm) | P _i xh _i /ΣP _i xh _i | 3GDL | | TPX | TPY |
|--------------|----------------------|--------------------|--|---|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | | | | F _i x (ton) | F _i y (ton) | F _i x (ton) | F _i y (ton) |
| 8 | 335 | 22.90 | 7,671.31 | 0.19 | 88.5 | 98 | 95.2 | 98 |
| 7 | 385 | 20.15 | 7,756.93 | 0.19 | 89.5 | 99 | 96.3 | 99 |
| 6 | 385 | 17.40 | 6,698.29 | 0.17 | 77.3 | 86 | 83.1 | 86 |
| 5 | 385 | 14.65 | 5,639.66 | 0.14 | 65.1 | 72 | 70.0 | 72 |
| 4 | 385 | 11.90 | 4,581.02 | 0.11 | 52.8 | 59 | 56.9 | 59 |
| 3 | 385 | 9.15 | 3,522.38 | 0.09 | 40.6 | 45 | 43.7 | 45 |
| 2 | 385 | 6.40 | 2,463.74 | 0.06 | 28.4 | 32 | 30.6 | 32 |
| 1 | 416 | 3.65 | 1,517.06 | 0.04 | 17.5 | 19 | 18.8 | 19 |
| Total | 3,060 | | 39,850.38 | 1.00 | 459.7 | 510 | 494.5 | 510 |

Cuadro No. 05 - 03.- Fuerzas inerciales obtenidas mediante el análisis estático de la NTE.030

Como se aprecia, existe diferencia entre los cortantes obtenidos para el caso de 3gdl (460ton) y el de traslación pura (495ton) para la dirección X, debida a que los períodos fundamentales para cada uno de los casos analizados, difieren entre sí



(como se verá más adelante, para el caso de 3gdl; T_x fue igual a 0.59seg y para el caso de traslación pura, T_x igual a 0.55seg).

Las fuerzas obtenidas se aplicarán en el centro de masas de cada nivel del modelo del edificio, considerando además la excentricidad accidental del 5% que contempla la NTE.030 para cada dirección de análisis.

6. Modelo del Edificio

El análisis de la estructura bajo cargas de sismo, se realizará con el programa ETABS. El modelo estructural del edificio fue mostrado en las figuras No. 04 – 01 y No. 04 – 02 del capítulo 04 del presente trabajo.

7. Resultados del análisis sísmico

Los resultados del análisis sísmico se obtuvieron considerando los siguientes casos:

- Análisis con 3 grados de libertad por nivel (dos componentes de traslación y una componente rotacional).
- Análisis de traslación pura en cada una de las direcciones consideradas (TPX y TPY).

Estos resultados se compararán entre sí para determinar cuáles son las diferencias entre ellos.

Períodos fundamentales de vibración de la estructura

Los períodos obtenidos para cada uno de los casos analizados utilizando procedimientos dinámicos, son los indicados en el siguiente cuadro:

| Caso | 3gdl | | TPX | TPY |
|-----------------|------|------|------|------|
| | X | Y | X | Y |
| T_{DIN} (seg) | 0.59 | 0.39 | 0.55 | 0.37 |

Cuadro No. 05 - 04.- Períodos dinámicos de vibración para los casos analizados

Donde:

3gdl : Caso que considera 3 grados de libertad por nivel.

TPX : Caso que considera traslación pura en la dirección longitudinal X de la estructura.

TPY : Caso que considera traslación pura en la dirección transversal Y de la estructura.

La diferencia entre los períodos obtenidos para cada caso de análisis se debe básicamente a la restricción impuesta sobre la estructura para los casos de traslación pura, la cual impide la rotación en cada uno de los niveles,



incrementando de manera ficticia la rigidez de las columnas y placas con respecto de la obtenida para el caso de rotación libre (3gdl).

Principales modos de vibración y Porcentaje participativo de masas

De acuerdo con lo especificado en la NTE.030, para la obtención de la respuesta estructural ante acciones sísmicas, se deben considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea cuando menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Análisis con 3gdl

Los resultados obtenidos son los siguientes:

| Modo | T (seg) | % masa X | % masa Y | Modo | T (seg) | % masa X | % masa Y |
|------|---------|----------|----------|------|---------|----------|----------|
| 1 | 0.592 | 73.05 | 0.00 | 13 | 0.023 | 0.56 | 0.00 |
| 2 | 0.388 | 0.00 | 71.47 | 14 | 0.021 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.304 | 3.64 | 0.01 | 15 | 0.020 | 0.00 | 0.79 |
| 4 | 0.164 | 13.60 | 0.00 | 16 | 0.019 | 0.24 | 0.00 |
| 5 | 0.091 | 0.00 | 19.64 | 17 | 0.016 | 0.06 | 0.00 |
| 6 | 0.079 | 5.17 | 0.00 | 18 | 0.016 | 0.00 | 0.33 |
| 7 | 0.071 | 0.06 | 0.00 | 19 | 0.015 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 0.047 | 2.44 | 0.00 | 20 | 0.014 | 0.00 | 0.14 |
| 9 | 0.041 | 0.00 | 5.54 | 21 | 0.012 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 0.032 | 0.01 | 0.00 | 22 | 0.012 | 0.00 | 0.04 |
| 11 | 0.032 | 1.18 | 0.00 | 23 | 0.010 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 0.026 | 0.00 | 2.02 | 24 | 0.009 | 0.00 | 0.00 |

| |
|----------------|
| Total % |
| Masa X |
| 100.00 |
| Masa Y |
| 100.00 |

Cuadro No. 05 - 05.- % participativo de masas. Análisis dinámico con 3 grados de libertad

Se observa que los modos 13 al 24 no tienen incidencia sobre la respuesta estructural ya que el porcentaje de masas efectivas para cada uno de ellos es menor que 1%. Según el cuadro anterior, los principales modos de vibración del edificio para la dirección X son el 1, 3, 4 y 6 (componente de translación en X y rotacional) cuya suma de masas efectivas es de 95.45% y para la dirección Y son los modos 2, 5 y 9 cuya suma de masas efectivas es de 96.65%.

Análisis de traslación pura

El número de grados de libertad por nivel se reduce debido a las restricciones impuestas para impedir la rotación de los diafragmas. Los períodos obtenidos, así como también el porcentaje de masa participativa para cada una de las direcciones de análisis se muestran en el siguiente cuadro:

Dirección X

| Modo | T (seg) | % masa | % acum. |
|------|---------|--------|---------|
| 1 | 0.55 | 76.58 | 76.58 |
| 2 | 0.15 | 13.97 | 90.56 |
| 3 | 0.08 | 5.00 | 95.55 |
| 4 | 0.05 | 2.42 | 97.97 |
| 5 | 0.03 | 1.18 | 99.15 |
| 6 | 0.02 | 0.56 | 99.71 |
| 7 | 0.02 | 0.23 | 99.94 |
| 8 | 0.02 | 0.06 | 100.00 |

Dirección Y

| Modo | T (seg) | % masa | % acum. |
|------|---------|--------|---------|
| 1 | 0.37 | 71.88 | 71.88 |
| 2 | 0.09 | 19.29 | 91.17 |
| 3 | 0.04 | 5.49 | 96.66 |
| 4 | 0.03 | 2.03 | 98.69 |
| 5 | 0.02 | 0.79 | 99.48 |
| 6 | 0.02 | 0.33 | 99.82 |
| 7 | 0.01 | 0.14 | 99.96 |
| 8 | 0.01 | 0.04 | 100.00 |

Cuadro No.05 - 06.- % participativo de masas. Análisis dinámico en Traslación Pura (TP)

Para ambas direcciones de análisis, los tres primeros modos de vibración son principales, con un porcentaje de masas participativas en la dirección X de 95.55% y en la dirección Y con un porcentaje de 96.66%.

Formas modales

Las principales formas modales para cada caso analizado son las que ilustran las siguientes figuras:

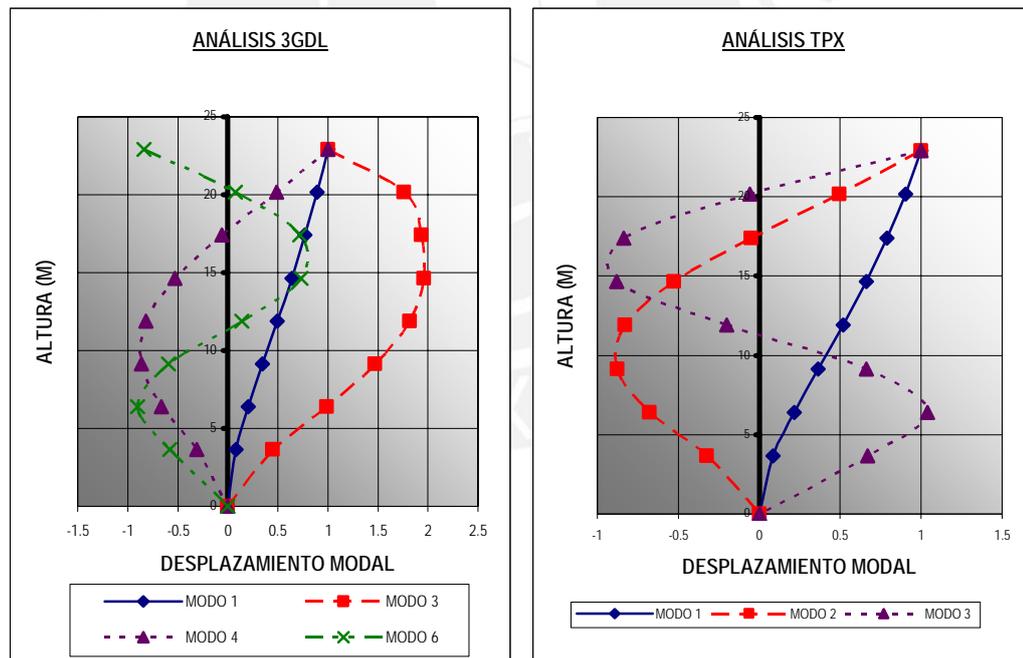


Figura No. 05 - 03.- Modos de vibración en la dirección X

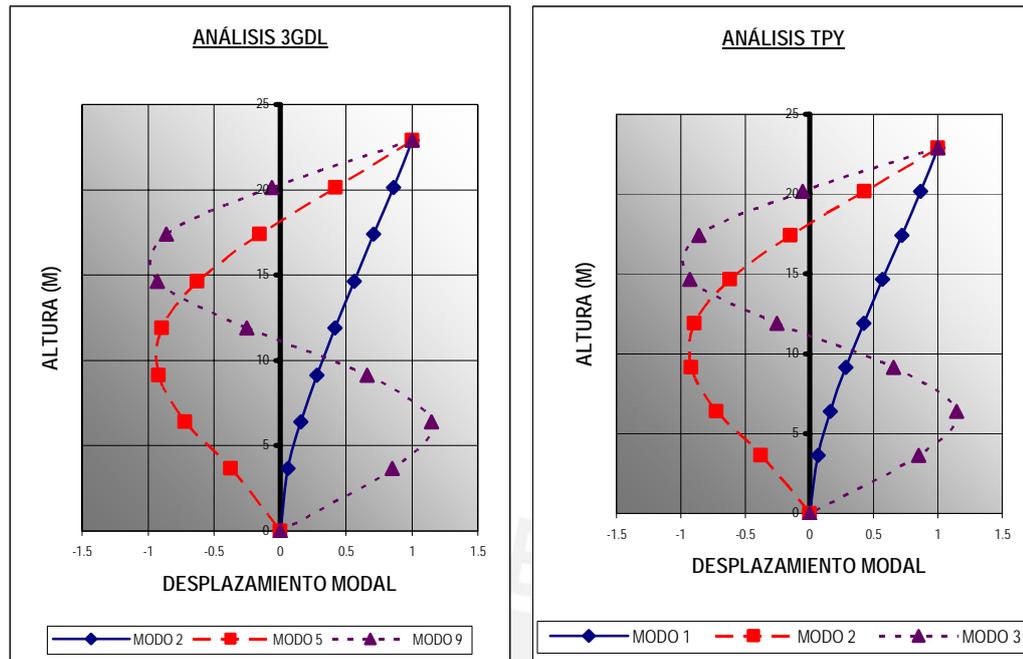


Figura No. 05 - 04.- Modos de vibración en la dirección Y

Para la dirección X, las formas de los modos 1 y 4 para el caso de 3gdl y la de los modos 1 y 2 en el caso de traslación pura en esta dirección son similares. Para la dirección Y, las formas modales son iguales y esto es un indicador de que la estructura se comportará de forma similar aunque se imponga la restricción al giro en planta. Esto se debe a la configuración estructural en planta que posee el edificio en esta dirección, con grandes placas ubicadas en los extremos y centro del edificio que controlan en forma eficiente la rotación de los diafragmas.

Desplazamiento del Centro de masas (CM) y desplazamientos máximos de nivel.

Desplazamientos del Centro de Masas (D_{CM})

Los desplazamientos obtenidos para la respuesta elástica de la estructura deben multiplicarse por 0.75R para obtener los desplazamientos inelásticos. Los valores indicados en el siguiente cuadro son los desplazamientos inelásticos (se multiplicaron por 0.75R).



| Nivel | Análisis Estático | | | | Análisis Dinámico | | | |
|-------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | 3GDL | | TPX | TPY | 3GDL | | TPX | TPY |
| | Dx _{CM} (cm) | Dy _{CM} (cm) |
| 8 | 7.70 | 5.27 | 7.02 | 4.91 | 6.08 | 4.05 | 5.60 | 3.78 |
| 7 | 6.85 | 4.55 | 6.35 | 4.23 | 5.37 | 3.51 | 5.06 | 3.24 |
| 6 | 5.97 | 3.78 | 5.57 | 3.51 | 4.66 | 2.88 | 4.46 | 2.70 |
| 5 | 4.96 | 3.02 | 4.66 | 2.79 | 3.88 | 2.30 | 3.71 | 2.16 |
| 4 | 3.88 | 2.21 | 3.65 | 2.12 | 3.00 | 1.71 | 2.90 | 1.62 |
| 3 | 2.73 | 1.49 | 2.60 | 1.44 | 2.13 | 1.13 | 2.06 | 1.08 |
| 2 | 1.62 | 0.86 | 1.52 | 0.81 | 1.25 | 0.63 | 1.22 | 0.63 |
| 1 | 0.64 | 0.36 | 0.61 | 0.32 | 0.51 | 0.27 | 0.51 | 0.27 |

Cuadro No.05 - 07.- Desplazamientos del Centro de Masas

Irregularidad torsional en planta

La NTE.030 considera que si el desplazamiento promedio (considerado como el desplazamiento de los centros de masa) de cualquier nivel es mayor que el 50% del desplazamiento máximo permitido de acuerdo con los límites impuestos para la deriva de edificios de concreto armado, que es de 70/00; es necesario realizar el análisis por torsión sobre la estructura. La verificación de la necesidad de este análisis se detalla en el siguiente cuadro:

Dirección X

Dirección Y

| Nivel | Dx _{CM} (cm) | h _i (cm) | Deriva (o/oo) | dmáx (cm) | 50% dmáx (cm) | Nivel | Dy _{CM} (cm) | h _i (cm) | Deriva (o/oo) | dmáx (cm) | 50% dmáx (cm) |
|-------|--------------------------|------------------------|------------------|--------------|---------------------|-------|--------------------------|------------------------|------------------|--------------|---------------------|
| 8 | 7.70 | 275 | 3.13 | 16.03 | 8.02 | 8 | 5.27 | 275 | 2.70 | 16.03 | 8.02 |
| 7 | 6.85 | 275 | 3.44 | 14.11 | 7.05 | 7 | 4.55 | 275 | 2.78 | 14.11 | 7.05 |
| 6 | 5.97 | 275 | 3.80 | 12.18 | 6.09 | 6 | 3.78 | 275 | 2.86 | 12.18 | 6.09 |
| 5 | 4.96 | 275 | 4.05 | 10.26 | 5.13 | 5 | 3.02 | 275 | 2.78 | 10.26 | 5.13 |
| 4 | 3.88 | 275 | 4.11 | 8.33 | 4.17 | 4 | 2.21 | 275 | 2.45 | 8.33 | 4.17 |
| 3 | 2.73 | 275 | 3.80 | 6.41 | 3.20 | 3 | 1.49 | 275 | 2.05 | 6.41 | 3.20 |
| 2 | 1.62 | 275 | 2.95 | 4.48 | 2.24 | 2 | 0.86 | 275 | 1.55 | 4.48 | 2.24 |
| 1 | 0.64 | 365 | 0.88 | 2.56 | 1.28 | 1 | 0.36 | 365 | 0.49 | 2.56 | 1.28 |

Cuadro No. 05 - 08.- Análisis Estático - Verificación de irregularidad torsional en planta.

Dirección X

Dirección Y

| Nivel | Dx _{CM} (cm) | h _i (cm) | Deriva (o/oo) | dmáx (cm) | 50% dmáx (cm) | Nivel | Dy _{CM} (cm) | h _i (cm) | Deriva (o/oo) | dmáx (cm) | 50% dmáx (cm) |
|-------|--------------------------|------------------------|------------------|--------------|---------------------|-------|--------------------------|------------------------|------------------|--------------|---------------------|
| 8 | 6.08 | 275 | 2.58 | 16.03 | 8.02 | 8 | 4.05 | 275 | 2.13 | 16.03 | 8.02 |
| 7 | 5.37 | 275 | 2.70 | 14.11 | 7.05 | 7 | 3.51 | 275 | 2.21 | 14.11 | 7.05 |
| 6 | 4.66 | 275 | 3.01 | 12.18 | 6.09 | 6 | 2.88 | 275 | 2.13 | 12.18 | 6.09 |
| 5 | 3.88 | 275 | 3.19 | 10.26 | 5.13 | 5 | 2.30 | 275 | 2.13 | 10.26 | 5.13 |
| 4 | 3.00 | 275 | 3.19 | 8.33 | 4.17 | 4 | 1.71 | 275 | 1.96 | 8.33 | 4.17 |
| 3 | 2.13 | 275 | 2.95 | 6.41 | 3.20 | 3 | 1.13 | 275 | 1.55 | 6.41 | 3.20 |
| 2 | 1.25 | 275 | 2.27 | 4.48 | 2.24 | 2 | 0.63 | 275 | 1.15 | 4.48 | 2.24 |
| 1 | 0.51 | 365 | 0.69 | 2.56 | 1.28 | 1 | 0.27 | 365 | 0.37 | 2.56 | 1.28 |

Cuadro No. 05 - 09.- Análisis Dinámico - Verificación de irregularidad torsional en planta.



Los resultados obtenidos indican que no hay necesidad de realizar el análisis torsional sobre el edificio.

Desplazamientos máximos de nivel y verificación de derivas

Es necesario definir si la estructura cumple con el límite máximo de deriva, igual a 70/100 para la estructura del proyecto. Para tal efecto, es necesario conocer los desplazamientos máximos de cada nivel.

| Nivel | Análisis Estático | | | | Análisis Dinámico | | | |
|-------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | 3GDL | | TPX | TPY | 3GDL | | TPX | TPY |
| | Dx _{CM} (cm) | Dy _{CM} (cm) |
| 8 | 8.51 | 6.38 | 7.24 | 4.92 | 6.98 | 5.18 | 5.84 | 4.08 |
| 7 | 7.60 | 5.49 | 6.50 | 4.24 | 6.20 | 4.44 | 5.23 | 3.51 |
| 6 | 6.58 | 4.57 | 5.66 | 3.53 | 5.34 | 3.67 | 4.54 | 2.91 |
| 5 | 5.44 | 3.63 | 4.70 | 2.82 | 4.39 | 2.90 | 3.76 | 2.31 |
| 4 | 4.21 | 2.70 | 3.65 | 2.11 | 3.38 | 2.15 | 2.92 | 1.72 |
| 3 | 2.94 | 1.81 | 2.59 | 1.43 | 2.34 | 1.44 | 2.07 | 1.16 |
| 2 | 1.72 | 1.04 | 1.53 | 0.82 | 1.36 | 0.82 | 1.22 | 0.66 |
| 1 | 0.68 | 0.42 | 0.62 | 0.33 | 0.53 | 0.33 | 0.49 | 0.27 |

Cuadro No. 05 - 10.- Desplazamientos máximos de nivel.

La deriva para cada caso, se calcula mediante la expresión establecida en el numeral 3.8.1 de la NTE.030. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

| Caso | 3GDL | | | | | TPX | | TPY | |
|-------|------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|
| | Dirección | X | | Y | | X | | Y | |
| Nivel | hi (cm) | Di (cm) | Deriva (0/00) | Di (cm) | Deriva (0/00) | Di (cm) | Deriva (0/00) | Di (cm) | Deriva (0/00) |
| 8 | 275 | 0.91 | 3.30 | 0.89 | 3.23 | 0.73 | 2.67 | 0.68 | 2.48 |
| 7 | 275 | 1.02 | 3.72 | 0.92 | 3.36 | 0.85 | 3.07 | 0.71 | 2.57 |
| 6 | 275 | 1.14 | 4.14 | 0.94 | 3.42 | 0.96 | 3.49 | 0.72 | 2.61 |
| 5 | 275 | 1.23 | 4.48 | 0.93 | 3.38 | 1.04 | 3.79 | 0.71 | 2.59 |
| 4 | 275 | 1.27 | 4.62 | 0.88 | 3.20 | 1.07 | 3.88 | 0.68 | 2.47 |
| 3 | 275 | 1.22 | 4.43 | 0.78 | 2.83 | 1.05 | 3.83 | 0.61 | 2.21 |
| 2 | 275 | 1.04 | 3.79 | 0.62 | 2.25 | 0.92 | 3.33 | 0.49 | 1.78 |
| 1 | 365 | 0.68 | 1.85 | 0.42 | 1.14 | 0.62 | 1.70 | 0.33 | 0.90 |

Cuadro No. 05 - 11.- Análisis Estático - Desplazamiento relativo entre niveles

| Caso | 3GDL | | | | | TPX | | TPY | |
|-------|------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|
| | Dirección | X | | Y | | X | | Y | |
| Nivel | hi (cm) | Di (cm) | Deriva (0/00) | Di (cm) | Deriva (0/00) | Di (cm) | Deriva (0/00) | Di (cm) | Deriva (0/00) |
| 8 | 275 | 0.78 | 2.83 | 0.74 | 2.70 | 0.61 | 2.20 | 0.57 | 2.09 |
| 7 | 275 | 0.87 | 3.15 | 0.76 | 2.78 | 0.69 | 2.51 | 0.60 | 2.16 |
| 6 | 275 | 0.95 | 3.46 | 0.77 | 2.79 | 0.78 | 2.83 | 0.60 | 2.18 |
| 5 | 275 | 1.01 | 3.68 | 0.75 | 2.74 | 0.84 | 3.05 | 0.59 | 2.16 |
| 4 | 275 | 1.03 | 3.75 | 0.71 | 2.57 | 0.86 | 3.12 | 0.56 | 2.04 |
| 3 | 275 | 0.98 | 3.56 | 0.62 | 2.26 | 0.84 | 3.06 | 0.50 | 1.80 |
| 2 | 275 | 0.83 | 3.02 | 0.49 | 1.79 | 0.73 | 2.66 | 0.40 | 1.44 |
| 1 | 365 | 0.53 | 1.46 | 0.33 | 0.90 | 0.49 | 1.35 | 0.27 | 0.73 |

Cuadro No. 05 - 12.- Análisis Dinámico - Desplazamiento relativo entre niveles



De acuerdo a los resultados obtenidos, los cuales se muestran en el cuadro anterior (No. 05 -13), se concluye que la estructura cumple con el límite de deriva de 70/100 establecido por la NTE.030. Los desplazamientos máximos de nivel se multiplicaron por 0.75R para obtener la respuesta inelástica.

8. Cortante basal (V)

El siguiente cuadro muestra la fuerza cortante total que actúa en la base del edificio para cada uno de los casos analizados:

| Caso | Estático | Dinámico |
|----------|----------|----------|
| 3gdl - X | 459.70 | 353.63 |
| 3gdl - Y | 510.00 | 379.78 |
| TPX | 494.55 | 396.76 |
| TPY | 510.00 | 381.30 |

Cuadro No. 05 - 13.- Cortante Basal

En la dirección Y, no hay diferencia entre los resultados obtenidos para los análisis considerando 3gdl por nivel y traslación pura para el cortante basal estático y dinámico, debido a que los períodos obtenidos para la estructura, son menores que el período fundamental del suelo ($T_P = 0.40\text{seg}$), con lo cual el coeficiente C es igual a 2.50 para ambos casos. En la dirección X existe una diferencia marcada entre el cortante basal obtenido para los casos de análisis con 3gdl y traslación pura, debido a que el período del primer análisis ($T_{3\text{GDL}} = 0.59\text{seg}$) es mayor que el de traslación pura ($T_{\text{TPX}} = 0.55\text{seg}$). En este último caso se incrementa la fuerza cortante ya que nos acercamos a la parte plana del espectro de aceleraciones, aumentando el coeficiente C de 1.69 a 1.82. Para el caso de análisis dinámico, el cortante obtenido en el caso de análisis TPX (396.76ton) es 43.13ton mayor que para el caso considerando 3gdl por piso (353.63ton).

Cortante Mínimo en la base (V_{MIN})

De acuerdo con lo establecido por la NTE.030, para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado de acuerdo al procedimiento estático indicado por la Norma para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. De ser necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos. Así, para cada dirección de análisis se tiene: $V_{\text{DINX}} \geq 0.90 \times 459.70\text{ton} = 413.71\text{ton}$, $V_{\text{DINY}} \geq 0.80 \times 510.00\text{ton} = 408.00\text{ton}$ (se consideró esta dirección como regular).

Amplificación del Cortante Basal y los esfuerzos internos de los elementos estructurales

El cortante basal obtenido mediante procedimientos dinámicos, debe escalarse proporcionalmente por el siguiente factor para cumplir con el cortante mínimo en la base de la estructura, establecido en la NTE.030, numeral 4.3.2.4:

$$F = \text{Factor de amplificación} = \frac{\% V_{\text{ESTATICO}}}{V_{\text{DINAMICO}}}$$

El diseño de los elementos se realizará con los resultados obtenidos del análisis dinámico con 3gdl, para lo cual será necesario calcular el factor de amplificación para las fuerzas internas según se muestra en el siguiente cuadro:

| Caso | V _{EST} (ton) | % Considerado | V _{MIN} (ton) | V _{DIN} (ton) | F |
|----------|------------------------|---------------|------------------------|------------------------|------|
| 3gdl - X | 459.70 | 90 | 413.73 | 353.63 | 1.17 |
| 3gdl - Y | 510.00 | 80 | 408.00 | 379.78 | 1.07 |

Cuadro No. 05 - 14.- Factores (F) para amplificación de esfuerzos de sismo.

Cortante Basal y Momento Flector

Las siguientes figuras ilustran la distribución de la fuerza cortante (V) y del momento flector (M) del análisis estático contemplado en la NTE.030 y el análisis dinámico realizado por métodos computacionales, considerando para ambos casos 3 grados de libertad por nivel.

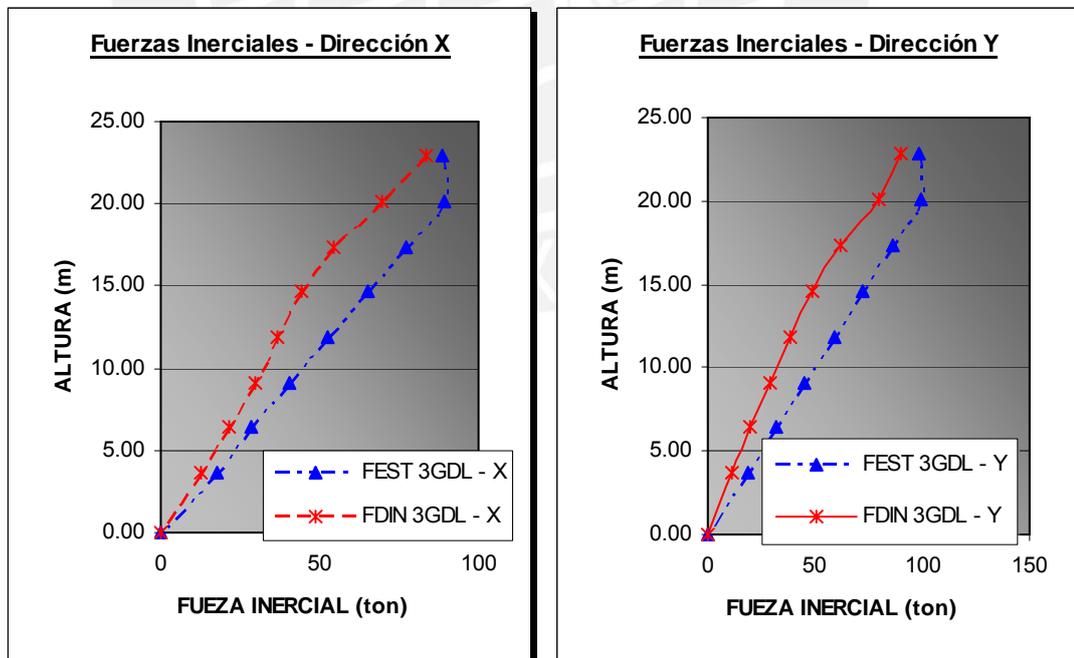


Figura No. 05 - 05.- Fuerzas Inerciales para los análisis Estático y Dinámico

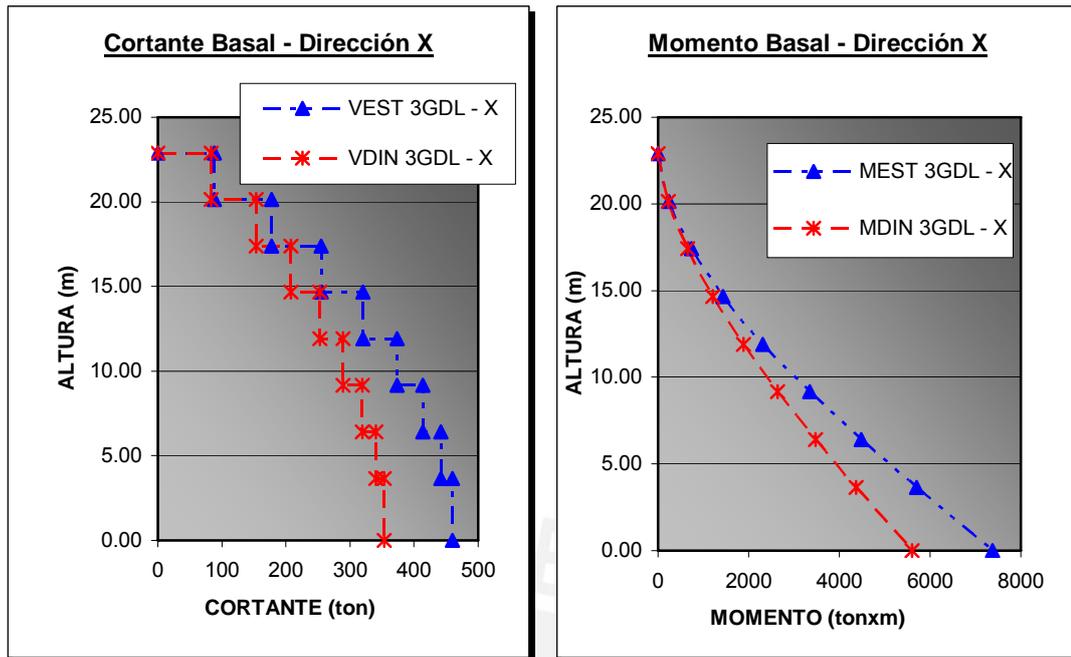


Figura No. 05 - 06.- Cortante y Momento basal en la dirección X para los análisis Estático y Dinámico

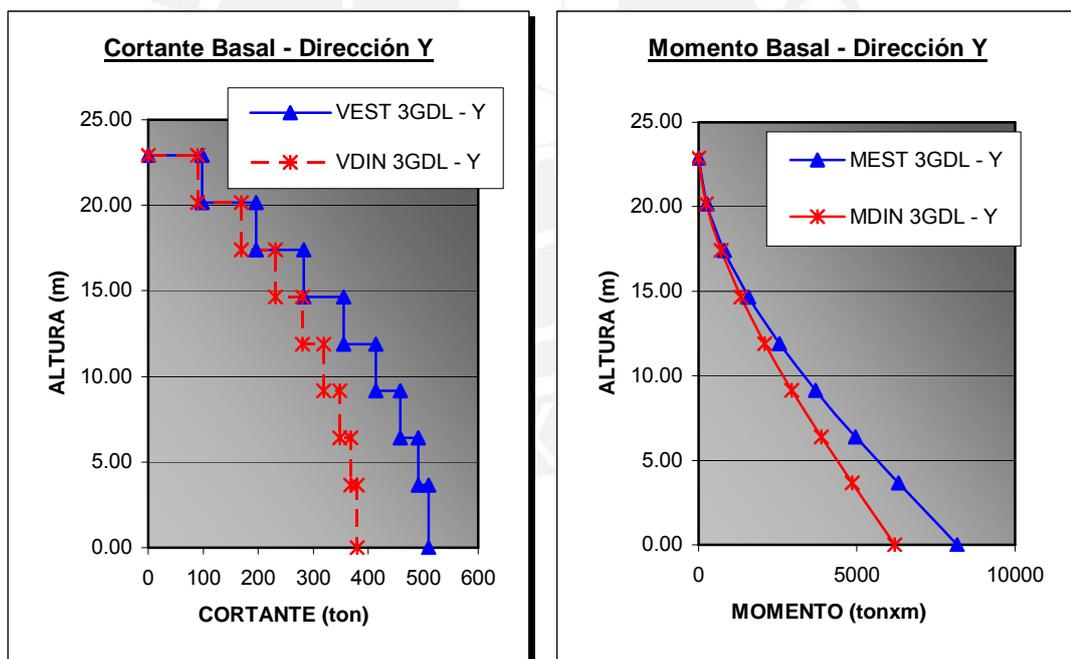


Figura No. 05 - 07.- Cortante y Momento basal en la dirección Y para los análisis Estático y Dinámico

9. Fuerzas sísmicas de diseño

Las fuerzas sísmicas resultantes del análisis dinámico se ilustran en las figuras No. 05 - 08 y No. 05 -09, las cuales se ubican al final del presente capítulo. Los esfuerzos allí indicados se obtuvieron por el método de Combinación Cuadrática



Completa (CQC) y ya han sido amplificadas por el factor F para cumplir con el requerimiento de corte mínimo en la base del edificio.

En la figura No. 05 - 10 se indican los valores de las fuerzas cortantes y momentos flectores a los cuales se encuentran sometidos los elementos verticales y horizontales (vigas, placas y columnas) de la planta del primer piso del edificio. En ella puede apreciarse que son las placas los elementos que toman más esfuerzos de corte y momento flector, debido a su gran rigidez lateral.

10. Junta de separación sísmica (s)

La junta de separación sísmica para el edificio no será menor que:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos de los bloques contiguos (Dato desconocido).
- $s = 3 + 0.004(h - 500)$, donde h es la altura total del edificio en cm: $3 + 0.004 \times (2290 - 500) = 10.16\text{cm} \approx 10\text{cm}$
- $s > 3\text{cm}$: 3cm.

El edificio se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables o con edificaciones, distancias (d) no menores que:

$$d_{\text{MIN}} = 2/3 \times D_{\text{MAX}} \quad : \quad 2/3 \times (7\text{cm}) = 4.67\text{cm} \quad = 5\text{cm}.$$

$$d_{\text{MIN}} = s/2 \quad : \quad 11\text{cm} / 2 = 5.5\text{cm} \quad = 6\text{cm}.$$

La longitud de la junta sísmica para la estructura será igual a 10cm. Se considerará una junta de 4" (10cm).

11. Conclusiones

Configuración estructural del edificio

- El edificio fue clasificado como regular en la dirección Y e irregular en la dirección X. La dirección Y posee una buena rigidez lateral ya que presenta una mayor cantidad de placas, las que contribuirán al control de los desplazamientos laterales y giros de la planta de la estructura. La dirección X posee menor rigidez lateral debido a que posee menor cantidad de placas. Además en esta dirección, la concentración de esfuerzos se producirá en sólo dos de los pórticos (B y C).
- La suposición inicial que consideró al edificio compuesto por muros estructurales, pudo ser comprobada al obtenerse que los cortantes inducidos por el sismo en las placas representan (en suma) más del 80% del cortante total para cada dirección analizada, de acuerdo con la planta mostrada en la figura No. 05 - 10.



Períodos fundamentales y modos de vibración

- Mediante el análisis sísmico en traslación pura, se obtuvieron períodos de vibración (T) cuyos valores fueron menores que los obtenidos para el análisis considerando 3 grados de libertad por nivel. La diferencia entre los períodos obtenidos se debe a que en el caso de traslación pura, se imponen sobre la estructura restricciones adicionales que aumentan ficticiamente la rigidez de los elementos que resisten cortante sísmico, tales como columnas y placas.
- Con relación al punto anterior, el acortamiento del período en la dirección X se reflejará sobre la estructura como un aumento en las fuerzas inerciales, ya que ésta será capaz de “absorber” mayores cortantes inducidos por sismo. En la dirección Y no existieron diferencias entre los sistemas de fuerzas inerciales aplicados, ya que no existen diferencias importantes entre los períodos obtenidos y la estructura se mantiene siempre dentro de la zona plana del espectro de pseudos aceleraciones, con $T_{DINY} < T_P = 0.40\text{seg}$.
- Comparando el período aproximado que permite calcular la NTE.030 con el obtenido por procedimientos dinámicos para la dirección X, obtenemos que $T_{APROX} = 0.38\text{seg}$ y $T_{DIN} = 0.59\text{ seg}$. Si para el análisis sísmico estático se hubiese considerado el T_{APROX} , se hubiese aplicado sobre la estructura fuerzas inerciales con valores mucho mayores a las obtenidas usando el T_{DIN} , correspondiendo esta últimas a la rigidez propia de la edificación. Esto a su vez, elevaría los desplazamientos laterales y cabría la posibilidad de no cumplir con los límites de deriva que plantea la NTE.030, necesitando finalmente redimensionar algunos de los elementos para elevar la rigidez lateral de la edificación en esta dirección.
- Para la estructura analizada, en la dirección Y no hay diferencias importantes entre el T_{APROX} de la NTE.030 y el período calculado mediante procedimientos dinámicos ($T_{APROX} = 0.38\text{seg}$ contra $T_{DIN} = 0.39\text{seg}$).

Desplazamientos y control de la deriva

- Los desplazamientos máximos en el nivel superior para los análisis estático y dinámico se muestran en el siguiente cuadro resumen.

| Análisis | Estático | | | | Dinámico | | | |
|------------------|----------|------|----------|------|----------|------|----------|------|
| | 3GDL - X | TPX | 3GDL - Y | TPY | 3GDL - X | TPX | 3GDL - Y | TPY |
| DMAX (cm) | 8.51 | 7.24 | 6.38 | 4.92 | 6.98 | 5.18 | 5.84 | 4.08 |

- Los desplazamientos relativos y derivas máximas se muestran a continuación:

| Análisis | Estático | | | | Dinámico | | | |
|-------------------|----------|----------|------|----------|----------|----------|------|----------|
| | Caso | 3GDL - X | TPX | 3GDL - Y | TPY | 3GDL - X | TPX | 3GDL - Y |
| Entrepiso | 4 | 4 | 6 | 6 | 4 | 4 | 6 | 6 |
| ΔMAX (cm) | 1.27 | 1.07 | 0.94 | 0.72 | 1.03 | 0.86 | 0.77 | 0.60 |
| Deriva (o/oo) | 4.62 | 3.88 | 3.42 | 2.61 | 3.75 | 3.12 | 2.79 | 2.18 |

- Habiéndose efectuado el control de la deriva para la estructura, se afirma que el edificio cumple de manera adecuada con el límite de 7o/oo considerado en la NTE.030 para edificios conformados por elementos de concreto armado.

Fuerza Cortante y Momento Basal

- Los resultados obtenidos se muestran en el siguiente cuadro:

| Caso | Estático | | Dinámico | |
|--------------------|----------|-----------|----------|-----------|
| | V (ton) | M (tonxm) | V (ton) | M (tonxm) |
| 3gdl - X | 459.70 | 7,374.26 | 353.63 | 5,600.31 |
| 3gdl - Y | 510.00 | 8,178.25 | 379.78 | 6,199.73 |
| TPX | 494.55 | 7,933.39 | 396.76 | 6,306.72 |
| TPY | 510.00 | 8,178.25 | 381.30 | 6,220.02 |
| ΔV (ton) | 34.85 | 559.14 | 43.13 | 706.41 |
| ΔM (tonxm) | 0.00 | 0.00 | 1.52 | 20.29 |

- En la dirección X, debido al menor período obtenido para el caso de traslación pura, la fuerza cortante basal se incrementó en aproximadamente el 10% del valor obtenido para el caso que considera 3gdl por nivel en los análisis estático y dinámico. Esto genera además un aumento del valor de las fuerzas inerciales que actúan sobre la estructura.
- El incremento en el momento basal para el caso de traslación pura es aproximadamente el 10% sobre el valor obtenido para el caso de 3gdl para los análisis estático y dinámico.
- Se deduce entonces que el período de vibración es un factor con una alta incidencia sobre los resultados del análisis sísmico, obteniéndose que para esta estructura, la disminución del período fundamental en la dirección X, conlleva a un incremento de los esfuerzos de sismo sobre los diversos elementos estructurales (vigas, columnas y placas).
- En la dirección Y, no hay una variación significativa entre los resultados obtenidos para los casos analizados, ya que el período de vibración prácticamente se mantuvo constante y dentro de la zona plana del espectro de pseudo aceleraciones, lo cual conlleva a que el factor C sea también constante, con un valor igual a 2.50.
- Se empleó para el diseño, las fuerzas obtenidas del análisis dinámico considerando 3gdl por nivel. El método para la obtención de los esfuerzos internos actuantes sobre los diversos elementos estructurales del edificio (vigas,



placas y columnas), fue el de Combinación Cuadrática Completa (CQC). Estos quedan definidos como una combinación de la respuesta de todos los modos de vibración influyentes sobre el comportamiento de la estructura ante la acción de sismos. Para el caso de la estructura analizada, estos fueron los modos de los pisos inferiores.





| | 4.94 | 8.24 | | 7.74 | 5.91 | 4.52 | | 6.08 | Eje Simetría |
|-------|-------|-------|--------|--------|-------|------|------|------|--------------|
| 3.41 | | 6.76 | 27.28 | | 2.33 | 7.19 | | 1.88 | 18.50 |
| 2.09 | 3.04 | | 10.15 | 2.06 | | 6.25 | 0.37 | | 5.61 |
| 2.35 | 10.67 | 13.97 | 24.54 | | 9.22 | 7.99 | 6.24 | 6.75 | 7.70 |
| 4.75 | | 12.64 | 59.34 | | 2.94 | 5.96 | | 2.55 | 29.90 |
| 2.99 | 8.24 | | 21.20 | 13.43 | | 5.52 | 0.90 | | 10.81 |
| 3.47 | 16.04 | 21.12 | 26.90 | | 10.06 | 8.54 | 5.91 | 7.40 | 8.66 |
| 7.27 | | 19.05 | 70.45 | | 3.18 | 7.03 | | 2.83 | 31.25 |
| 4.70 | 15.77 | | 30.09 | 26.04 | | 6.44 | 1.43 | | 12.62 |
| 5.66 | 22.04 | 28.97 | 32.96 | | 10.88 | 9.26 | 6.83 | 8.25 | 9.62 |
| 8.90 | | 26.16 | 76.03 | | 3.44 | 7.49 | | 3.15 | 30.91 |
| 5.36 | 25.59 | | 39.99 | 44.89 | | 6.92 | 1.95 | | 15.07 |
| 5.92 | 27.71 | 36.39 | 48.41 | | 11.32 | 9.61 | 7.39 | 8.78 | 10.26 |
| 9.30 | | 32.87 | 71.54 | | 3.58 | 7.71 | | 3.35 | 26.18 |
| 5.61 | 35.66 | | 48.90 | 70.27 | | 7.19 | 2.44 | | 16.75 |
| 6.40 | 31.93 | 41.96 | 74.70 | | 11.12 | 9.38 | 7.74 | 8.78 | 10.31 |
| 11.25 | | 37.89 | 55.69 | | 3.50 | 7.33 | | 3.36 | 18.13 |
| 6.65 | 46.84 | | 56.32 | 100.96 | | 6.85 | 2.89 | | 18.95 |
| 7.69 | 33.05 | 43.27 | 112.34 | | 10.09 | 8.59 | 7.40 | 8.24 | 9.56 |
| 10.85 | | 39.14 | 32.94 | | 3.19 | 6.49 | | 3.13 | 14.64 |
| 6.07 | 58.09 | | 59.45 | 133.74 | | 6.51 | 3.27 | | 15.71 |
| 7.15 | 24.69 | 29.46 | 160.85 | | 7.06 | 5.35 | 7.52 | 5.40 | 7.17 |
| 10.46 | | 27.77 | 85.50 | | 2.12 | 2.70 | | 2.20 | 28.56 |
| 4.61 | 67.90 | | 59.82 | 157.30 | | 1.96 | 3.59 | | 32.93 |
| 8.59 | | | 298.82 | | | 3.27 | | | 145.67 |

PL-1 PL-4 C-3 PL-3
 Figura No. 05 - 08.- Fuerzas internas actuantes sobre el pórtico del Eje C debido a cargas de sismo.

| | 5.29 | 5.09 | | 4.21 | 4.45 |
|------|-------|------|------|------|------|
| 4.00 | | 1.90 | 7.34 | | 1.86 |
| 3.12 | 2.55 | | 6.24 | 1.05 | 2.92 |
| 2.72 | 6.04 | 5.83 | 6.08 | 7.16 | 7.10 |
| 2.61 | | 2.18 | 6.01 | | 3.07 |
| 2.36 | 5.45 | | 5.53 | 1.21 | 2.98 |
| 2.47 | 6.19 | 5.98 | 5.89 | 7.29 | 7.26 |
| 2.87 | | 2.23 | 6.33 | | 3.13 |
| 2.68 | 8.39 | | 5.90 | 1.33 | 3.05 |
| 2.90 | 6.29 | 6.08 | 6.37 | 7.31 | 7.28 |
| 2.57 | | 2.27 | 6.02 | | 3.14 |
| 2.66 | 11.36 | | 5.86 | 1.44 | 3.03 |
| 3.17 | 6.13 | 5.93 | 6.57 | 7.05 | 7.02 |
| 2.17 | | 2.21 | 5.46 | | 3.03 |
| 2.61 | 14.22 | | 5.63 | 1.51 | 2.89 |
| 3.47 | 5.61 | 5.43 | 6.66 | 6.40 | 6.37 |
| 1.50 | | 2.03 | 4.42 | | 2.75 |
| 2.30 | 16.83 | | 4.93 | 1.56 | 2.53 |
| 3.48 | 4.77 | 4.62 | 6.20 | 5.41 | 5.39 |
| 0.73 | | 1.72 | 3.13 | | 2.32 |
| 2.06 | 19.00 | | 4.34 | 1.56 | 2.21 |
| 3.77 | 3.30 | 3.16 | 6.22 | 3.59 | 3.57 |
| 0.77 | | 1.18 | 0.72 | | 1.54 |
| 1.12 | 20.47 | | 1.84 | 1.60 | 0.87 |
| 4.13 | | | 4.92 | | 2.20 |

B-3 C-3 D-3
 Figura No. 05 - 09.- Fuerzas internas actuantes sobre el pórtico del Eje 3 debido a cargas de sismo.

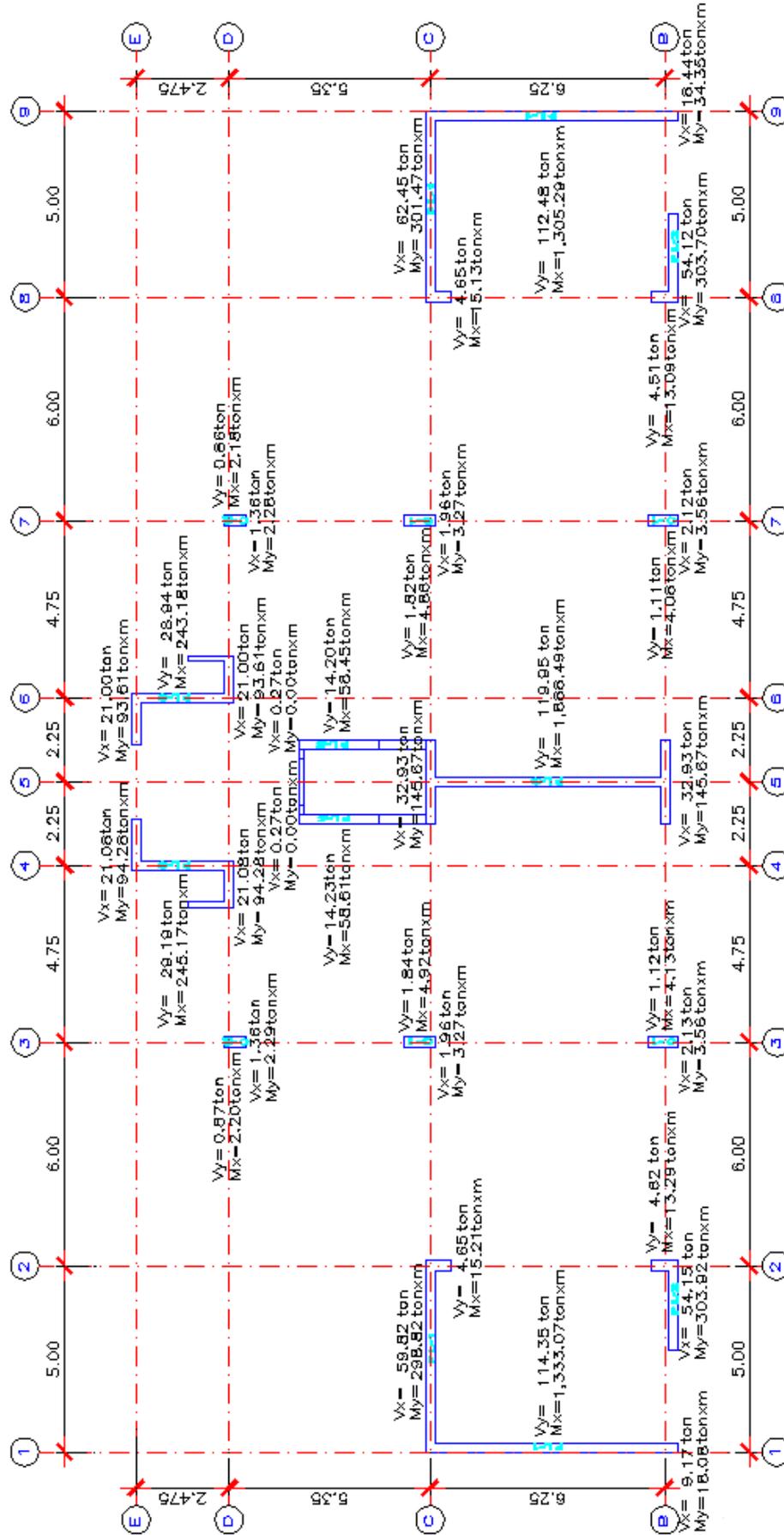


Figura No. 05 - 10.- Fuerzas de sismo actuantes sobre el primer Nivel del Edificio.

Capítulo 6 - Diseño de Losas Aligeradas, Losas Macizas

Vigas chatas y Escaleras

En este capítulo se presenta el procedimiento de diseño de losas macizas, losas aligeradas, vigas chatas y escaleras, elementos que trabajan básicamente bajo cargas de gravedad y cuyo diseño estructural se efectúa mediante el método de resistencias.

1. Hipótesis de diseño.

El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión debe satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Las hipótesis en las cuales se basa este método, son las siguientes:

- a) Las deformaciones en el acero de refuerzo y el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) La máxima deformación utilizable para el concreto en la fibra extrema a compresión (ϵ_{cu}), se supondrá igual a 0.003.
- d) El esfuerzo en el refuerzo será E_s (módulo de elasticidad del acero) veces la deformación del acero. Para deformaciones mayores a las correspondientes al esfuerzo de fluencia (f_y) del acero, el esfuerzo (f_s); se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- e) La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.
- f) El diagrama esfuerzo-deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto, se puede definir de acuerdo a las siguientes condiciones:
 - Un esfuerzo constante en el concreto de $0.85 f'_c$ que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.
 - La distancia c desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.

- El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para concretos con resistencias f'_c hasta de 280 Kg/cm^2 . Para resistencias superiores a 280 Kg/cm^2 , β_1 disminuirá a razón de 0.05 por cada 70 Kg/cm^2 de aumento de f'_c hasta un valor mínimo de 0.65.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión, deberá basarse en la expresión:

$$M_U \leq \phi M_N$$

Donde: M_U = Resistencia requerida por flexión en la sección analizada.
 M_N = Resistencia nominal a la flexión de la sección.

2. Ecuaciones de diseño para secciones rectangulares.

En la sección rectangular sometida a flexión indicada en la siguiente figura, se denomina:

- d = Peralte efectivo del elemento.
- ρ = cuantía de acero de refuerzo.
- b = Ancho del bloque comprimido (ancho de la sección transversal rectangular).
- A_s = Área de acero en tracción.
- c = Profundidad del eje neutro.
- a = Profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente.

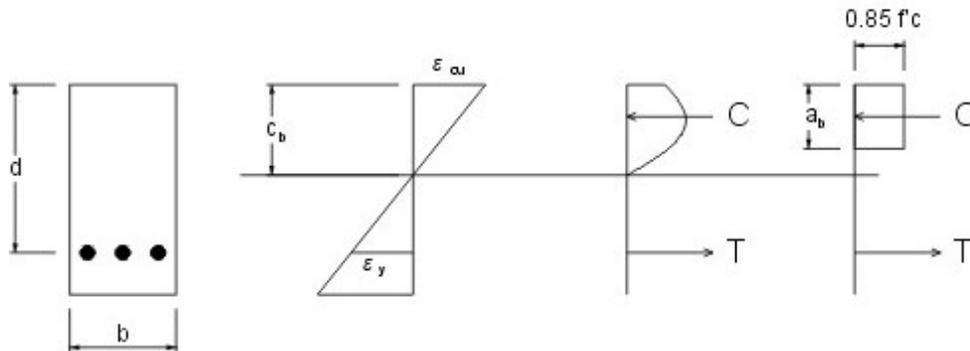


Figura No. 06 - 01.- Deformaciones y Esfuerzos en una sección rectangular de concreto armado.

Se definen los siguientes parámetros:

2.1. Cuantía de acero de refuerzo:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

2.2. Bloque de compresiones (a):

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

2.3. Resistencia Nominal a la flexión de la sección (M_N):

$$M_N = f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

Donde $w = \rho \frac{f_y}{f'_c}$, se obtiene de tomar momentos en la ubicación de la resultante en compresión, reemplazando el valor de $A_s f_y$ en función de "a" (obtenido de la ecuación 2.2).

Para el diseño, se utilizará el factor de reducción de resistencia especificado en la NTE-060 para el caso de flexión simple, que es $\phi = 0.90$. Con ello obtenemos:

2.4. Resistencia última o de diseño (M_U): $M_U = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$

3. Cuantía balanceada (ρ_b)

Se define como el porcentaje de acero de refuerzo para el cual el concreto alcanza su deformación última ($\epsilon_{cu} = 0.003$) en simultáneo con el inicio de la fluencia del acero de refuerzo.

La cuantía balanceada se calcula según la ecuación: $\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1 * 6000}{f_y (6000 + f_y)}$

Donde:

f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

β_1 = Parámetro característico del bloque de compresiones del ACI.

4. Límites mínimo y máximo para el refuerzo en elementos sujetos a flexión.

- Según el punto 11.5.1 de la NTE-060, en cualquier sección de un elemento sometido a flexión, excepto zapatas y losas, donde por el análisis se requiera acero de refuerzo; el área de acero que se proporcione será la necesaria para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección no agrietada (M_{CR}).

$$M_{CR} = \frac{f_r I_G}{y_T}, \text{ donde: } f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

- El área mínima de refuerzo para secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{S_{MIN}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

- Alternativamente, el área de refuerzo positivo o negativo en cada sección del elemento deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.
- En elementos sujetos a flexión, el porcentaje de refuerzo ρ proporcionado, no deberá exceder de $0.75\rho_b$, siendo ρ_b el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada. En elementos con refuerzo en compresión, la porción de ρ_b equilibrada por el refuerzo en compresión no deberá reducirse mediante el factor 0.75.
- Para la redistribución de momentos, (ρ) o $(\rho - \rho')$ no deberá exceder de $0.5\rho_b$.

5. Diseño de Losas Aligeradas

El diseño de losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan directamente sobre ellas (carga muerta y carga viva). Para su diseño se considera una franja modular de 0.40m de ancho. El peralte de todos los techos aligerados es de $h = 0.25\text{m}$.

En la zona de momentos negativos, la vigueta se comportará como una viga rectangular de 0.10m de ancho, despreciándose la contribución del ala para resistir los esfuerzos internos de la sección. Asimismo, en la zona de momentos positivos, la vigueta trabajará como si fuera una viga rectangular de 0.40m de ancho, debido a que la altura del bloque de compresiones se encontrará generalmente dentro del espesor del ala de la vigueta considerada ($a < 5\text{cm}$).

A continuación, se muestra el procedimiento de diseño para el aligerado tipo A del piso típico, siguiéndose el mismo procedimiento para el diseño del resto de losas aligeradas.

Aligerado Tipo A – Piso Típico

Los diagramas de esfuerzos actuantes sobre una franja modular de 0.40m de ancho se muestran en las siguientes figuras:

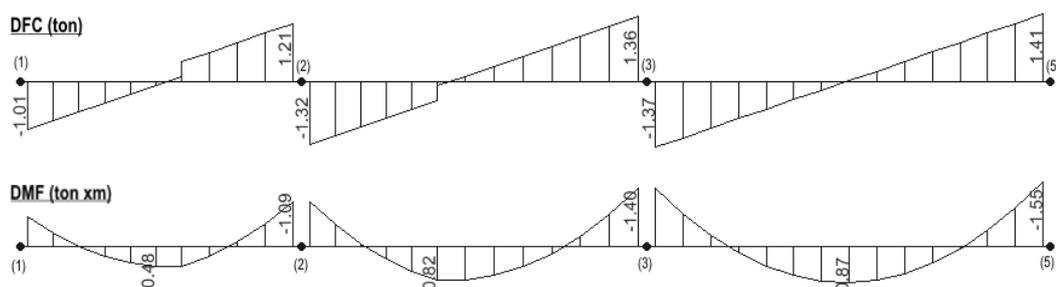


Figura No. 06 - 02.- Esfuerzos actuantes sobre aligerado tipo A del piso Típico

Diseño por flexión

Las cantidades de acero necesarias son las que se muestran en los siguientes cuadros:

Tramo 1-2

| Zona | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm ²) | As colocado |
|---------|--------|--------|------------|-------|-------|-----------------------|---------------------|
| Apoyo 1 | 10 | 22 | 0.73 | 15.08 | 0.42% | 0.92 | 1 φ 1/2" |
| Centro | 40 | 22 | 0.48 | 2.48 | 0.07% | 0.58 | 1 φ 3/8" |
| Apoyo 2 | 10 | 22 | 1.09 | 22.52 | 0.65% | 1.42 | 1 φ 3/8" + 1 φ 3/8" |

Tramo 2-3

| Zona | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm ²) | As colocado |
|---------|--------|--------|------------|-------|-------|-----------------------|---------------------|
| Centro | 40 | 22 | 0.82 | 4.24 | 0.11% | 1.00 | 1 φ 3/8" + 1 φ 3/8" |
| Apoyo 3 | 10 | 22 | 1.40 | 28.93 | 0.85% | 1.87 | 1 φ 1/2" + 1 φ 3/8" |

Tramo 3-5

| Zona | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm ²) | As colocado |
|---------|--------|--------|------------|-------|-------|-----------------------|---------------------|
| Centro | 40 | 22 | 0.87 | 4.49 | 0.12% | 1.06 | 1 φ 3/8" + 1 φ 3/8" |
| Apoyo 5 | 10 | 22 | 1.55 | 32.02 | 0.95% | 2.10 | 1 φ 1/2" + 1 φ 3/8" |

La disposición final de armaduras es la que ilustra la siguiente figura:

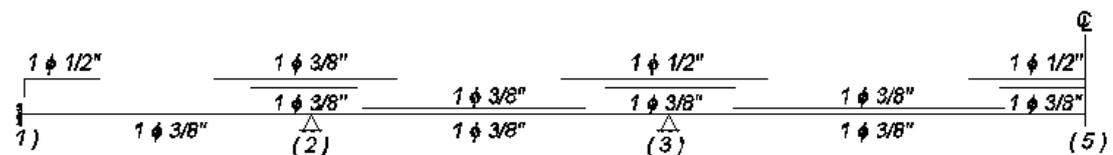


Figura No. 06 - 03.- Disposición de armaduras de acero para el aligerado Tipo A del Piso típico

El aligerado analizado es simétrico con respecto del apoyo ubicado en el eje 5.

Refuerzo por contracción y temperatura

Será necesario colocar acero mínimo en la dirección perpendicular al armado de las viguetas de la losa aligerada, para controlar los esfuerzos por cambios de temperatura y contracción de fragua del concreto. Por tal motivo, según lo indicado en la NTE-060, punto 7.10.2, se colocará una cuantía de acero igual a 0.0018, valor que rige para aceros de refuerzo con esfuerzos de fluencia $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$. El área de acero por contracción y temperatura será:

$$A_{ST} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 5\text{cm} = 0.90\text{cm}^2/\text{m}.$$

Eligiendo acero de $\phi \frac{1}{4}$ ", el espaciamiento al cual se colocará este refuerzo

$$\text{mínimo será: } s = \frac{0.32\text{cm}^2}{0.90\text{cm}^2} \times 100\text{cm} = 35.55\text{cm}.$$

Pero el espaciamiento máximo será igual al menor de los siguientes valores:

$$s_{MÁX} = 5 \text{ veces el espesor de la losa} = 5 \times t = 5 \times 5\text{cm} = 25\text{cm} \text{ (este valor manda).}$$

$$s_{MÁX} = 45\text{cm}$$

Finalmente, el refuerzo que se colocará por contracción y temperatura en todas las losas aligeradas en la dirección perpendicular a la del armado de las viguetas será $\phi \frac{1}{4} @ 25\text{cm}$.

Verificación por fuerza cortante

Ya que no es usual colocar refuerzo por corte en las losas aligeradas, es necesario verificar que la sección de concreto de la losa es adecuada para resistir los esfuerzos cortantes producidos por las cargas actuantes. Si $V_U > \phi V_C$, será necesario la utilización de ensanches (alternado o corrido) para aumentar la resistencia al corte (V_C) de la sección del aligerado.

- Fuerza cortante actuante (V_{UACT}) = $1.41\text{ton} - 0.42\text{ton/m} \times 0.22\text{m}$
= 1.32ton (a "d" de la cara del apoyo 5).
- Resistencia al corte del concreto (V_C) = $1.10 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 \div 1000 = 1.86\text{ton}$. (Punto 9.9.8 NTE-060).
- Resistencia última al corte (ϕV_C) = $0.85 \times 1.86\text{ton} = 1.57\text{ton}$

Como $\phi V_C = 1.57\text{ton} > V_{UACT} = 1.32\text{ton}$, la sección del aligerado permitirá resistir de manera adecuada los esfuerzos de corte producidos por las cargas actuantes y no se necesitarán ensanches en el aligerado analizado.

6. Diseño de Losas Macizas

Su diseño es similar al caso de losas aligeradas, pero se lleva a cabo considerando franjas de 1.00m de ancho. Asimismo, dependiendo de la longitud de los lados de los paños, se les puede considerar armadas en una sola dirección si la relación del lado largo (a) al lado corto (b) del paño es mayor o igual que 2 ó, si estos son más o menos similares ($a/b < 2$); se les considera armadas en dos direcciones.

El único paño de losa maciza (4.95m x 1.73m), será diseñado considerándolo armado en una sola dirección ya que la relación de su lado largo a su lado corto (a/b) es igual a $2.86 = 4.95\text{m} / 1.73\text{m}$. Las siguientes figuras muestran los esfuerzos actuantes sobre este paño de losa maciza:

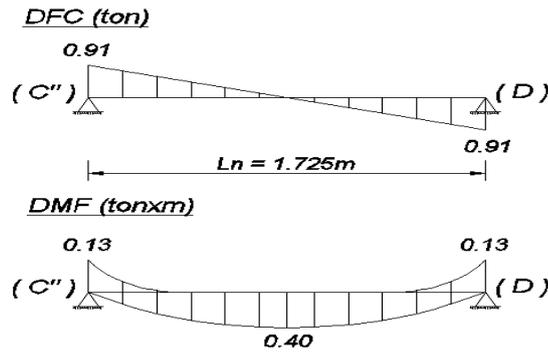


Figura No. 06 - 04.- Esfuerzos actuantes sobre losa maciza del piso Típico

Diseño por flexión

- En la dirección del armado:

$$A_{SMIN} = \frac{0.70(\sqrt{210})(100)(12)}{4200} = 2.90\text{cm}^2/\text{m} \quad (11.5.2 \text{ NTE-060}).$$

Si la cantidad de acero obtenida según cálculos es menor que la cantidad de acero mínima, se colocará esta última.

| Zona | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm ² /m) | As colocado (cm ² / m) |
|---------------|--------|--------|------------|------|-------|-------------------------|-----------------------------------|
| Apoyos | 100 | 12 | 0.40 | 2.78 | 0.07% | 0.89 | 2.90 |
| Centro de luz | 100 | 12 | 0.13 | 0.90 | 0.02% | 0.29 | 2.90 |

- En la dirección perpendicular a la del armado:

La NTE-060 en el punto 7.10.2, indica que es necesario colocar refuerzo por contracción y temperatura en losas armadas en una dirección. La cuantía de acero que debe colocarse es igual a 0.0018. Por consiguiente, el refuerzo necesario es:

$$A_{STEMP} = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm} = 2.70\text{cm}^2/\text{m}.$$

- Espaciamiento del refuerzo

En la dirección del armado del refuerzo (longitudinal):

Se decide utilizar ϕ 3/8" como refuerzo. Con ello, el espaciamiento del acero será: $(0.71 / 2.90) \times 100 = 24.50\text{cm}$

En la dirección transversal:

Igualmente, se usará ϕ 3/8". El espaciamiento es igual a: $(0.71 / 2.70) \times 100 = 26.30\text{cm}$.

Se decide correr las armaduras superiores necesarias para resistir momentos negativos, ya que se tiene así, una disposición más eficiente de estas armaduras. Asimismo, aunque la losa se comportará básicamente actuando en

una sola dirección; en la dirección transversal al armado se decide colocar acero de refuerzo mínimo ($\phi 3/8" @ 0.25m$) en su cara inferior (fondo).

Finalmente, la siguiente disposición de armaduras para la losa maciza es la siguiente:

- Malla superior $\phi 3/8" @ 0.25m$ (en ambas direcciones).
- Malla inferior $\phi 3/8" @ 0.25m$ (en ambas direcciones).

La siguiente figura resume lo expuesto anteriormente:

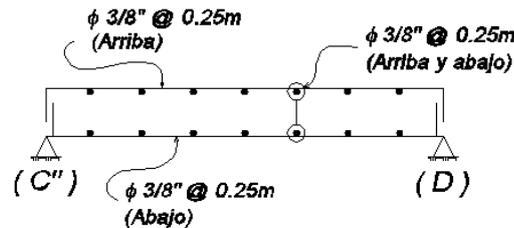


Figura No. 06 - 05.- Disposición de armaduras de acero para la losa maciza del Piso típico

Verificación por Fuerza Cortante.

Similar al caso de las losas aligeradas, no se suele colocar refuerzo por corte a las losas macizas, por lo que será necesario verificar si la sección será capaz de resistir los esfuerzos de corte actuantes sobre ella.

- Fuerza cortante actuante (V_{UACT}) = $0.91\text{ton} - 1.05\text{ton/m} \times 0.12\text{m} = 0.78\text{ton}$ (a "d" de la cara del apoyo).
- Resistencia al corte del concreto (V_C) = $0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 / 1000 = 9.21\text{ton}$. (Punto 13.2.1 NTE-060).
- Resistencia última al corte (ϕV_C) = $0.85 \times 9.21\text{ton} = 7.84\text{ton}$

Se comprueba que $\phi V_C = 7.84\text{ton} > V_{UACT} = 0.78\text{ton}$ y por lo tanto, la sección de concreto de la losa es adecuada para resistir los esfuerzos de corte últimos producidos por las cargas actuantes sobre ella.

7. Diseño de Vigas Chatas

Su diseño se realiza considerando únicamente cargas de gravedad (muertas y vivas). En el caso particular de la única viga chata (VCH-1) existente en la edificación, ésta recibe las cargas de la tabiquería que es paralela al sentido del armado de las viguetas de los paños ubicados entre los ejes 1 y 3 y los ejes 7 y 9, de la losa aligerada tipo A.

Además de su diseño por flexión, será necesario diseñarla por fuerza cortante y comprobar si la sección asumida será capaz de soportar los esfuerzos de corte producidos por las cargas actuantes.

Diseño por flexión

La carga de diseño (w_U) para la viga chata en estudio, es igual a $1.5 \times 0.98\text{tonxm} + 1.80 \times 0.13\text{ton/m} = 1.71\text{ton/m}$.

Los esfuerzos actuantes sobre la VCH-1 se presentan en las siguientes figuras:

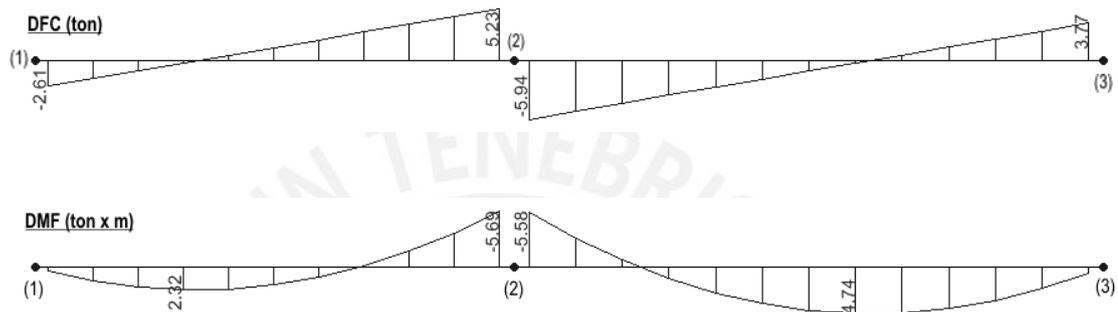


Figura No. 06 - 06.- Esfuerzos actuantes sobre viga chata VCH-1 del piso Típico

En los apoyos (1) y (3) se considerará un momento flector negativo igual a:

$$M_{U1}^- = \frac{w_U L^2}{24} = \frac{1.71 * (4.88)^2}{24} = 1.51\text{tonxm}$$

$$M_{U3}^- = \frac{w_U L^2}{24} = \frac{1.71 * (6.00)^2}{24} = 2.32\text{tonxm}$$

$$\text{Acero mínimo } (A_{SMIN}) = \frac{0.70(\sqrt{210})(65)(22)}{4200} = 3.46\text{cm}^2.$$

$$A_{SMAX} = 0.75 \times 0.0213 \times 65 \times 22 = 22.85\text{cm}^2.$$

Tramo 1-2

| Zona | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm2) | As colocado |
|---------|--------|--------|------------|-------|-------|----------|---------------------|
| Apoyo 1 | 65 | 22 | 1.51 | 4.80 | 0.13% | 1.84 | 2 φ 5/8" + 3 φ 1/2" |
| Centro | 65 | 22 | 2.32 | 7.37 | 0.20% | 2.86 | 5 φ 1/2" |
| Apoyo 2 | 65 | 22 | 5.69 | 18.09 | 0.51% | 7.28 | 2 φ 5/8" + 3 φ 1/2" |

Tramo 2-3

| Zona | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm2) | As colocado |
|---------|--------|--------|------------|-------|-------|----------|---------------------|
| Centro | 65 | 22 | 4.74 | 15.07 | 0.42% | 6.00 | 5 φ 1/2" |
| Apoyo 3 | 65 | 22 | 2.32 | 7.37 | 0.20% | 2.86 | 2 φ 5/8" + 3 φ 1/2" |

Diseño por fuerza cortante

Se verificará la resistencia al corte en el apoyo 2 (tramo 2-3), ya que éste es el más solicitado.

- Fuerza cortante actuante (V_{UACT}) = $5.94\text{ton} - 1.71\text{ton/m} \times 0.22\text{m} = 5.56\text{ton}$ (a "d" de la cara del apoyo).

- Resistencia al corte del concreto (V_C) = $0.53 \times \sqrt{210} \times 65 \times 22 / 1000 = 10.98\text{ton}$. (Punto 13.2.1 NTE-060).
- Resistencia última al corte (ϕV_C) = $0.85 \times 10.98\text{ton} = 9.33\text{ton}$.

Siendo $\phi V_C = 9.33\text{ton} > V_{UACT} = 5.6\text{ton}$, se concluye que el concreto será capaz de resistir por sí solo toda la fuerza cortante producida por las cargas de gravedad en este apoyo (2). Sin embargo, se necesitará colocar estribos de montaje para poder colocar la armadura de acero superior, en cada tramo de la viga; motivo por el cual se colocará estribos de $\phi 1/4"$ con el siguiente espaciamiento: $1 @ 0.05$, $r @ 0.30$. Aunque la NTE-060 recomienda el uso de estribos de $\phi 3/8"$ si se utiliza varillas de acero con diámetros mayores o iguales a $1/2"$, en la práctica es posible colocar estribos de $\phi 1/4"$ siempre y cuando no se comprometa la resistencia al corte de la sección.

La disposición final de las armaduras para la viga chata se resume en la siguiente figura:

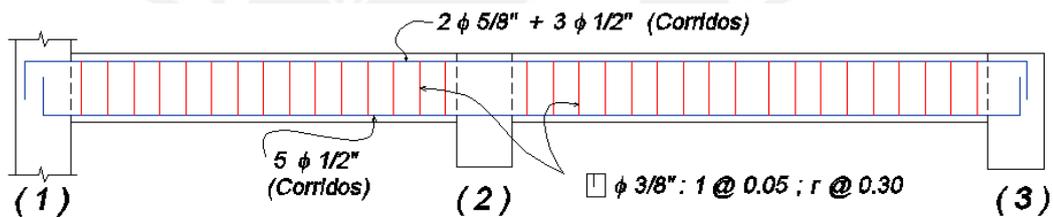


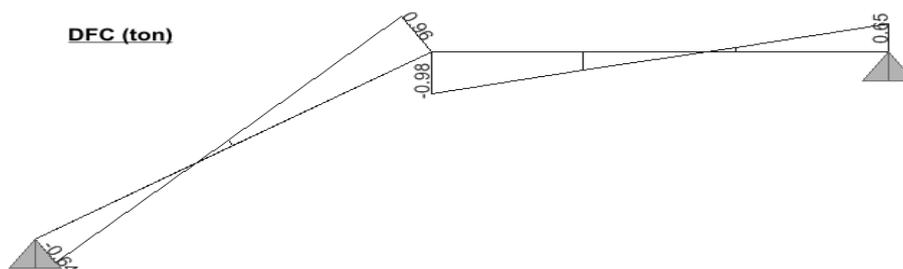
Figura No. 06 - 07.- Disposición de armaduras de acero para la viga VCH-1 del Piso típico

8. Diseño de Escaleras

El diseño de las escaleras se realizará dividiéndola en tramos. Para cada uno de ellos, se han calculado previamente las cargas aplicadas; las cuales se presentaron en el Capítulo 03 de este trabajo. Se presenta el diseño del 1er tramo de la escalera, siguiendo similar procedimiento para los tramos 2, 3 y 4.

Diseño por Flexión

Los diagramas de fuerza cortante y momento flector para este tramo son los que ilustran las figuras a continuación:



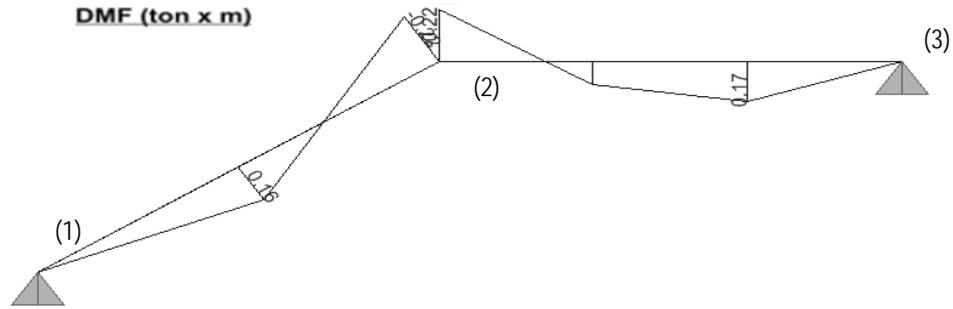


Figura No. 06 - 08.- Esfuerzos actuantes sobre el 1er tramo de la escalera

Sobre los apoyos actuará un momento flector negativo igual a:

$$M_U^- = \frac{1.23 * (1.325)^2}{24} = 0.09 \text{ tonxm.}$$

Acero mínimo en flexión

Para el tramo inclinado: $A_{SMIN} = \frac{0.70 \sqrt{210} (100)(12)}{4200} = 2.90 \text{ cm}^2/\text{m}$

Para los descansos: $A_{SMIN} = \frac{0.70 \sqrt{210} (100)(17)}{4200} = 4.11 \text{ cm}^2/\text{m}$

Tramo Inclinado

| Zona | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm ²) |
|---------|--------|--------|------------|------|-------|-----------------------|
| Apoyo 1 | 100 | 12 | 0.08 | 0.56 | 0.02% | 0.18 |
| Centro | 100 | 12 | 0.16 | 1.11 | 0.02% | 0.28 |
| Apoyo 2 | 100 | 12 | 0.22 | 1.53 | 0.03% | 0.39 |

Descanso

| Zona | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm ²) |
|---------|--------|--------|------------|------|-------|-----------------------|
| Apoyo 2 | 100 | 17 | 0.22 | 0.76 | 0.02% | 0.34 |
| Centro | 100 | 17 | 0.17 | 0.59 | 0.02% | 0.27 |
| Apoyo 3 | 100 | 17 | 0.09 | 0.31 | 0.01% | 0.14 |

Para la zona de momentos positivos se usará φ de 1/2" con un espaciamiento igual a:

$$s = \frac{1.29}{4.11} \times 100 = 31.90 \text{ cm. Se colocará } \phi \frac{1}{2}'' @ 0.25 \text{ m}$$

Para la zona de momentos negativos, se usará refuerzo de φ 3/8" con un espaciamiento igual a:

$$s = \frac{0.71}{2.90} \times 100 = 24.50 \text{ cm. Se colocará } \phi \frac{3}{8}'' @ 0.25 \text{ m.}$$

Pasos

El diseño se realizará considerándolos actuando en voladizos, apoyados en las placas.

$$w_U = [1.50 \times 0.69 \text{ ton/m}^2 + 1.80 \times 0.20 \text{ ton/m}^2] \times 0.25 \text{ m} = 0.35 \text{ ton/m}$$

$$M_U = \frac{0.35 \text{ ton/m} * (1.225 \text{ m})^2}{2} = 0.26 \text{ tonxm.}$$

$$K_U = 7.22; \rho = 1.96 \times 10^{-3}; A_s = 0.59 \text{ cm}^2.$$

Se colocará una varilla de ϕ 3/8" en cada paso del tramo inclinado.

Verificación por Fuerza cortante

Tramo inclinado

- Fuerza cortante actuante (V_{UACT}) = 0.96ton.
- Resistencia del concreto al corte (V_C) = $0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 / 1000 = 9.21 \text{ ton.}$
- Resistencia última al corte (ϕV_C) = $0.85 \times 9.21 \text{ ton} = 7.83 \text{ ton.}$

Como $\phi V_C = 7.83 \text{ ton} > V_{UACT} = 0.96 \text{ ton}$ (ver DFC en la figura No. 06 – 08), el concreto será capaz de resistir por si solo la fuerza cortante actuante.

La disposición final de las armaduras para todos los tramos de la escalera, se aprecian en el plano E-07.



Capítulo 7 - Diseño de Vigas peraltadas

El presente capítulo detalla el procedimiento de diseño de las vigas peraltadas de los pórticos principales de la edificación.

Las vigas constituyen los elementos que transmiten las cargas de las losas hacia las columnas. Otras de sus funciones son las de resistir y ayudar a proporcionar rigidez lateral a la edificación. Para lograr tal objetivo, será necesario proveer a estos elementos de una adecuada resistencia a la flexión y al corte. Por tal motivo será necesario diseñarlas considerando los esfuerzos producidos por las cargas de gravedad y cargas de sismo que actúen sobre ellas.

Se presenta el diseño de la viga VT-103 del piso típico, ubicada a lo largo del eje 3 de la edificación. Similar procedimiento se ha seguido para el diseño del resto de vigas del edificio.

1. Hipótesis de diseño.

Las hipótesis de diseño necesarias para llevar a cabo el diseño de las vigas peraltadas son las que se presentaron en el capítulo 06.

Para el diseño a flexión, se utilizarán las siguientes fórmulas:

1.1. Resistencia Nominal a la flexión de la sección (M_N):

$$M_N = f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

1.2. Resistencia última o de diseño (M_U):

$$M_U = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w), \text{ con } \phi \text{ igual a } 0.90.$$

2. Esfuerzos actuantes sobre la viga del Piso típico VT-103

Como se describió anteriormente, será necesario conocer los esfuerzos internos producidos por las cargas de gravedad y sismo que actúan sobre la viga.

Del análisis bajo cargas de gravedad y el análisis sísmico, se ha obtenido los siguientes resultados para la fuerza cortante y los momentos flectores sobre la viga.

DFC (ton)

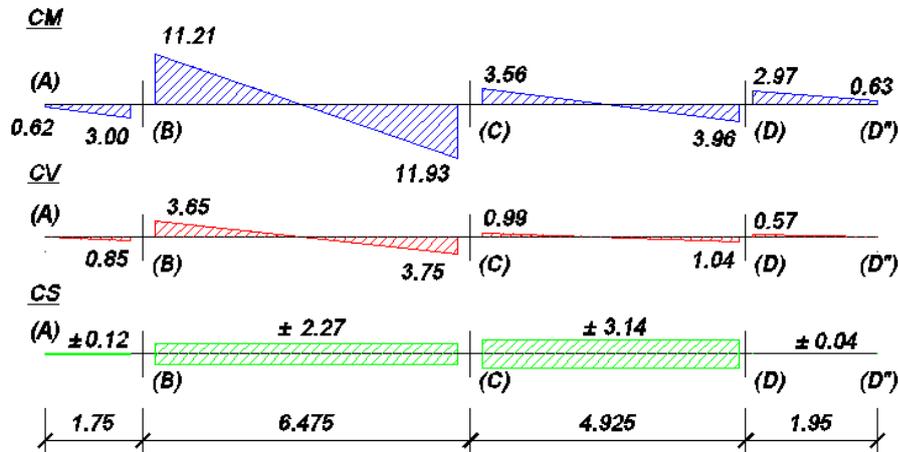


Figura No. 07 - 01.- Diagramas de fuerza cortante para Cargas Muerta, Viva y Sismo

DMF (tonxm)

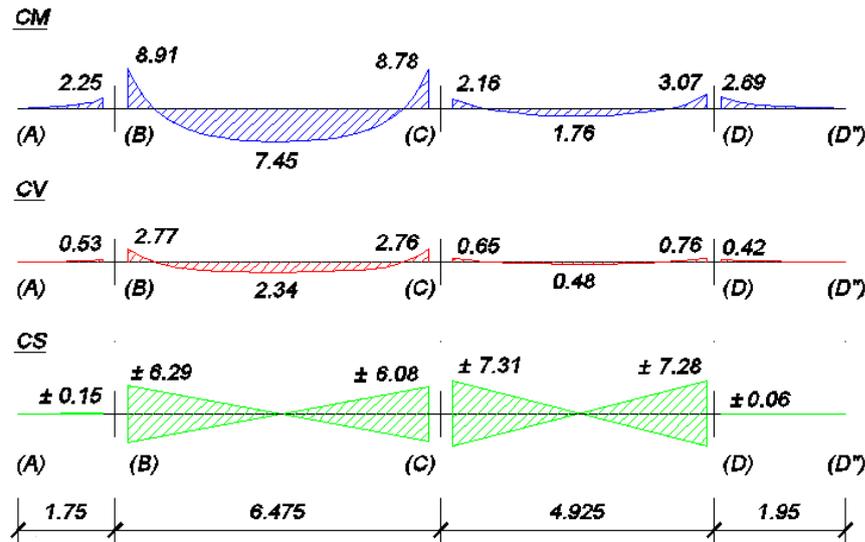


Figura No. 07 - 02.- Diagrama de Momentos Flectores debidos a Cargas Muerta, Viva y de Sismo

3. Envolvente de Esfuerzos

Se utilizarán las combinaciones de carga dadas por la NTE-060 para el cálculo de la envolvente de fuerzas internas. Es necesario señalar que la NTE-030 2003, considera que los esfuerzos obtenidos del análisis sísmico, son esfuerzos últimos o de rotura (sismo de rotura) y por lo tanto, ya no deben amplificarse por el factor 1.25. Las combinaciones a utilizarse son:

- 1.50 CM + 1.80 CV
- 1.25 CM + 1.25 CV ± CS
- 0.90 CM ± CS



Las combinaciones para las fuerzas cortantes se muestran en el siguiente gráfico:

| | | | | |
|-----------------------|-------|-------|------|------|
| <u>1.5CM + 1.8CV</u> | | | | |
| | 23.39 | | 7.12 | 5.49 |
| 6.03 | | 24.65 | | 7.81 |
| <u>1.25(CM+CV)+CS</u> | | | | |
| | 16.31 | | 2.55 | 4.39 |
| 4.93 | | 21.87 | | 9.39 |
| <u>1.25(CM+CV)-CS</u> | | | | |
| | 20.85 | | 8.83 | 4.47 |
| 4.69 | | 17.33 | | 3.11 |
| <u>0.9CM+CS</u> | | | | |
| | 7.82 | | 0.07 | 2.63 |
| 2.82 | | 13.01 | | 6.71 |
| <u>0.9CM-CS</u> | | | | |
| | 12.36 | | 6.35 | 2.71 |
| 2.58 | | 8.47 | | 0.43 |

Figura No. 07 - 03.- Combinaciones de carga para Fuerza Cortante

Las combinaciones para los momentos flectores se muestran en el siguiente gráfico:

| | | | | |
|-----------------------|--------|--------|--------|--------|
| <u>1.5CM + 1.8CV</u> | | | | |
| -4.33 | -18.35 | -18.14 | -4.41 | -5.98 |
| | | 15.39 | | 3.51 |
| <u>1.25(CM+CV)+CS</u> | | | | |
| -3.33 | -8.31 | -8.35 | | -3.83 |
| | | 12.24 | 3.80 | 2.80 |
| | | | 2.50 | |
| <u>1.25(CM+CV)-CS</u> | | | | |
| -3.63 | -20.89 | -20.51 | -10.83 | -12.07 |
| | | 12.24 | | 2.80 |
| <u>0.9CM+CS</u> | | | | |
| -1.88 | -1.73 | -1.83 | | -2.36 |
| | | 6.71 | 5.37 | 1.59 |
| | | | 4.52 | |
| <u>0.9CM-CS</u> | | | | |
| -2.18 | -14.31 | -13.98 | -9.26 | -10.05 |
| | | 6.71 | | 1.59 |

Figura No. 07 - 04.- Combinaciones de carga para Momento Flector

Las envolventes de diseño son las que se muestran en las siguientes figuras:

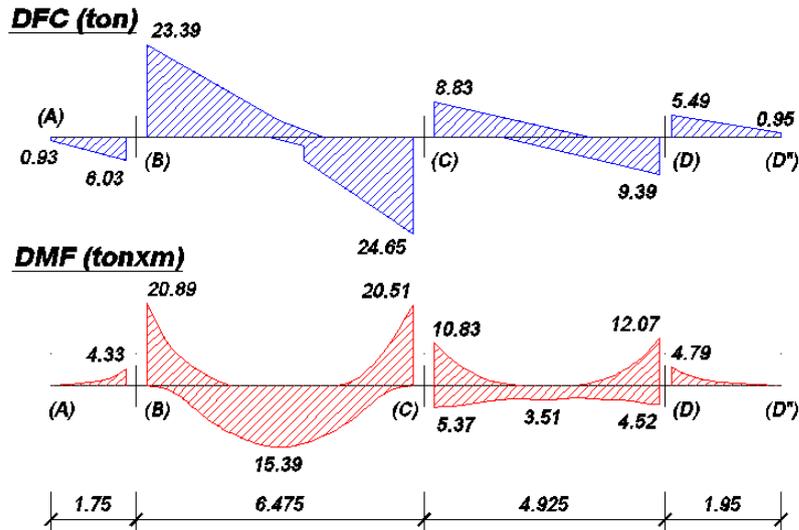


Figura No. 07 - 05.- Envolventes de Fuerza Cortante y Momento Flector para la viga VT-103 del piso típico

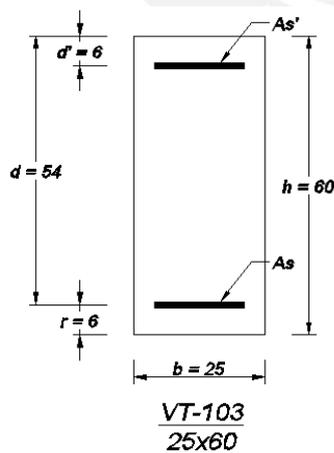
4. Diseño por flexión

Utilizando las ecuaciones básicas para el diseño por flexión, mostradas anteriormente en el punto 2 del presente capítulo, así como la envolvente de momentos flectores mostrada en la Figura No. 07 - 05, se procederá al diseño de cada uno de los tramos de la viga VT-103.

Sección Transversal de Viga VT-103:

Las secciones transversales de la viga VT-103 a lo largo del eje 3, son las que se muestran en las siguientes figuras:

Para los tramos A-B y D-D'':



Para los tramos B-C y C-D:

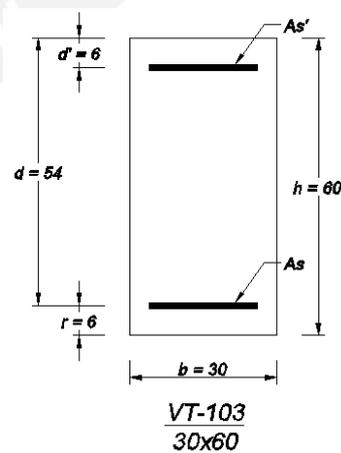


Figura No. 07 - 06.- Secciones transversales de viga VT-103 a lo largo del eje 3 (similar para el eje 7)



Acero mínimo:

$$\text{Viga } 25 \times 60: A_{SMIN} = \frac{0.70(\sqrt{210})(25)(54)}{4200} = 3.26 \text{ cm}^2;$$

$$\text{Viga } 30 \times 60: A_{SMIN} = \frac{0.70(\sqrt{210})(30)(54)}{4200} = 3.91 \text{ cm}^2$$

Tramo A-B

| Zona | Momento | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm2) | As coloc. (cm2) | As colocado |
|---------|----------|--------|--------|------------|------|-------|----------|-----------------|-------------|
| Apoyo B | Negativo | 25 | 54 | 4.33 | 5.94 | 0.16% | 2.16 | 3.26 | 2 φ 5/8" |
| | Positivo | 25 | 54 | 1.45 | 1.99 | 0.05% | 0.71 | 3.26 | 2 φ 5/8" |

Tramo B-C

| Zona | Momento | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm2) | As coloc. (cm2) | As colocado |
|---------|----------|--------|--------|------------|-------|-------|----------|-----------------|---------------------|
| Apoyo B | Negativo | 30 | 54 | 20.89 | 23.88 | 0.69% | 11.13 | 11.44 | 2 φ 3/4" + 2 φ 3/4" |
| | Positivo | 30 | 54 | 6.97 | 7.97 | 0.22% | 3.50 | 4.67 | 2 φ 3/4" |
| Centro | Positivo | 30 | 54 | 15.39 | 17.59 | 0.49% | 8.01 | 8.58 | 2 φ 3/4" + 2 φ 5/8" |
| Apoyo C | Negativo | 30 | 54 | 20.51 | 23.45 | 0.67% | 10.91 | 11.44 | 2 φ 3/4" + 2 φ 3/4" |
| | Positivo | 30 | 54 | 6.84 | 7.82 | 0.21% | 3.44 | 4.59 | 2 φ 3/4" |

Tramo C-D

| Zona | Momento | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm2) | As coloc. (cm2) | As colocado |
|---------|----------|--------|--------|------------|-------|-------|----------|-----------------|---------------------|
| Apoyo C | Negativo | 30 | 54 | 10.83 | 12.38 | 0.34% | 5.53 | 11.44 | 2 φ 3/4" + 2 φ 3/4" |
| | Positivo | 30 | 54 | 5.37 | 6.14 | 0.17% | 2.68 | 3.91 | 2 φ 3/4" |
| Centro | Positivo | 30 | 54 | 3.51 | 4.01 | 0.11% | 1.74 | 5.72 | 2 φ 3/4" |
| Apoyo D | Negativo | 30 | 54 | 12.07 | 13.80 | 0.38% | 6.19 | 7.72 | 2 φ 3/4" + 1 φ 5/8" |
| | Positivo | 30 | 54 | 4.52 | 5.17 | 0.14% | 2.25 | 5.72 | 2 φ 3/4" |

Tramo D-D"

| Zona | Momento | b (cm) | d (cm) | Mu (tonxm) | Ku | ρ (%) | As (cm2) | As coloc. (cm2) | As colocado |
|---------|----------|--------|--------|------------|------|-------|----------|-----------------|-------------|
| Apoyo D | Negativo | 25 | 54 | 4.79 | 6.57 | 0.18% | 2.40 | 3.26 | 2 φ 5/8" |
| | Positivo | 25 | 54 | 1.60 | 2.19 | 0.06% | 0.79 | 3.26 | 2 φ 5/8" |

La disposición de las armaduras necesarias para soportar los esfuerzos de flexión sobre la viga, así como las resistencias nominales y últimas obtenidas con las armaduras de acero colocadas, se muestran en la siguiente figura:

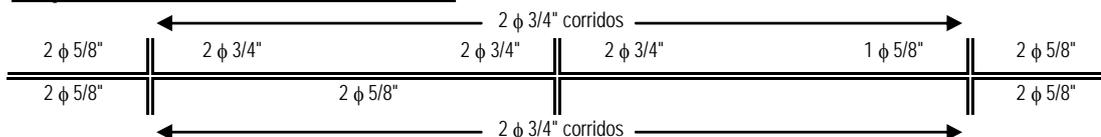
Acero requerido por cálculo (cm2)

| | | | | | | | |
|------|-------|------|-------|------|------|------|------|
| 3.26 | 11.13 | 3.91 | 10.91 | 5.53 | 3.91 | 6.19 | 3.26 |
| 3.26 | 4.67 | 8.01 | 4.59 | 3.91 | 3.91 | 3.91 | 3.26 |

Acero colocado (cm2)

| | | | | | | | |
|------|-------|------|-------|-------|------|------|------|
| 4.00 | 11.44 | 5.72 | 11.44 | 11.44 | 5.72 | 7.72 | 4.00 |
| 4.00 | 11.44 | 8.58 | 5.72 | 5.72 | 5.72 | 5.72 | 4.00 |

Disposición de armaduras de acero



Resistencias Nominales (Mn) obtenidas con Acero colocado (tonxm)

| | | | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 8.76 | 23.79 | 12.44 | 23.79 | 23.79 | 12.44 | 16.54 | 8.76 |
| 8.76 | 12.44 | 20.49 | 12.44 | 12.44 | 12.44 | 12.44 | 8.76 |

Resistencias Últimas en flexión (Mu) obtenidas con Acero colocado (tonxm)

| | | | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 7.88 | 21.41 | 11.19 | 21.41 | 21.41 | 11.19 | 14.88 | 7.88 |
| 7.88 | 11.19 | 18.44 | 11.19 | 11.19 | 11.19 | 11.19 | 7.88 |

Figura No. 07 - 07.- Disposición de armaduras de acero, Momentos últimos y Nominales para la viga VT-103

5. Diseño por Fuerza Cortante

Para el diseño por fuerza cortante será necesario definir previamente, las hipótesis y ecuaciones de diseño necesarias para efectuar los cálculos.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante, deberá basarse en la expresión: $V_U \leq \phi V_N$

Donde:

V_U = resistencia requerida por corte en la sección analizada

V_N = resistencia nominal al corte de la sección, conformada por la suma de las contribuciones a la resistencia al corte del concreto (V_C) y del acero (V_S).

Las secciones situadas a una distancia menor que “d” desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza V_U calculada a una distancia “d” de la cara del apoyo, si se cumplen las siguientes condiciones:

- a) Cuando la reacción del apoyo genere compresión en las regiones cercanas a este.
- b) Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia “d”.

Contribución del concreto a la resistencia al corte (V_C)

Podrá evaluarse de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, sin torsión:

$$V_C = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

- Para cálculos mas detallados:

$$V_C = \left(0.5 \sqrt{f'c} + 176 \rho_w \frac{V_U d}{M_U} \right) b_w d \leq 0.9 \sqrt{f'c} b_w$$

Donde M_U es el momento que actúa de manera simultánea con V_U en la sección considerada. El cociente $(V_U \times d) / M_U$ no debe considerarse mayor que 1 para el cálculo de V_C .

Contribución del refuerzo a la resistencia al corte (V_s)

El refuerzo por corte puede estar compuesto por:

- Estribos cerrados que son perpendiculares al eje del elemento.
- Estribos perpendiculares al eje del elemento y barras dobladas que formen un ángulo de 30° o más con el eje del elemento.
- Espirales.

El refuerzo de fluencia de diseño del refuerzo por corte no debe ser mayor de 4200kg/cm^2

La contribución del refuerzo al corte (V_s) se calcula con la expresión:
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde A_v es el área de refuerzo por corte dentro de una distancia s proporcionada por la suma de áreas de las ramas del ó de los estribos ubicados en el alma.

Disposiciones adicionales para elementos sismorresistentes sujetos a flexión

La fuerza cortante de diseño (V_{UDIS}) de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_N) en los extremos de la luz libre del elemento calculadas con el área de refuerzo longitudinal colocado y la fuerza cortante debido a cargas de gravedad (Carga Muerta y Carga Viva); calculada para la combinación que involucra a las cargas de sismo 1.25 (CM + CV).

El refuerzo transversal cumplirá con las siguientes condiciones mínimas, a menos que las exigencias de diseño por cortante sean mayores:

- Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo $\phi 3/8''$
- Deberán colocarse estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud (medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz), igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento L_o), con un espaciamiento S_o que no exceda al menor de los siguientes valores:
 - 0.25 el peralte efectivo del elemento (d).
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - 30cm.

El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5cm.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento L_o , no excederá de $0.5d$.

Deberá proveerse el mismo confinamiento especificado en los párrafos anteriores a cada lado de una sección en la cual pueda presentarse fluencia por flexión, asociada a los desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

Procedimiento para el diseño del refuerzo por corte

Cuando la fuerza cortante V_U excede a ϕV_C , es necesario colocar refuerzo por corte en las zonas del elemento en las cuales este sea requerido. El procedimiento de diseño se resume en los siguientes pasos:

- Calcular la resistencia que tiene que proporcionar el refuerzo por corte:

$$V_S = V_U / \phi - V_C$$

- Calcular la resistencia máxima al corte ($V_{S_{MAX}}$) mediante la siguiente ecuación:

$$2.1 \sqrt{f'c} b_w d$$

- Comprobar que:

$$V_{UACT} \leq \phi (V_C + V_{S_{MAX}})$$

Si esta condición no se satisface, será necesario aumentar las dimensiones de la sección transversal del elemento.

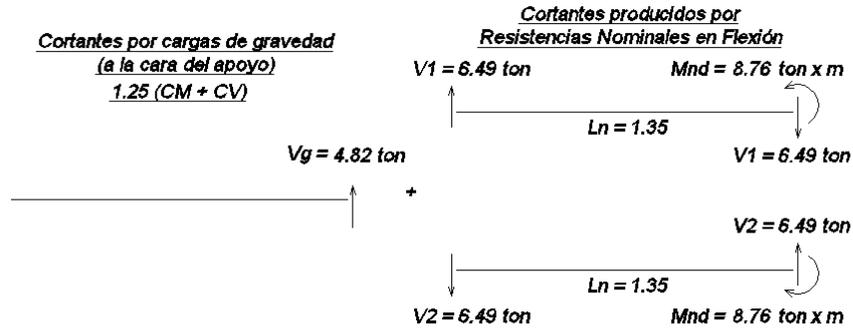
- Calcular el espaciamiento de los estribos (s) a una distancia “ d ” de la cara del apoyo:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_S}$$

- Calcular la longitud de confinamiento (L_O) de acuerdo a lo indicado por la NTE-060: $L_O = 2 \times h$
- Determinar la separación máxima del refuerzo transversal dentro de L_O ($s_{MAX} = 0.25d$, $8dB$ ó $30cm$, el que sea menor).
- Comparar el espaciamiento s con s_{MAX} . Si $s < s_{MAX}$, deben colocarse el refuerzo transversal a este espaciamiento, en caso contrario; evaluar la necesidad de colocar el refuerzo requerido por la NTE-060.
- Determinar el espaciamiento fuera de la zona de confinamiento: $s_1 = 0.50 \times d$.
- La distribución de estribos calculada debe colocarse a ambos lados del tramo del elemento analizado.

El diseño por corte de la viga VT-103 se resume en los siguientes cuadros:

Tramo A-B

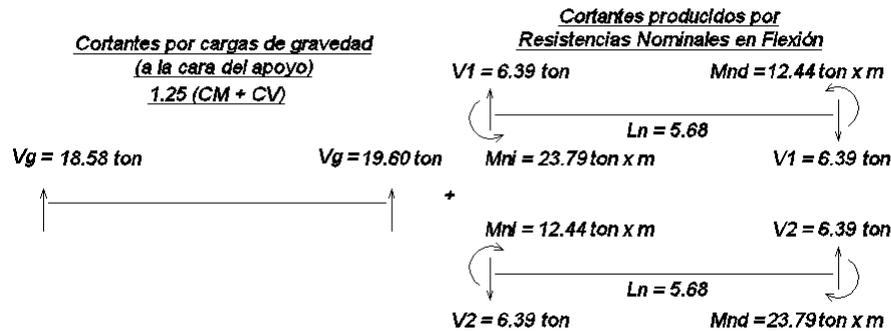


$V_{UDISEÑO} = 4.82\text{ton} + 6.49\text{ton} = 11.31\text{ton}$

| b (cm) | d (cm) | Vu (ton) | Vc (ton) | Vs (ton) | Av(cm ²) |
|--------|---------|-----------------------|------------------------|---------------------|-------------------------|
| 25 | 54 | 11.31 | 10.37 | 2.94 | 1.42 |
| s (cm) | Lo (cm) | S _{MAX} (cm) | S _{ASUM} (cm) | S ₁ (cm) | S _{1ASUM} (cm) |
| 109.64 | 120.00 | 12.72 | 20.00 | 27.00 | 25.00 |

Distribución de estribos en el tramo: ϕ 3/8": 1 @ 5cm, resto @ 20cm.

Tramo B-C



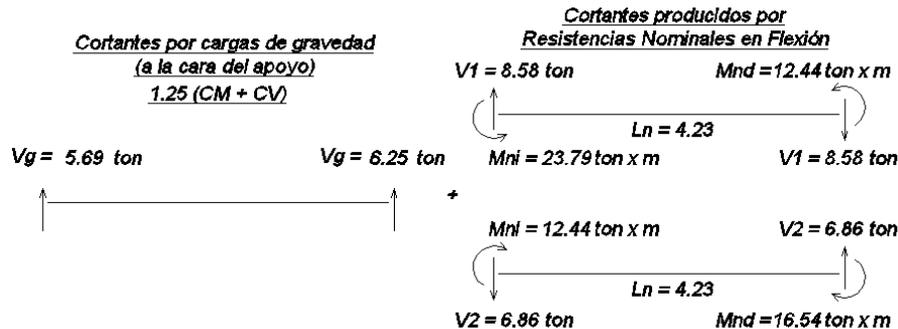
$W_U = 1.25 \times (3.72\text{ton/m} + 1.30\text{ton/m}) = 6.28\text{ton/m}$

$V_{UDISEÑO} = (19.60\text{ton} - 0.54\text{m} \times 6.28\text{ton/m}) + 6.39\text{ton} = 22.60\text{ton}$

| b (cm) | d (cm) | Vu (ton) | Vc (ton) | Vs (ton) | Av(cm ²) |
|--------|---------|-----------------------|------------------------|---------------------|-------------------------|
| 30 | 54 | 22.6 | 12.44 | 14.15 | 1.42 |
| s (cm) | Lo (cm) | S _{MAX} (cm) | S _{ASUM} (cm) | S ₁ (cm) | S _{1ASUM} (cm) |
| 22.77 | 120.00 | 13.50 | 15.00 | 27.00 | 25.00 |

Distribución de estribos en el tramo: ϕ 3/8": 1 @ 5cm, 8 @ 15cm, resto @ 25cm.

Tramo C-D



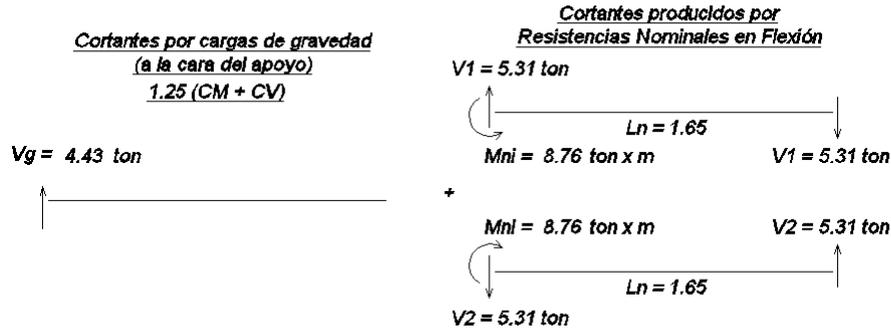
$$W_U = 1.25 \times (1.59\text{ton/m} + 0.47\text{ton/m}) = 2.58\text{ton/m}$$

$$V_{UDISEÑO} = (5.69\text{ton} - 0.54\text{m} \times 2.58\text{ton/m}) + 8.58\text{ton} = 12.44\text{ton}$$

| b (cm) | d (cm) | Vu (ton) | Vc (ton) | Vs (ton) | Av(cm ²) |
|--------|---------|-----------------------|------------------------|---------------------|-------------------------|
| 30 | 54 | 12.88 | 12.44 | 2.71 | 1.42 |
| s (cm) | Lo (cm) | S _{MAX} (cm) | S _{ASUM} (cm) | S ₁ (cm) | S _{1ASUM} (cm) |
| 118.81 | 120.00 | 12.72 | 15.00 | 27.00 | 25.00 |

Distribución de estribos en el tramo: ϕ 3/8": 1 @ 5cm, 8 @ 15cm, resto @ 25cm.

Tramo D-D"



$$V_{UDISEÑO} = 4.43\text{ton} + 5.31\text{ton} = 9.74\text{ton}$$

| b (cm) | d (cm) | Vu (ton) | Vc (ton) | Vs (ton) | Av(cm ²) |
|--------|---------|-----------------------|------------------------|---------------------|-------------------------|
| 25 | 54 | 9.74 | 10.37 | 1.09 | 1.42 |
| s (cm) | Lo (cm) | S _{MAX} (cm) | S _{ASUM} (cm) | S ₁ (cm) | S _{1ASUM} (cm) |
| 295.40 | 120.00 | 12.72 | 20.00 | 27.00 | 25.00 |

Distribución de estribos en el tramo: ϕ 3/8": 1 @ 5cm, resto @ 20cm.

Cabe señalar que los tramos A-B y D-D" no se diseñaron para VU a "d" de la cara del apoyo, ya que al ser estos tramos invertidos, la losa se cuelga de las vigas; lo cual genera tracciones verticales en las vecindades de los apoyos.

6. Distribución final de Armaduras

La distribución final de las armaduras longitudinales y acero de refuerzo transversal de la viga VT-103 del Piso Típico, se muestra en la figura No. 07 - 08. Adicionalmente, en la figura No. 07 – 09 se presenta la disposición de armaduras para la viga V-803 de la Azotea, ubicada a lo largo de los ejes 3 y 7 de la edificación.

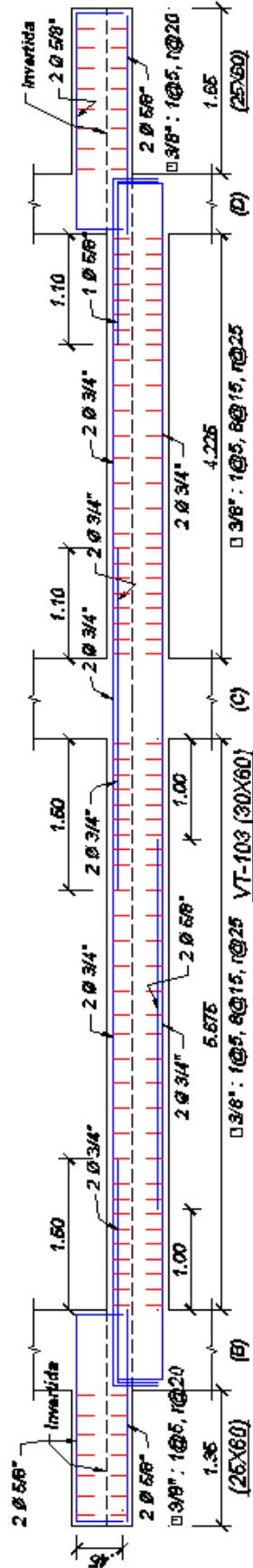


Figura No. 07 - 08.- Disposición de armaduras de acero de la viga VT-103 del Piso Típico

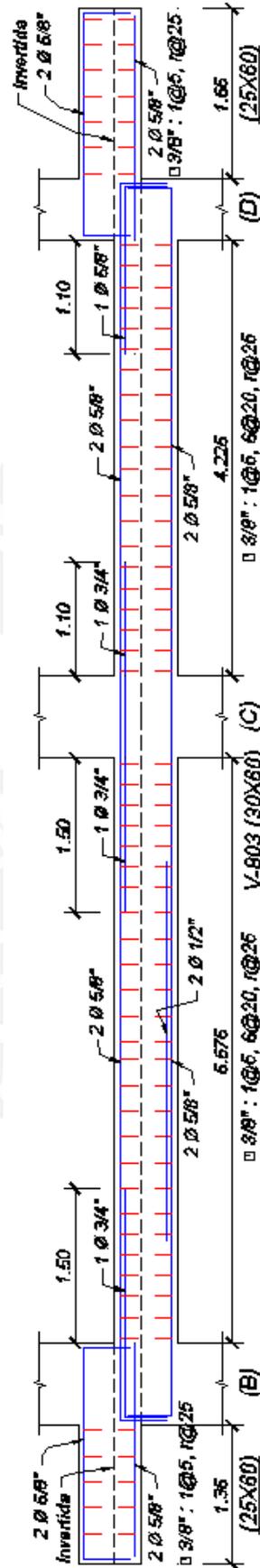


Figura No. 07 - 09.- Disposición de armaduras de acero de la viga V-803 de la Azotea

7. Control de fisuración

Es difícil predecir el comportamiento satisfactorio de los elementos de concreto armado bajo condiciones de servicio, esto debido a la naturaleza propia del diseño por resistencia empleado para el cálculo de las armaduras de acero de las vigas de concreto armado.

Por tal motivo, será necesario verificar que no ocurra una excesiva fisuración de las vigas en la zona de máxima tracción por los siguientes motivos: a) apariencia; b) corrosión de las armaduras y, c) Impermeabilidad. La NTE-060 indica que para determinadas condiciones de exposición, el parámetro “Z” que controla la fisuración de los elementos de concreto armado no debe ser mayor que:

- $Z \leq 31,000 \text{ kg/cm}$ para elementos con exposición interior.
- $Z \leq 26,000 \text{ kg/cm}$ para elementos con exposición exterior.

El valor de Z se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

En donde:

- f_s es el esfuerzo del acero de tracción bajo condiciones de servicio, y puede ser calculado considerando que $f_s = 0.6f_y$.
- d_c es la distancia entre la fibra extrema en tracción y el centroide del acero más cercano a ella.
- A es el área efectiva del concreto en tracción, y se calcula de la siguiente manera: $A = \frac{2 \bar{x} b_w}{N_{\text{BARRAS}}}$, siendo \bar{x} el centroide del acero de tracción por flexión y b_w el ancho del elemento.

Se controlará la fisuración en el tramo B-C de la viga VT-103 del piso típico. Con las armaduras obtenidas del diseño por flexión para el elemento, se obtiene:

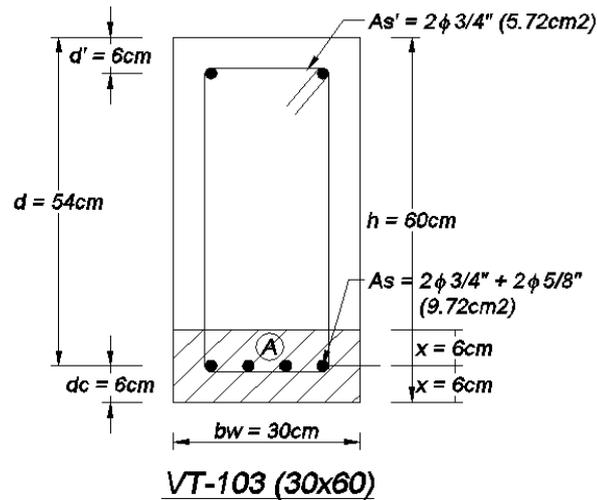


Figura No.- 07 – 10.- Sección transversal de viga VT – 103 en zona de momento positivo

$$f_s = \frac{M_{SERVICIO}}{A_s(jd)} = \frac{(7.45 + 2.34) \times 10^5 \text{ kgxcm}}{9.72\text{cm}^2 \times 0.90 \times 54\text{cm}} = 2,072\text{kg/cm}$$

$$d_c \approx 6\text{cm} = 4\text{cm} + 1\text{cm} + 0.75 \times 2.54\text{cm}/2$$

$$\bar{x} = 6\text{cm}$$

$$N_{BARRAS} = 9.72\text{cm}^2 / 2.86\text{cm}^2 = 3.40$$

$$A = \frac{2 \times 6\text{cm} \times 25\text{cm}}{3.40} = 88.24\text{cm}^2$$

$$\text{El parámetro } Z = 2,072\text{kg/cm} \sqrt[3]{6\text{cm}(88.24\text{cm}^2)} = 16,762\text{kg/cm}.$$

Comparando el valor de Z con el límite impuesto por la NTE-060 para elementos con exposición interior, como es este el caso; observamos que $Z = 16,762\text{kg/cm} < 31,00\text{kg/cm}$, motivo por el cual se satisface el requisito y podemos afirmar que no se producirá fisuración excesiva en el elemento bajo condiciones de servicio.

Capítulo 8 - Diseño de Columnas

Las columnas son elementos que trabajan principalmente bajo cargas de compresión. También soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal, lo cual puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aún en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

1. Definiciones

- b_w Ancho del alma de una sección rectangular ó diámetro de una sección circular para el diseño por corte.
- A_g Área total de la sección transversal.
- A_{ST} Área total del refuerzo de acero colocado en la sección transversal.
- A_V Área del refuerzo necesario por fuerza cortante.
- L_N Luz libre del elemento.
- M_U Resistencia requerida con respecto al momento flector. También denominado “Momento último” ó “Momento de diseño”.
- N_U Carga axial amplificada y que es normal a la sección transversal, actuando simultáneamente con V_U
- P_U Resistencia requerida con respecto a la carga axial de compresión, se le denomina también “Carga axial última” ó “amplificada”.
- P_B Resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada.
- P_N Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada.
- V_U Resistencia requerida con respecto a la fuerza cortante. También denominada “Fuerza cortante última” ó de diseño.
- ϕ Factor de reducción de resistencia que afecta a las resistencias nominales.

2. Principios y requisitos generales NTE-060

En elementos sujetos a flexo compresión con cargas de diseño ϕP_N menores a $0.10 f'_c A_g$ ó ϕP_B (la que sea menor), el porcentaje de refuerzo máximo proporcionado debe ser menor que $0.75\rho_b$. La resistencia de diseño (ϕP_N) de elementos en compresión con sección rectangular y estribos cerrados, no será mayor que:

$$\phi P_{N\text{máx}} = 0.80\phi [0.85f'c(A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y]$$

Además, toda sección sujeta a flexo compresión se diseñara para el momento máximo que puede actuar con dicha carga. La carga axial última P_U para una excentricidad dada, no deberá exceder de $\phi P_{N\text{máx}}$. El momento de diseño M_U deberá amplificarse para contemplar los efectos de esbeltez.

3. Límites del refuerzo considerados en la NTE-060

El área de refuerzo longitudinal para elementos sujetos a compresión, como es el caso de las columnas, no deberá ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total de la sección (A_g). Para secciones rectangulares, este deberá consistir como mínimo, en 4 barras confinadas dentro de estribos rectangulares. Para secciones triangulares, consistirá como mínimo de 3 barras dentro de estribos triangulares y en el caso de secciones circulares; un refuerzo mínimo de 6 barras confinadas por espirales. De acuerdo a lo expuesto, cuantías aceptables para evitar el congestionamiento y facilitar la colocación del refuerzo en la sección, así como por requerimientos de economía; se encuentran generalmente en el rango de 3% a 4% del área bruta de la sección (A_g).

4. Diseño por Flexo-compresión

Se presenta el procedimiento de diseño seguido para la columna ubicada en la intersección del eje C con el eje 3 (C – 3). Similar procedimiento se ha seguido para el diseño del resto de las columnas.

El procedimiento de diseño de la columna consistió en:

- Considerar inicialmente, una cuantía de acero de refuerzo (ρ) igual al 1% del área bruta de la sección (A_g).
- Para esta cuantía inicial, se construyeron los diagramas de interacción nominales (P_N , M_N) para ambas direcciones (X e Y) de la columna analizada.
- Se obtuvo el diagrama de interacción de diseño, afectando los valores nominales de carga axial y momento flector por el coeficiente de reducción de resistencia ϕ , con lo cual se obtiene la curva descrita por los puntos (ϕP_N , ϕM_N).
- Se verificó que todos los puntos correspondientes a las cargas mayoradas (M_U , P_U), se encuentren dentro del área encerrada por el diagrama de interacción de diseño.

e. En el primer intento, la cuantía de acero seleccionada no fue suficiente y se repitió el proceso aumentando la cuantía, hasta lograrse cumplir con lo descrito en el punto (d).

Para los tres primeros pisos, se determinó para la columna una cuantía de acero (ρ) igual a 2.55%, la que equivale a un área de acero de 61.20cm², decidiendo colocar 12 ϕ 1". Para los pisos restantes (del 4to al 8vo nivel), se decide colocar la cuantía mínima (1%) ya que está fue más que suficiente dadas las cargas actuantes en estos pisos. Así, se colocó un área de acero igual a 25.16cm², correspondiente a 6 ϕ 3/4" + 4 ϕ 5/8".

Para el confinamiento del refuerzo longitudinal, se utilizarán 2 estribos de ϕ 3/8" ($A_v = 2.84\text{cm}^2$). La sección transversal y la armadura de acero colocada se muestran en la siguiente figura:

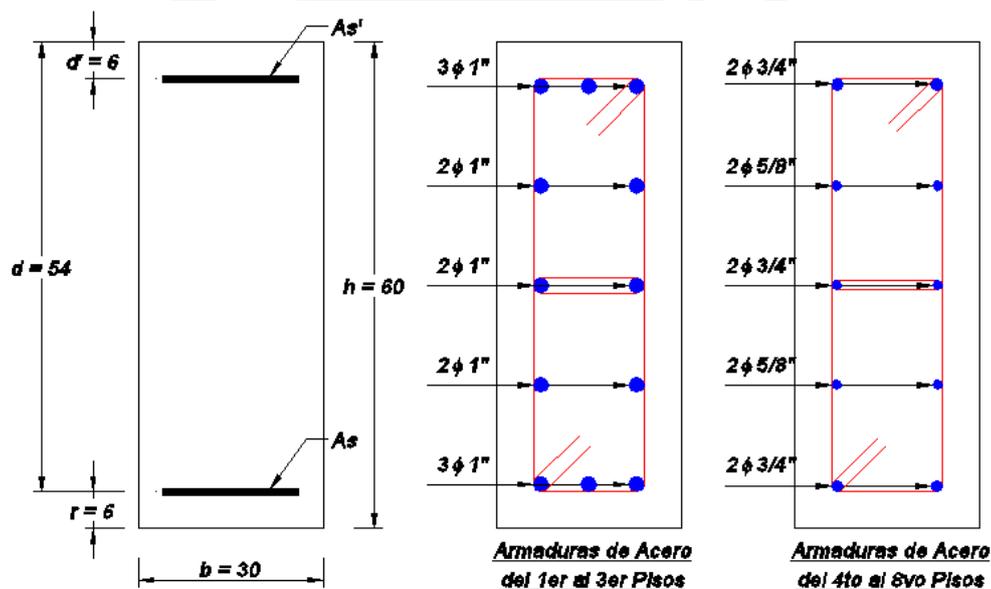


Figura No. 08 - 01.- Sección transversal y armaduras de refuerzo de Columna C-

3.

Las fuerzas actuantes sobre la columna se muestran en los siguientes cuadros:



Carga Axial

| Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | | |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|---------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| CM | 17.20 | 42.46 | 67.71 | 92.97 | 118.22 | 143.48 | 168.73 | 194.51 | CM | 17.20 | 42.46 | 67.71 | 92.97 | 118.22 | 143.48 | 168.73 | 194.51 |
| CV | 2.71 | 8.12 | 13.53 | 18.94 | 24.35 | 29.77 | 35.18 | 40.59 | CV | 2.71 | 8.12 | 13.53 | 18.94 | 24.35 | 29.77 | 35.18 | 40.59 |
| CS | 0.37 | 0.90 | 1.43 | 1.95 | 2.44 | 2.89 | 3.27 | 3.59 | CS | 1.05 | 1.21 | 1.33 | 1.44 | 1.51 | 1.56 | 1.56 | 1.60 |

Fuerza Cortante

| Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | | |
|----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| CM | 0.22 | 0.54 | 0.48 | 0.49 | 0.50 | 0.50 | 0.61 | 0.24 | CM | 4.35 | 3.97 | 4.01 | 3.93 | 3.90 | 3.67 | 4.14 | 1.90 |
| CV | 0.09 | 0.12 | 0.11 | 0.11 | 0.11 | 0.11 | 0.13 | 0.05 | CV | 1.16 | 1.37 | 1.31 | 1.30 | 1.29 | 1.21 | 1.37 | 0.63 |
| CS | 6.25 | 5.52 | 6.44 | 6.92 | 7.19 | 6.85 | 6.51 | 1.96 | CS | 6.24 | 5.53 | 5.90 | 5.86 | 5.63 | 4.93 | 4.34 | 1.84 |

Momento Flector Superior

| Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | | |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| CM | -0.15 | -0.59 | -0.51 | -0.53 | -0.53 | -0.55 | -0.61 | -0.44 | CM | -4.83 | -4.30 | -4.40 | -4.35 | -4.30 | -4.23 | -4.21 | -3.79 |
| CV | -0.09 | -0.13 | -0.12 | -0.12 | -0.12 | -0.12 | -0.13 | -0.09 | CV | -1.17 | -1.50 | -1.42 | -1.43 | -1.41 | -1.39 | -1.38 | -1.24 |
| CS | 7.19 | 5.96 | 7.03 | 7.49 | 7.71 | 7.33 | 6.49 | 2.70 | CS | 7.34 | 6.08 | 6.33 | 6.02 | 5.46 | 4.42 | 3.13 | 0.72 |

Momento Flector Inferior

| Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | | |
|----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| CM | 0.33 | 0.56 | 0.52 | 0.53 | 0.54 | 0.54 | 0.70 | 0.27 | CM | 4.51 | 4.24 | 4.22 | 4.11 | 4.07 | 3.66 | 4.69 | 1.77 |
| CV | 0.10 | 0.13 | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.15 | 0.05 | CV | 1.33 | 1.44 | 1.39 | 1.36 | 1.35 | 1.22 | 1.56 | 0.60 |
| CS | 6.24 | 5.91 | 6.83 | 7.39 | 7.74 | 7.40 | 7.52 | 3.27 | CS | 6.08 | 5.89 | 6.37 | 6.57 | 6.66 | 6.20 | 6.22 | 4.92 |

Cuadro No. 08 - 01.- Esfuerzos actuantes sobre la Columna C-1, ubicada en la intersección del eje C y eje 3.

Carga Axial

| Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | | |
|----------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| A | 30.68 | 78.31 | 125.92 | 173.55 | 221.16 | 268.81 | 316.42 | 364.83 | A | 30.68 | 78.31 | 125.92 | 173.55 | 221.16 | 268.81 | 316.42 | 364.83 |
| B | 25.26 | 64.13 | 102.98 | 141.84 | 180.65 | 219.45 | 258.16 | 297.47 | B | 25.94 | 64.44 | 102.88 | 141.33 | 179.72 | 218.12 | 256.45 | 295.48 |
| C | 24.52 | 62.33 | 100.12 | 137.94 | 175.77 | 213.67 | 251.62 | 290.29 | C | 23.84 | 62.02 | 100.22 | 138.45 | 176.70 | 215.00 | 253.33 | 292.28 |
| D | 15.85 | 39.11 | 62.37 | 85.62 | 108.84 | 132.02 | 155.13 | 178.65 | D | 16.53 | 39.42 | 62.27 | 85.11 | 107.91 | 130.69 | 153.42 | 176.66 |
| E | 15.11 | 37.31 | 59.51 | 81.72 | 103.96 | 126.24 | 148.59 | 171.47 | E | 14.43 | 37.00 | 59.61 | 82.23 | 104.89 | 127.57 | 150.30 | 173.46 |

Fuerza Cortante

| Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | | |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| A | 0.49 | 1.03 | 0.92 | 0.93 | 0.95 | 0.95 | 1.15 | 0.45 | A | 8.61 | 8.42 | 8.37 | 8.24 | 8.17 | 7.68 | 8.68 | 3.98 |
| B | 6.64 | 6.35 | 7.18 | 7.67 | 7.95 | 7.61 | 7.44 | 2.32 | B | 13.13 | 12.21 | 12.55 | 12.40 | 12.12 | 11.03 | 11.23 | 5.00 |
| C | -5.86 | -4.70 | -5.70 | -6.17 | -6.43 | -6.09 | -5.59 | -1.60 | C | 0.65 | 1.15 | 0.75 | 0.68 | 0.86 | 1.17 | 2.55 | 1.32 |
| D | 6.45 | 6.01 | 6.87 | 7.36 | 7.64 | 7.30 | 7.06 | 2.18 | D | 10.16 | 9.10 | 9.51 | 9.40 | 9.14 | 8.23 | 8.07 | 3.55 |
| E | -6.05 | -5.03 | -6.01 | -6.48 | -6.74 | -6.40 | -5.96 | -1.74 | E | -2.33 | -1.96 | -2.29 | -2.32 | -2.12 | -1.63 | -0.61 | -0.13 |

Momento Flector en extremo Superior de columna

| Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | | |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| A | -0.39 | -1.12 | -0.98 | -1.01 | -1.01 | -1.04 | -1.15 | -0.82 | A | -9.35 | -9.15 | -9.16 | -9.10 | -8.99 | -8.85 | -8.80 | -7.92 |
| B | 6.89 | 5.06 | 6.24 | 6.68 | 6.90 | 6.49 | 5.57 | 2.04 | B | -0.16 | -1.17 | -0.95 | -1.21 | -1.68 | -2.61 | -3.86 | -5.57 |
| C | -7.49 | -6.86 | -7.82 | -8.30 | -8.52 | -8.17 | -7.42 | -3.36 | C | -14.84 | -13.33 | -13.61 | -13.25 | -12.60 | -11.45 | -10.12 | -7.01 |
| D | 7.06 | 5.43 | 6.57 | 7.01 | 7.23 | 6.84 | 5.94 | 2.30 | D | 2.99 | 2.21 | 2.37 | 2.11 | 1.59 | 0.61 | -0.66 | -2.69 |
| E | -7.33 | -6.49 | -7.49 | -7.97 | -8.19 | -7.83 | -7.04 | -3.10 | E | -11.69 | -9.95 | -10.29 | -9.94 | -9.33 | -8.23 | -6.92 | -4.13 |

Momento Flector en extremo Inferior de columna

| Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | | |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| A | 0.68 | 1.07 | 1.00 | 1.01 | 1.03 | 1.03 | 1.32 | 0.50 | A | 9.16 | 8.95 | 8.83 | 8.61 | 8.54 | 7.69 | 9.84 | 3.74 |
| B | 6.78 | 6.77 | 7.63 | 8.20 | 8.57 | 8.23 | 8.58 | 3.67 | B | 13.38 | 12.99 | 13.38 | 13.41 | 13.44 | 12.30 | 14.03 | 7.88 |
| C | -5.70 | -5.05 | -6.03 | -6.58 | -6.92 | -6.58 | -6.46 | -2.87 | C | 1.22 | 1.21 | 0.64 | 0.27 | 0.12 | -0.10 | 1.59 | -1.96 |
| D | 6.54 | 6.41 | 7.30 | 7.87 | 8.23 | 7.89 | 8.15 | 3.51 | D | 10.14 | 9.71 | 10.17 | 10.27 | 10.32 | 9.49 | 10.44 | 6.51 |
| E | -5.94 | -5.41 | -6.36 | -6.91 | -7.25 | -6.91 | -6.89 | -3.03 | E | -2.02 | -2.07 | -2.57 | -2.87 | -3.00 | -2.91 | -2.00 | -3.33 |

Cuadro No. 08 - 02.- Combinaciones de diseño para los esfuerzos actuantes sobre la columna analizada.

Las combinaciones de carga para la amplificación de los esfuerzos internos actuantes en la sección de la columna, son:



- (A) 1.50CM + 1.80CV.
- (B) 1.25CM + 1.25CV + CS.
- (C) 1.25CM + 1.25CV – CS.
- (D) 0.90CM + CS.
- (E) 0.90CM – CS.

Para el diseño de la columna analizada, se consideraron momentos debidos a cargas gravitacionales y de sismo en ambas direcciones, con lo cual el elemento se encontrará sometido a compresión con flexión biaxial.

Esfuerzos de diseño

Los valores de las cargas para el diseño de la sección transversal de la columna C – 3, se muestran en los siguientes cuadros:

| | | Dirección X (Longitudinal) | | | | | | | |
|----------|------|----------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Esfuerzo | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| Axial | Dis. | 30.68 | 78.31 | 125.92 | 173.55 | 221.16 | 268.81 | 316.42 | 364.83 |
| Cortante | Dis. | 6.64 | 6.35 | 7.18 | 7.67 | 7.95 | 7.61 | 7.44 | 2.32 |
| M.Sup. | Dis. | 7.49 | 6.86 | 7.82 | 8.30 | 8.52 | 8.17 | 7.42 | 3.36 |
| M.Inf. | Dis. | 6.78 | 6.77 | 7.63 | 8.20 | 8.57 | 8.23 | 8.58 | 3.67 |

Cuadro No. 08 - 03.- Esfuerzos de Diseño para la Dirección X (Transversal)

| | | Dirección Y (Transversal) | | | | | | | |
|----------|------|---------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Esfuerzo | Nvl | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| Axial | Dis. | 30.68 | 78.31 | 125.92 | 173.55 | 221.16 | 268.81 | 316.42 | 364.83 |
| Cortante | Dis. | 13.13 | 12.21 | 12.55 | 12.40 | 12.12 | 11.03 | 11.23 | 5.00 |
| M.Sup. | Dis. | 14.84 | 13.33 | 13.61 | 13.25 | 12.60 | 11.45 | 10.12 | 7.92 |
| M.Inf. | Dis. | 13.38 | 12.99 | 13.38 | 13.41 | 13.44 | 12.30 | 14.03 | 7.88 |

Cuadro No. 08 - 04.- Esfuerzos de Diseño para la Dirección Y (Longitudinal)

Diagramas de Interacción

Diagrama de Interacción - Dirección X

Niveles 1 al 3

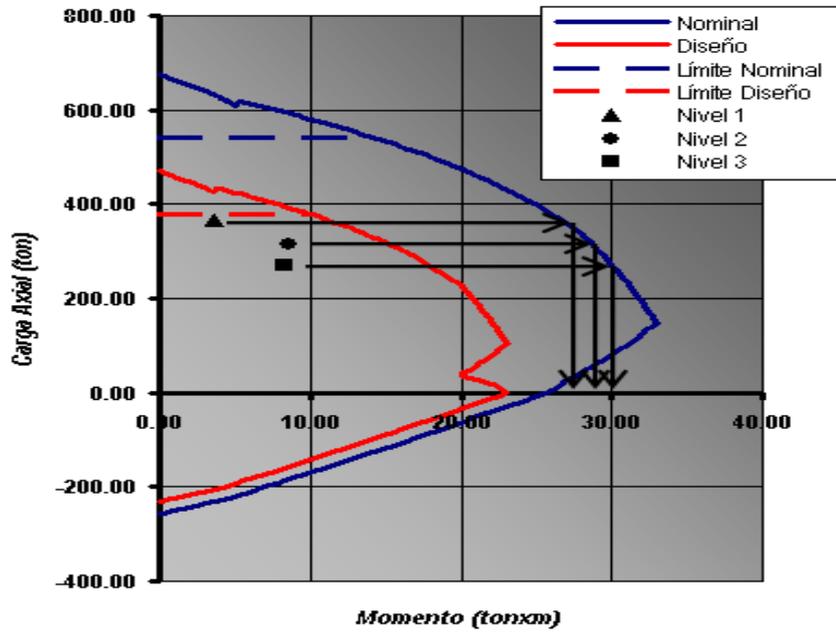
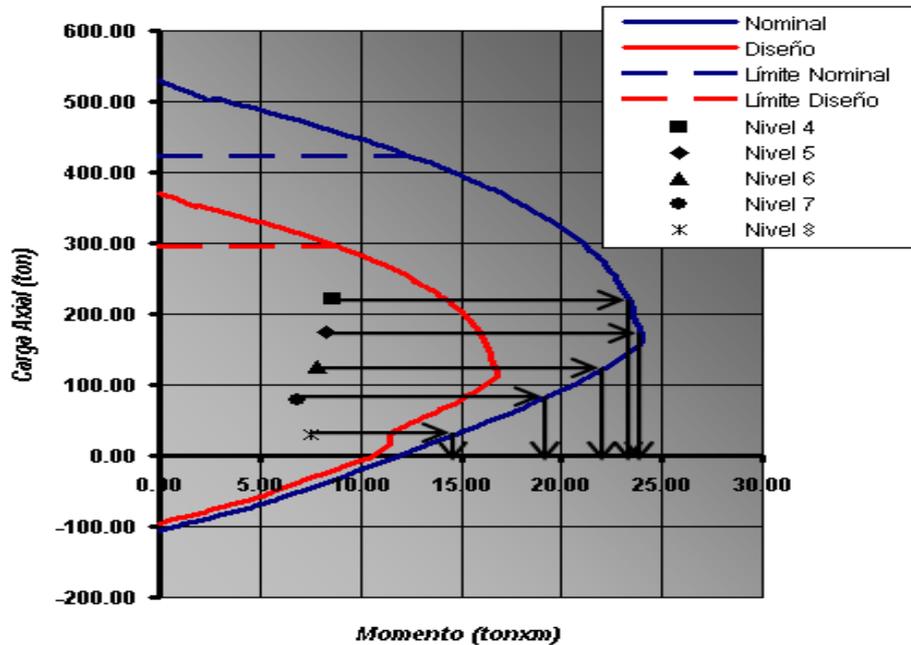
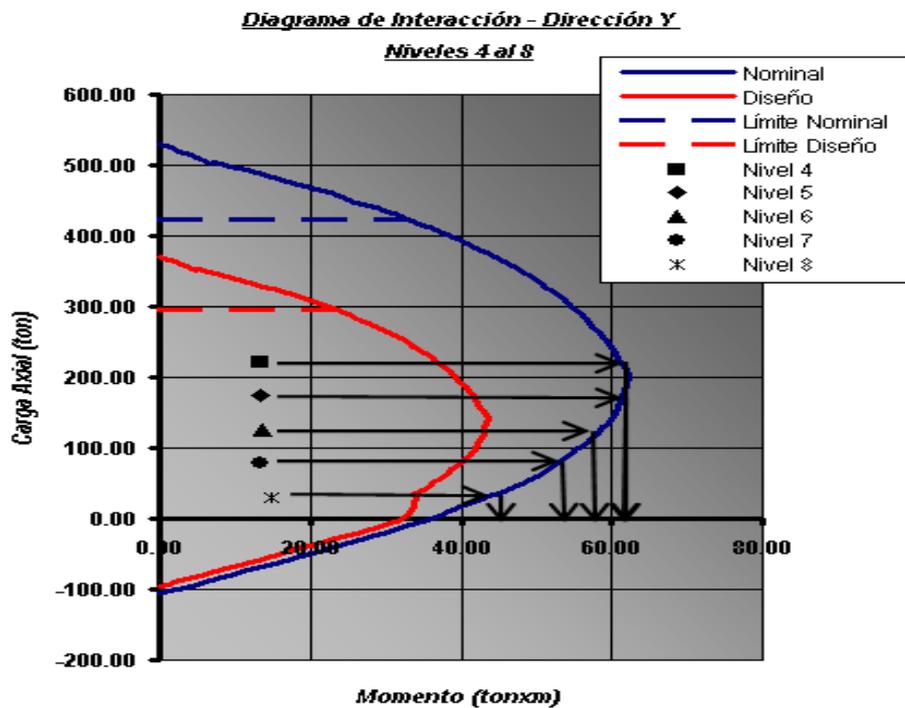
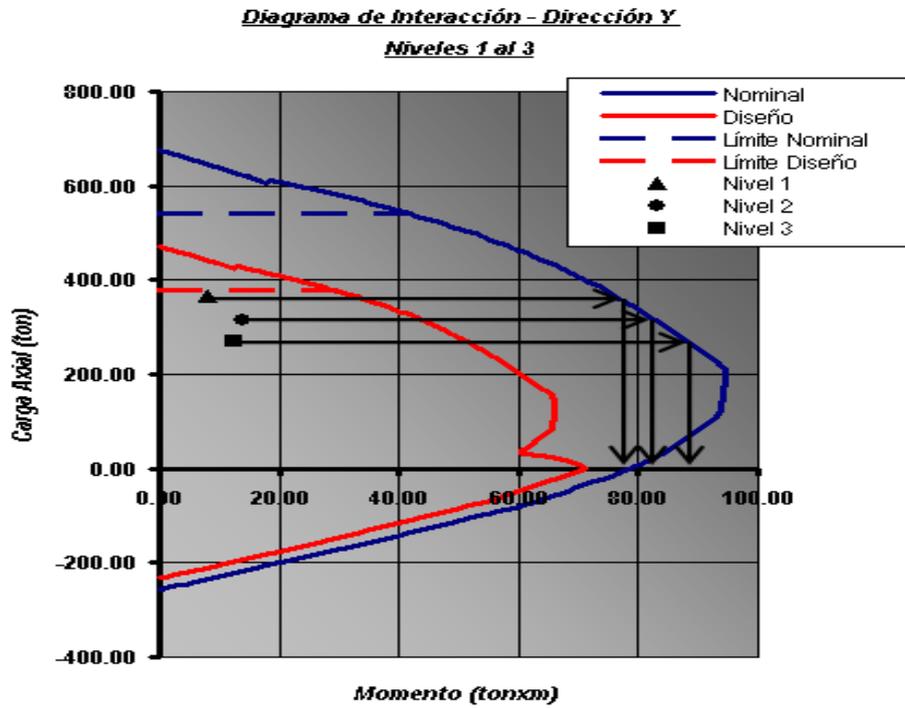


Diagrama de Interacción - Dirección X

Niveles 4 al 8



Figuras No. 08 – 02 y 08 - 03.- Diagramas de Interacción Columna C-3 en Dirección X (Longitudinal)



*Figuras No. 08 – 04 y 08 - 05.- Diagramas de Interacción Columna C-3 en
Dirección Y (Transversal)*

| Nivel | P_U (ton) 1.5CM+1.8CV | P_U (ton) 0.9CM-CS | M_U (tonxm) |
|-------|----------------------------|-------------------------|---------------|
| 8 | 30.68 | 15.11 | 7.49 |
| 7 | 78.31 | 37.31 | 6.86 |
| 6 | 125.92 | 59.51 | 7.82 |
| 5 | 173.55 | 81.72 | 8.30 |
| 4 | 221.16 | 103.96 | 8.57 |
| 3 | 268.81 | 126.24 | 8.23 |
| 2 | 316.42 | 148.59 | 8.58 |
| 1 | 364.83 | 171.47 | 3.67 |

Cuadro No. 08 - 05.- Dirección X - Esfuerzos Actuantes para diagramas de interacción

| Nivel | P_U (ton) 1.5CM+1.8CV | P_U (ton) 0.9CM-CS | M_U (tonxm) |
|-------|----------------------------|-------------------------|---------------|
| 8 | 30.68 | 14.43 | 20.33 |
| 7 | 78.31 | 37.00 | 19.04 |
| 6 | 125.92 | 59.61 | 13.61 |
| 5 | 173.55 | 82.23 | 13.25 |
| 4 | 221.16 | 104.89 | 13.44 |
| 3 | 268.81 | 127.57 | 12.30 |
| 2 | 316.42 | 150.30 | 14.03 |
| 1 | 364.83 | 173.46 | 7.88 |

Cuadro No. 08 - 06.- Dirección Y - Esfuerzos Actuantes para diagramas de interacción

Como puede apreciarse, los valores de los pares (M_U , P_U) obtenidos de las combinaciones de diseño; se encuentran dentro del área encerrada por la curva de diseño (en rojo), concluyéndose que la armadura elegida es adecuada para resistir los esfuerzos de compresión y de flexión que actúan sobre la columna.

5. Diseño por Flexión Biaxial – NTE-060.

Debido a que la columna se encuentra sometida a momentos flectores que actúan en la dirección longitudinal X y transversal Y del edificio, será necesario realizar una comprobación por flexión biaxial. Para ello, se hará uso de la fórmula planteada por Bresler.

La fórmula de Bresler queda definida por la siguiente expresión:

$$\frac{1}{P_{UR}} \leq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

P_u Resistencia última en flexión biaxial



ϕP_{nx} Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en X
($e_y = 0$)

ϕP_{ny} Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en Y
($e_x = 0$)

ϕP_{no} Resistencia de diseño bajo la acción de carga axial únicamente.
($e_x = e_y = 0$)

Esta ecuación es válida para valores de $P_u / \phi P_{no} \geq 0.10$. Para valores menores que esta relación, se usará la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencia de diseño de la sección con respecto a los ejes X e Y.

Para la columna analizada, los valores obtenidos para la resistencia a la compresión, son los que se muestran en el siguiente cuadro:

| | Po (ton) | 0.80 x Po (ton) | P _{UMAX} (ton) | ϕ Po (ton) | 0.10 ϕ Po (ton) | P _{UACT} (ton) | M _{UXACT} (tonxm) | M _{UYACT} (tonxm) | ϕ P _{nx} (ton) | ϕ P _{ny} (ton) | P _{ur} (ton) |
|-------------|-------------|--------------------|----------------------------|--------------------|-------------------------|----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| Nivel 1 a 3 | 675.00 | 540.00 | 378.00 | 472.50 | 47.25 | 364.83 | 3.67 | 7.92 | 425.00 | 436.00 | 395.24 |
| Nivel 4 a 6 | 530.00 | 424.00 | 296.80 | 371.00 | 37.10 | 221.16 | 8.57 | 13.44 | 300.00 | 325.00 | 269.19 |
| Nivel 7 a 8 | 509.00 | 407.20 | 285.04 | 356.30 | 35.63 | 78.31 | 6.86 | 13.33 | 315.00 | 319.00 | 285.49 |

Cuadro No. 08 - 07 – Cálculo de resistencia axial requerida (P_{UR}) por flexión biaxial.

Se observa que todos los valores de carga axial última que actúan sobre la sección, son mayores que $0.10\phi P_{no}$, por lo que es aplicable el método de Bresler. Los valores ϕP_{nx} y ϕP_{ny} se obtuvieron de los diagramas de interacción mostrados en las figuras No. 08 – 02 y No. 08 – 04. Asimismo, se comprueba que la resistencia requerida (P_{UR}), es mayor que el valor de la carga axial amplificada que actúa sobre la sección y por lo tanto, ante sollicitación biaxial, la columna tendrá un comportamiento satisfactorio.

6. Diseño por fuerza cortante

La fuerza cortante de diseño (V_u) de los elementos en flexo-compresión, deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_N) en los extremos de la luz libre del elemento, asociadas a la fuerza axial P_u que de cómo resultado el mayor momento nominal posible. Las resistencias nominales de flexión se determinan a partir del diagrama de interacción respectivo para cada una de las direcciones de análisis de la columna. La fuerza cortante V_{UR} será igual a $V_{UR} = 2 \times (M_N / L_N)$.

Para elementos en compresión, la resistencia al corte del concreto es:

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

La fuerza que deberá resistir el refuerzo por corte, se determina según la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{V_{ur}}{\phi} - V_c$$

Y el espaciamiento de los estribos se calcula como:

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

Analizando los resultados obtenidos para las fuerzas cortantes para cada una de las direcciones de análisis de la columna, los cuales fueron mostrados en los cuadros No. 08 – 03 y No. 08 - 04, se observa que la dirección que gobernará el diseño es la dirección Y; debido a que los valores de las fuerzas cortantes en esta dirección, son mayores que las que actúan en la dirección X.

Para el confinamiento del acero de refuerzo longitudinal de la columna, se utilizarán dos estribos cerrados de ϕ 3/8", cuya área de refuerzo (A_v) es 2.84cm² (4 ramas).

Las fuerzas actuantes, así como el cálculo del espaciamiento del refuerzo por corte (s) para cada uno de los niveles del edificio, se muestran en el siguiente cuadro:

| Nivel | Ln (m) | Pua (Ton) | Vua (Ton) | Mua (Ton - m) | Mur (Ton - m) | Vur (Ton) | Vc (Ton) | Vs (Ton) | s (ϕ 3/8") | smáx (cm) |
|-------|--------|-----------|-----------|---------------|---------------|-----------|----------|----------|------------------|-----------|
| 8 | 2.10 | 30.68 | 13.13 | 14.84 | 43.00 | 40.95 | 18.60 | 29.58 | 29.84 | 10.00 |
| 7 | 2.10 | 78.31 | 12.21 | 13.33 | 52.00 | 49.52 | 21.00 | 37.26 | 23.69 | 10.00 |
| 6 | 2.10 | 125.92 | 12.55 | 13.61 | 58.00 | 55.24 | 23.40 | 41.58 | 21.23 | 10.00 |
| 5 | 2.10 | 173.55 | 12.40 | 13.25 | 61.00 | 58.10 | 25.80 | 42.54 | 20.75 | 10.00 |
| 4 | 2.10 | 221.16 | 12.12 | 12.60 | 61.00 | 58.10 | 28.21 | 40.14 | 21.99 | 10.00 |
| 3 | 2.10 | 268.81 | 11.03 | 11.45 | 89.00 | 84.76 | 30.61 | 69.11 | 12.77 | 10.00 |
| 2 | 2.10 | 316.42 | 11.23 | 10.12 | 82.00 | 78.10 | 33.01 | 58.87 | 14.99 | 10.00 |
| 1 | 3.05 | 364.83 | 5.00 | 7.92 | 78.00 | 51.15 | 35.45 | 24.72 | 35.71 | 10.00 |

Cuadro No. 08 - 08.- Diseño de columna C-3 por fuerza cortante. Espaciamiento de estribos.

Longitud de confinamiento (L_o)

La NTE-060 establece que deben colocarse estribos en una longitud L_o , cuya extensión mínima deberá ser igual al mayor de los siguientes valores:

- a) Un sexto de la luz libre del elemento: $L_N/6 = 35\text{cm.}$
- b) La máxima dimensión de la sección transversal del elemento $d_{MAX} = 80\text{cm.}$

c) Una longitud no menor que $s_{MÁX} = 45\text{cm}$.

Para la columna analizada, la longitud de confinamiento (L_o) se considerará igual a 80cm.

Espaciamiento máximo ($S_{OMÁX}$) dentro de la zona de confinamiento

De acuerdo a la NTE-060, los estribos colocados dentro de la zona de confinamiento deberán estar espaciados a una distancia máxima, equivalente al menor de los siguientes valores:

a) La mitad de la dimensión mas pequeña de la sección transversal del elemento: $d_{MÍN}/2 = 30 / 2 = 15\text{cm}$.

b) Una longitud no mayor a: $S_{OMÁX} = 10\text{cm}$.

Para la columna analizada, $S_{OMÁX}$ será igual a 10cm; colocándose el primer estribo a una distancia no mayor que 5cm, medida desde la cara del nudo.

Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento

Deberán colocarse estribos fuera de la zona de confinamiento (L_o), cuyo espaciamento no deberá exceder del menor de los siguientes valores:

a) Dieciséis veces el diámetro más pequeño de la barra de refuerzo longitudinal:

$$16_{DB} = 30\text{cm}.$$

b) La dimensión mas pequeña de la sección transversal del elemento:

$$d_{MÍN} = 30\text{cm}.$$

c) A una distancia no mayor que:

$$s_{MÁX} = 30\text{cm}.$$

En este caso, el espaciamento máximo para los estribos fuera de la zona de confinamiento se considerará igual a 30cm.

Finalmente, la distribución de los estribos que se colocarán en la columna C – 3 es la siguiente:

- Para el 1er piso:
 $\phi 3/8$: 1 @ 5cm, 8 @ 10cm, resto @ 25cm (en los extremos superior e inferior de la columna).
- Para el resto de pisos:
 $\phi 3/8$: 1 @ 5cm, 6 @ 10cm, resto @ 25cm (en los extremos superior e inferior de la columna).

En el plano E – 02, se muestran para todas las columnas del edificio, los detalles de las armaduras de acero longitudinal necesarias por flexo – compresión y las armaduras necesarias por fuerza cortante.

Capítulo 9 - Diseño de Placas

Las placas son elementos estructurales que trabajan básicamente bajo la acción de cargas axiales de gravedad y de sismo, así como la acción de momento flector y fuerza cortante en una de sus direcciones principales, generalmente en su dimensión más larga. El presente capítulo resume el procedimiento de diseño de las placas de la edificación de acuerdo a los criterios establecidos por la NTE.060.

1. Espesores mínimos

- Los muros serán dimensionados teniendo especial consideración sobre los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.
- El espesor mínimo para los muros de corte será de 10cm. En el caso de muros de corte coincidente con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20cm.

2. Diseño por Flexión

- Para muros esbeltos (Altura total / longitud; $H/L \geq 1$) serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexo - compresión: se investigará la resistencia en base a una relación de Carga Axial – Momento, construyendo un Diagrama de Interacción (similar al caso de columnas).
- El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, debiendo concentrarse mayor refuerzo en los extremos. Adicionalmente, deberá colocarse refuerzo uniformemente repartido a lo largo de la longitud del muro, cumpliéndose con el acero mínimo de refuerzo vertical para muros indicado en la NTE.060, sección 15.4.3.
- El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como si se trataran de columnas. Los empalmes en este refuerzo se diseñaran como empalmes en tracción.
- El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0.01 o que sea necesario por compresión.
- Si el refuerzo en la fibra extrema en tracción, calculado suponiendo un comportamiento lineal elástico ($\sigma_U = M_U Y_T / I_G - P_U / A_G$) excede de $2\sqrt{f'c}$; deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos provea un momento resistente por lo menos igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento (M_{CR}) de la sección.

$$M_{CR} = I_G (2\sqrt{f'c} + P_U / A_G) / Y_T$$

3. Diseño por Fuerza Cortante

- Los muros sometidos a esfuerzos generados por la acción de fuerzas cortantes, se diseñaran considerando que:

$$V_U \leq \phi V_N, \quad V_N = V_C + V_S$$

Donde $V_C = 0.53\sqrt{f'c} t d$ y V_U no deberá exceder de $2.6\sqrt{f'c} t d$

- Para cálculos más detallados, se podrá considerar el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_C = 0.85\sqrt{f'c} t d + \frac{N_U d}{4L}$$

$$V_C = \left[0.15\sqrt{f'c} + L \left[\frac{0.3\sqrt{f'c} + 0.2 \frac{N_U}{Lt}}{\frac{M_U}{V_U} - \frac{L}{2}} \right] \right] t d$$

Si $(M_U / V_U) - (L / 2)$ es negativo, no deberá usarse la ecuación que incluye este término. M_U , N_U y V_U fueron definidos en el capítulo 08 – Diseño de columnas.

- Para los casos en los cuales el muro está sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa (N_U sea tracción) o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños ($P_U / A_G < 0.1 f'c$), deberá considerarse que la resistencia del concreto al corte, es igual a cero ($V_C = 0$).
- La distancia “d” de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tracción, se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones. En caso de no hacerse este análisis, “d” se podrá considerar igual a $0.8L$.
- La secciones localizadas entre la base y una altura igual a $L / 2$ ó $H / 2$ (la que sea menor), podrá diseñarse con el mismo valor de V_C que el calculado para la sección ubicada a $L / 2$ ó $H / 2$.
- La fuerza cortante de diseño V_U en cualquier sección deberá cumplir con:

$$V_U \geq V_{UA} \frac{M_{UR}}{M_{UA}} w\gamma$$

- 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 colocado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

w_γ = Factor de amplificación dinámica, calculado de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$W_\gamma = 0.9 + \frac{n}{10}; \quad n \leq 6$$

$$W_\gamma = 1.3 + \frac{n}{30}; \quad 15 \geq n > 6$$

Donde n es el número de pisos. Si $n > 15$, usar $n = 15$;

- Cuando V_U excede a ϕV_C , deberá colocarse refuerzo horizontal para tomar la fuerza cortante que el concreto ya no es capaz de resistir. El área de este refuerzo se calculará con la siguiente expresión:

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

- La cuantía de refuerzo horizontal por corte (ρ_h), referida a la sección total vertical del concreto en el sector analizado; será mayor o igual a 0.0025 y su espaciamiento no excederá de $L/5$, $3t$ ó 45 cm., debiéndose anclar en los extremos confinados del muro en forma tal que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.
- La cuantía ρ_v del refuerzo vertical por corte (referida a la sección horizontal total del concreto), será mayor o igual a:

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

Pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

- El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que $L/3$, $3t$ ó 45 cm.
- Cuando V_U sea menor que $0.5 V_C$, la cuantía de refuerzo horizontal y vertical puede reducirse a $\rho_h > 0.0020$ y $\rho_v > 0.0015$.

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45 cm.

- Cuando el espesor del muro sea igual o mayor que 25 cm, deberá colocarse el refuerzo horizontal y vertical en las dos caras del elemento.

4. Diseño de Placa PL – 1

Se presenta el procedimiento de diseño seguido para las placas PL – 1, las cuales se ubican a lo largo de los ejes 1 y 9 del edificio. Para ello, es necesario determinar en primer lugar, la relación de esbeltez (H/L) de la placa. Si ésta es mayor que 1, el muro es esbelto y podrá utilizarse el procedimiento de diseño que considera flexo – compresión, de manera similar al diseño de columnas; en caso contrario, se

diseñará el muro considerando los procedimientos establecidos en el numeral 15.4.2.1.b de la NTE.060.

En este caso particular, se utilizará el diseño por flexo – compresión, ya que la relación de esbeltez de la placa que se analizará es igual a: $H / L = 23.50\text{m} / 6.73\text{m} \approx 3.50$.

La sección transversal de la placa PL – 1, se muestra en la siguiente figura:

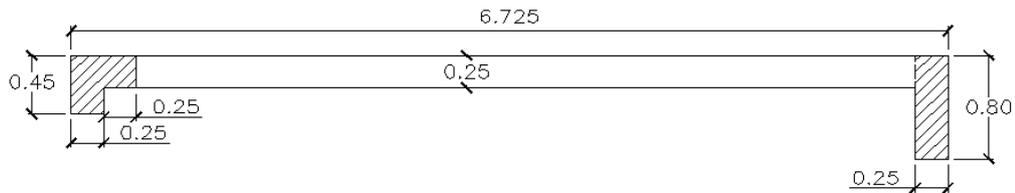


Figura No. 09 – 01.- Sección transversal de la placa PL – 1.

Diseño por Flexo - compresión

El diseño por flexo – compresión consiste en elegir tentativamente, una distribución de acero de refuerzo; concentrado una parte en los extremos de la placa, a manera de columnas y repartiendo el saldo en el resto de la sección. Con el refuerzo elegido, se construye el diagrama de interacción para la sección y será necesario verificar que los puntos (P_u , M_u) correspondientes a las combinaciones de diseño $1.5CM + 1.80CV$, $1.25 (CM+CV) + CS$ y $0.9CM - CS$; se encuentren dentro de la curva de diseño del diagrama. Si esta condición no se satisface, se escogerá otra distribución de armaduras de acero y se repetirá el procedimiento anterior hasta cumplirse la condición indicada líneas arriba.

Para un tanteo inicial del acero de refuerzo, es posible utilizar la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y 0.90d}$$

Los valores de carga axial y momento flector obtenidos de los análisis de gravedad y análisis sísmico, fueron amplificados utilizando las combinaciones indicadas por la NTE.060, con la salvedad que para las cargas sísmicas, el factor 1.25 se reemplazó por la unidad, ya que los esfuerzos de sismo obtenidos del análisis sísmico, son últimos (condición de rotura).

La dirección crítica para el diseño por flexo - compresión es la dirección transversal Y de la edificación, puesto que es en esta dirección en la cual se presentan los mayores valores de momento flector y fuerza cortante producidos por las fuerzas horizontales de sismo. Los resultados obtenidos para las cargas actuantes sobre la placa se resumen en el siguiente cuadro:

| Nivel | Pu (Ton) | | | | | Mu (Ton - m) | Vu (Ton) |
|-------|----------|--------|--------|--------|--------|--------------|----------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | |
| 8 | 29.93 | 28.88 | 20.08 | 20.38 | 11.58 | 27.90 | 11.62 |
| 7 | 71.90 | 70.02 | 47.06 | 48.67 | 25.71 | 66.24 | 38.06 |
| 6 | 113.87 | 111.42 | 73.76 | 77.24 | 39.58 | 159.83 | 55.18 |
| 5 | 155.83 | 153.77 | 99.53 | 106.74 | 52.50 | 297.20 | 76.00 |
| 4 | 197.80 | 194.07 | 127.33 | 134.21 | 67.47 | 473.48 | 84.73 |
| 3 | 239.77 | 234.28 | 155.24 | 161.57 | 82.53 | 683.92 | 95.79 |
| 2 | 281.74 | 273.82 | 183.80 | 188.27 | 98.25 | 944.25 | 111.24 |
| 1 | 329.60 | 316.49 | 219.07 | 216.73 | 119.31 | 1,333.07 | 114.35 |

Combinaciones de carga:

- (1) 1.50CM + 1.80CV.
- (2) 1.25 (CM + CV) + CS.
- (3) 1.25 (CM + CV) – CS.
- (4) 0.90CM + CS.
- (5) 0.90CM – CS.

Cuadro No. 09 - 01.- Cargas últimas actuantes sobre la placa PL-1.

Aplicando la fórmula aproximada para obtener el acero en flexión, se obtuvo que para el primer piso eran necesarios 58.27cm² y para el 4to piso, eran necesarios 20.70cm². Cabe señalar que no es necesario colocar en los extremos, todo el acero de refuerzo calculado anteriormente debido a que se colocará refuerzo distribuido en el alma de la placa, el cual indudablemente ayudará a resistir los esfuerzos de flexión actuantes sobre ésta.

Luego de algunos tanteos, se optó por colocar el 50% del acero de refuerzo calculado para las cargas actuantes en los tres primeros niveles del edificio, colocándose en los extremos 10 ϕ $\frac{3}{4}$ " (26.80cm²) y ϕ $\frac{3}{8}$ " @ 25cm repartido en ambas caras del alma de la placa. Para los pisos restantes (del 4to al 8vo nivel), se optó por colocar similar cantidad de acero que la obtenida mediante cálculos aproximados, igual a 10 ϕ $\frac{5}{8}$ " (20cm²) en los extremos de la placa, con la finalidad de respetar la cuantía de refuerzo mínima (1%), ya que los extremos trabajarán como columnas y además, deberán resistir esfuerzos de flexión biaxiales. Asimismo, se colocará ϕ $\frac{3}{8}$ " @ 25cm repartido en ambas caras del alma.

Se verificó también la condición de pandeo en la dirección transversal al plano de la placa (dirección longitudinal X), encontrándose que las armaduras seleccionadas eran suficientes para resistir los esfuerzos de flexo – compresión para esa dirección.

Los diagramas de interacción para la placa se muestran en las siguientes figuras:

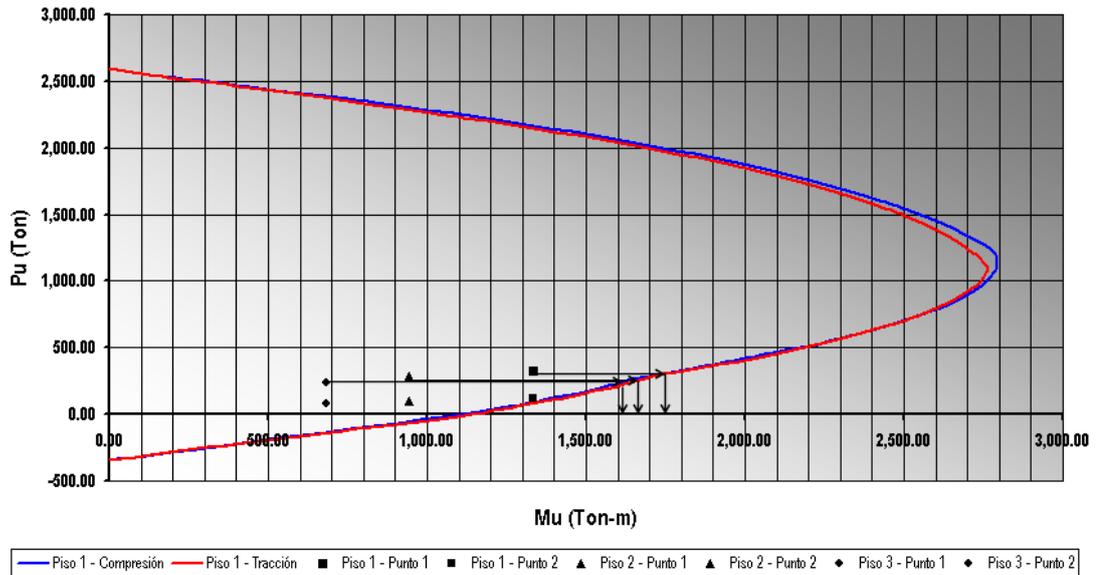


Figura No. 09 – 02.- Diagrama de interacción de la Placa PL – 1, 1er al 3er Nivel.

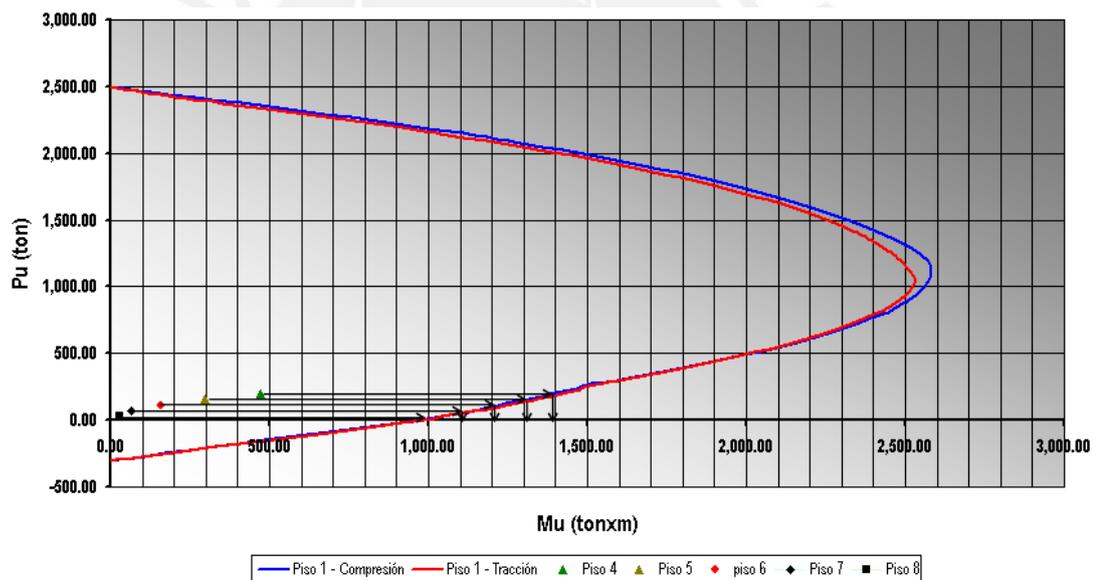


Figura No. 09 – 03.- Diagrama de interacción de la Placa PL – 1, 4to al 8vo Nivel.

De los diagramas de interacción de la placa, observamos que se satisface la condición de que los pares (P_U , M_U) se encuentren dentro del diagrama de diseño, y por lo tanto; las armaduras de acero elegidas son adecuadas para resistir los esfuerzos de flexo – compresión que actúan en la sección de la placa.

Diseño por Fuerza Cortante

De acuerdo a lo indicado por la NTE.060, es necesario colocar acero de refuerzo horizontal en las placas, de forma tal que estas puedan resistir los esfuerzos de corte generados por cargas horizontales de viento o sismo.

El procedimiento de diseño del refuerzo por corte de la placa PL-1, se ha realizado según las siguientes consideraciones:

- En este caso particular, el esfuerzo de compresión último que actúa sobre la placa analizada (P_U / A_G), fue menor que $0.10 f'c$ en todos los pisos y debido a ello, el aporte del concreto a la resistencia al corte de esta placa debería considerarse nulo ($V_C = 0$), según la NTE.060. Sin embargo, se consideró que este valor era diferente de cero debido a que las compresiones axiales actuantes sobre la placa, favorecerán igualmente a la resistencia al corte. El valor de V_C considerado para los cálculos es igual a $0.53 \sqrt{f'c} t d$.
- Si bien la NTE.060 considera que la fuerza cortante debe ser escalada utilizando un factor de amplificación dinámica (w_γ), este se considerará igual a la unidad debido a que: (a) al afectarse V_U con el factor M_{UR} / M_{UA} , se está asegurando que la resistencia al corte sea mayor que la resistencia a la flexión, evitándose así la falla frágil y (b) es poco probable que los esfuerzos de corte se incrementen demasiado en los niveles superiores.
- Asimismo, se ha considerado que el máximo valor del factor (M_{UR} / M_{UA}), es igual a 3. Este se obtiene al asumir un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) igual a 2, con el cual obtenemos una fuerza cortante que es 3 veces mayor que la obtenida según el análisis sísmico efectuado en el capítulo 05, considerando que el valor de R es igual a 6 para la dirección Y ($V_{(R=2)} = V_{(R=6)} \times 6 / 2 = 3 \times V_{(R=6)}$).
- Se ha considerado una longitud sobre la cual podría formarse una rótula plástica igual al menor de los siguientes valores: $H_w / 2 = 22.90m / 2 = 11.45m$ y $L_w / 2 = 6.73m / 2 = 3.37m$. Por lo tanto, la longitud que deberá diseñarse para el máximo cortante actuante será igual a 3.37m. Por este motivo, se eligió trabajar en los dos primeros niveles con la fuerza cortante actuante en el 2do nivel del edificio.
- Ya que $M_{UR} / M_{UA} > 3$ en el resto de niveles, se consideró que V_U era igual a $3 \times V_a$; en donde V_a es la fuerza cortante sin amplificar que actúa sobre la sección y que proviene del análisis sísmico.

El detalle de cálculo para hallar el refuerzo horizontal por corte para la placa PL – 1 se resume en los siguientes cuadros:



| Nivel | Vu (Ton) | Pu (Ton) | Mua (Ton-m) | Mur (Ton-m) | Mur/Mua | Vu x (Mur/Mua) _{wy} | 3 x Va |
|-------|----------|----------|-------------|-------------|---------|------------------------------|--------|
| 8 | 11.62 | 29.93 | 27.90 | 1,420.00 | 50.90 | 591.41 | 27.89 |
| 7 | 38.06 | 71.90 | 66.24 | 1,570.00 | 23.70 | 902.09 | 91.34 |
| 6 | 55.18 | 113.87 | 159.83 | 1,730.00 | 10.82 | 597.27 | 132.43 |
| 5 | 76.00 | 155.83 | 297.20 | 1,870.00 | 6.29 | 478.20 | 182.40 |
| 4 | 84.73 | 197.80 | 473.48 | 1,980.00 | 4.18 | 354.32 | 203.35 |
| 3 | 95.79 | 239.77 | 683.92 | 2,280.00 | 3.33 | 319.34 | 229.90 |
| 2 | 111.24 | 281.74 | 944.25 | 2,370.00 | 2.51 | 279.20 | 266.98 |
| 1 | 114.35 | 329.60 | 1,333.07 | 2,500.00 | 1.88 | 214.45 | 274.44 |

| Nivel | ϕ | Vdis (Ton) | Pu/Ag (kg/cm ²) | Vc (Ton) | Vs (Ton) |
|-------|--------|------------|-----------------------------|----------|----------|
| 8 | 0.85 | 27.89 | 1.60 | 103.30 | -70.49 |
| 7 | 0.85 | 91.34 | 3.85 | 103.30 | 4.16 |
| 6 | 0.85 | 132.43 | 6.09 | 103.30 | 52.50 |
| 5 | 0.85 | 182.40 | 8.34 | 103.30 | 111.29 |
| 4 | 0.85 | 203.35 | 10.58 | 103.30 | 135.94 |
| 3 | 0.85 | 229.90 | 12.83 | 103.30 | 167.16 |
| 2 | 0.85 | 279.20 | 15.08 | 103.30 | 225.17 |
| 1 | 0.85 | 279.20 | 17.64 | 103.30 | 225.17 |

Cuadro No.- 09 – 02.- Cálculo de la fuerza VS que debe resistir el acero horizontal de la placa PL – 1.

| Nivel | Vs (Ton) | ϕ | Av (cm ²) | s (cm) | s | ph | p _v |
|-------|----------|--------|-----------------------|--------|-----------|--------|----------------|
| 8 | -70.49 | 0.85 | 1.42 | -45.52 | 3/8" @ 25 | 0.0028 | 0.0029 |
| 7 | 4.16 | 0.85 | 1.42 | 770.98 | 3/8" @ 25 | 0.0028 | 0.0029 |
| 6 | 52.50 | 0.85 | 1.42 | 61.12 | 3/8" @ 25 | 0.0028 | 0.0029 |
| 5 | 111.29 | 0.85 | 1.42 | 28.83 | 3/8" @ 25 | 0.0028 | 0.0029 |
| 4 | 135.94 | 0.85 | 1.42 | 23.60 | 3/8" @ 25 | 0.0028 | 0.0029 |
| 3 | 167.16 | 0.85 | 2.58 | 34.87 | 1/2" @ 25 | 0.0052 | 0.0053 |
| 2 | 225.17 | 0.85 | 2.58 | 25.89 | 1/2" @ 25 | 0.0052 | 0.0053 |
| 1 | 225.17 | 0.85 | 2.58 | 25.89 | 1/2" @ 25 | 0.0052 | 0.0051 |

Cuadro No.- 09 – 03.- Cálculo del espaciamiento y cuantías del refuerzo horizontal de la placa PL – 1.

Se colocará acero de refuerzo horizontal con la siguiente distribución: ϕ 1/2" @ 25cm en los 3 primeros pisos y ϕ 3/8" @ 25cm en los pisos restantes.

El esquema de las armaduras de acero para la placa PL-1, se muestra en las siguientes figuras:

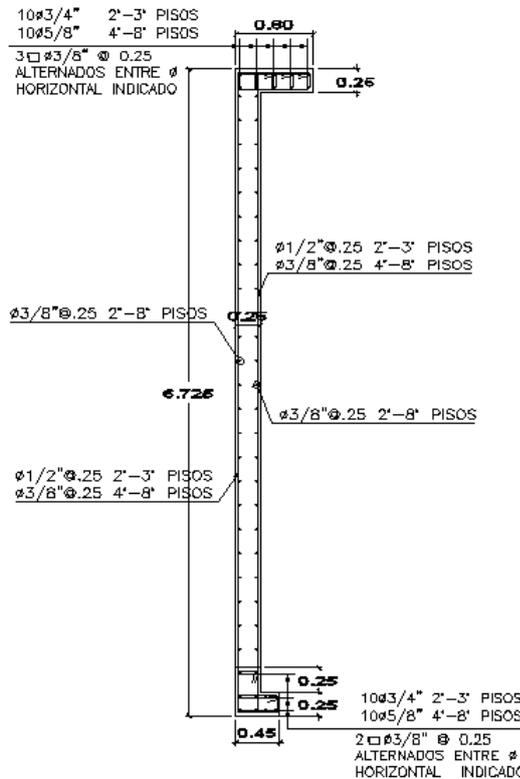
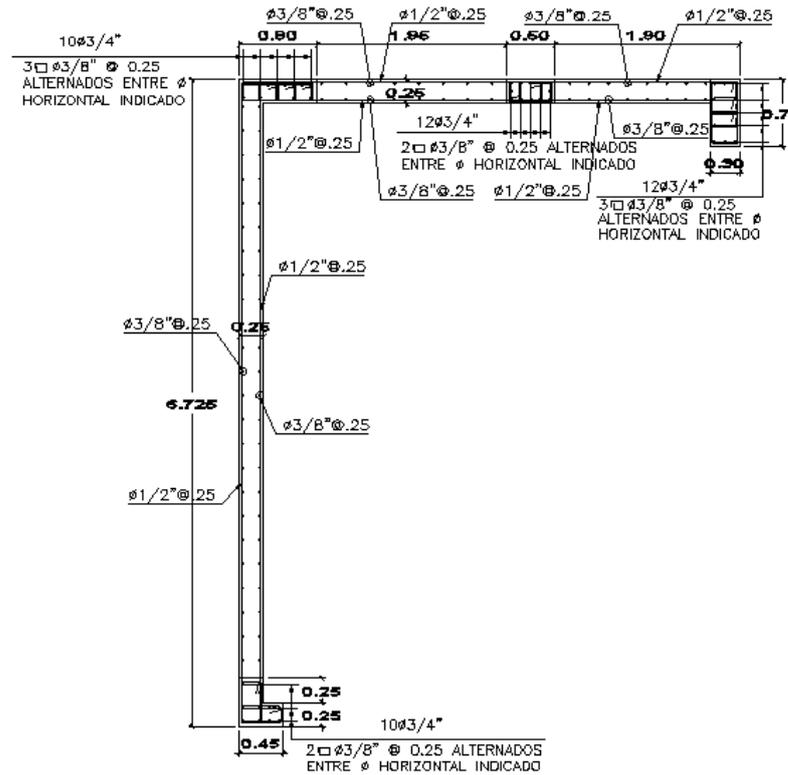


Figura No. 09 – 04.- Armaduras de acero de la placa PL – 1, 1er Nivel (izquierda);
resto de pisos (derecha).

Capítulo 10 - Diseño de la Cimentación

En el presente capítulo se detalla el procedimiento de diseño utilizado para la cimentación del edificio, considerándose que la presión admisible del terreno en el nivel de fundación, es igual a 4.00kg/cm². Se presentará el diseño de la zapata Z-4, que servirá como cimentación para las columnas ubicadas en la intersección de los ejes B - 3, C - 3, B - 7 y C - 7; así como el diseño de la zapata Z-1, la cual servirá para cimentar las placas PL-1, PL-2 y PL-4 del ala izquierda del edificio (Ejes 1 y 2). El diseño se realizará según las recomendaciones de la NTE.060 y el ACI.

1. Diseño de la zapata para las columnas C-3, B-3, B-7 y C-7 (Zapata Z-4):

Ya que estas columnas se encuentran dentro de los límites de propiedad de la edificación, se hará uso de zapatas aisladas rectangulares para su cimentación. No será necesario conectar estas zapatas entre sí, debido a que el suelo de cimentación presenta una buena capacidad portante y los momentos flectores actuantes en las columnas son bajos. El procedimiento de diseño para una estas zapatas consiste en:

- Predimensionar la zapata bajo cargas de servicio, considerando volados iguales en ambas direcciones ($V_x = V_y$) y según la siguiente fórmula:

$$A_{ZAPATA} = \frac{P_{SERVICIO}}{\sigma_T}$$

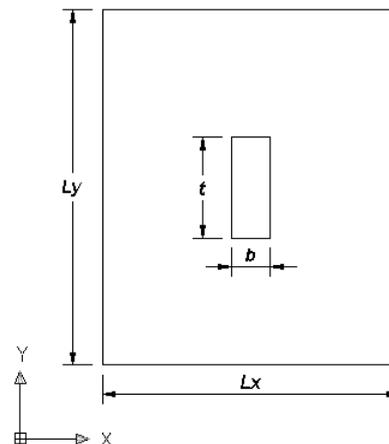


Figura No. 10 - 01.- Sección en planta de la zapata aislada.

- Verificar que las presiones ejercidas sobre el suelo, producidas por las cargas de gravedad y de sismo que actúan sobre la zapata, no sobrepasen su esfuerzo admisible. En el caso de sismo, se puede suponer que la presión admisible máxima se incrementa en 33% ($\sigma_{SISMO} = 1.33 \sigma_T$). Las presiones ejercidas por la zapata sobre el terreno, se ilustran en el siguiente gráfico:

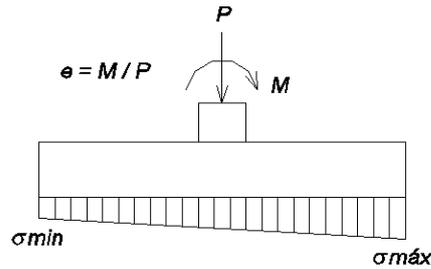


Figura No. 10 - 02.- Presiones sobre el terreno de cimentación.

- Las presiones ejercidas sobre el terreno se verifican con las siguientes fórmulas:

Bajo cargas de gravedad únicamente:

Para la dirección X: $\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y(L_x)^2}$. Para la dirección Y: $\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{L_x(L_y)^2}$

Para flexión biaxial: $\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y(L_x)^2} \pm \frac{6M_y}{L_x(L_y)^2}$

Bajo la acción combinada de cargas de gravedad y cargas de sismo:

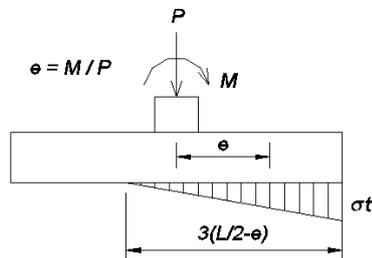
Para la dirección X: $\sigma = \frac{(P_G + P_{SX})}{A} \pm \frac{6(M_{GX} + M_{SX})}{L_y(L_x)^2}$

Para la dirección Y: $\sigma = \frac{(P_G + P_{SY})}{A} \pm \frac{6(M_{GY} + M_{SY})}{L_x(L_y)^2}$

Para flexión biaxial: $\sigma_x = \frac{(P + P_{SX})}{A} \pm \frac{6(M_{GX} + M_{SX})}{L_y(L_x)^2} \pm \frac{6M_y}{L_x(L_y)^2}$;

$\sigma_y = \frac{(P + P_{SY})}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y(L_x)^2} \pm \frac{6(M_{GY} + M_{SY})}{L_x(L_y)^2}$

- De presentarse tracciones sobre el suelo, el cálculo de la presión ejercida por la zapata sobre el terreno, se realizará según se ilustra en la siguiente figura:



$\sigma_T = \frac{2P}{3(L/2 - e)B}$ (Distribución triangular).

$\sigma_T = \frac{P}{2(L/2 - e)B}$ (Distribución rectangular).

Figura No. 10 - 03.- Presión sobre el suelo cuando existen esfuerzos de tracción.

- Si las presiones ejercidas sobre el terreno de fundación son menores que la presión admisible, se considera que la sección de la zapata es adecuada y se procede a su diseño, utilizando para ello el método de rotura (carga última).



- El peralte de la zapata (H_z) se calcula considerando los efectos de punzonamiento y de corte “como viga”.
- En el caso de punzonamiento, la NTE.060 establece que el esfuerzo crítico actúa en dos direcciones y en una sección perpendicular al plano de la losa de la zapata, localizada de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, pero que no necesite aproximarse a más de una distancia igual a “ $d/2$ ”, medida con respecto del perímetro de la columna. De acuerdo a esta condición:

$$V_C = (0.53 + 1.1 / \beta_C) \sqrt{f'_c} b_o d$$

Pero V_C no será mayor que:

$$1.1 \sqrt{f'_c} b_o d$$

Donde β_C es la relación del lado largo al lado corto de la columna y b_o es el perímetro de la sección crítica.

- Para el caso de “corte como viga”, se considera que la zapata posee una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total, y que está localizada a una distancia “ d ” medida desde la cara de la columna o pedestal.

En esta condición:

$$V_U \leq \phi V_N$$

; y:

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

- El peralte total de la zapata (H_z) dependerá del peralte efectivo “ d ” obtenido del diseño por corte y punzonamiento, debiendo verificarse además; la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento que soporta.
- Finalmente, se procede al diseño de las armaduras de acero que serán necesarias para resistir los esfuerzos de flexión en los volados de la zapata.

Se diseñará la zapata que servirá de cimentación para la columna C-3. Las cargas que actúan sobre esta columna, son las que se detallan en el siguiente cuadro:

| | | | |
|----------------------------|------------|------------|------------|
| Cargas de gravedad: | | | |
| $P_D =$ | 194.51 ton | $M_{DX} =$ | 0.27 tonxm |
| | | $M_{DY} =$ | 1.77 tonxm |
| $P_L =$ | 29.22 ton | $M_{LX} =$ | 0.00 tonxm |
| | | $M_{LY} =$ | 0.60 tonxm |
| Cargas de gravedad: | | | |
| $P_{SX} =$ | 2.88 ton | $M_{SX} =$ | 2.62 tonxm |
| $P_{SY} =$ | 1.60 ton | $M_{SY} =$ | 4.92 tonxm |

Predimensionamiento del área en planta de la zapata.

Se considerará una reducción del 5% en el esfuerzo admisible del terreno para considerar el efecto de sismo, el cual se introducirá en verificaciones posteriores. Asimismo, para el tipo de terreno de cimentación, se puede estimar que el peso de

la zapata es equivalente al 5% del total de la carga axial de servicio que baja por la columna. De acuerdo a ello, se obtiene:

$$A_{ZAPATA} = \frac{1.05 \times (194.51 \text{ ton} + 29.22 \text{ ton})}{38 \text{ ton/m}^2} = 6.20 \text{ m}^2. \quad \dots (a).$$

Asumiendo volados iguales en ambas direcciones (x e y), se obtiene que:

$$A_{ZAPATA} = L_X * L_Y = L_X * (L_X + 0.50). \quad \dots (b).$$

Igualando ambas expresiones, se obtiene que $L_X = 2.25 \text{ m}$ y $L_Y = 2.75 \text{ m}$. Para facilitar la labor constructiva, se considerará que la zapata tendrá las siguientes dimensiones: $L_X = 2.30 \text{ m}$ y $L_Y = 2.80 \text{ m}$, con un área de contacto igual a $2.30 \text{ m} \times 2.80 \text{ m} = 6.44 \text{ m}^2$.

Verificación de esfuerzos sobre el terreno:

Para las direcciones de la zapata analizada, se tiene que:

Bajo cargas de gravedad:

$$\text{En } x : \sigma_X = \frac{1.05 \times (223.73 \text{ ton})}{6.44 \text{ m}^2} \pm \frac{6(0.32 \text{ tonxm})}{(2.80 \text{ m})(2.30 \text{ m})^2} = 36.48 \pm 0.13$$

$$\rightarrow \sigma_{MÁX} = 36.61 \text{ ton/m}^2, \sigma_{MÍN} = 36.35 \text{ ton/m}^2 < 40.00 \text{ ton/m}^2.$$

$$\text{En } y : \sigma_Y = \frac{1.05 \times (223.73 \text{ ton})}{6.44 \text{ m}^2} \pm \frac{6(2.37 \text{ tonxm})}{(2.30 \text{ m})(2.80 \text{ m})^2} = 36.48 \pm 0.79$$

$$\rightarrow \sigma_{MÁX} = 37.27 \text{ ton/m}^2, \sigma_{MÍN} = 35.62 \text{ ton/m}^2 < 40.00 \text{ ton/m}^2.$$

Bajo cargas de gravedad y de sismo:

$$\text{En } x: \sigma_X = \frac{1.05 \times (223.73 + 2.88) \text{ ton}}{6.44 \text{ m}^2} \pm \frac{6(0.32 + 2.62) \text{ tonxm}}{(2.80 \text{ m})(2.30 \text{ m})^2} = 36.95 \pm 1.19$$

$$\rightarrow \sigma_{MÁX} = 38.14 \text{ ton/m}^2, \sigma_{MÍN} = 35.76 \text{ ton/m}^2.$$

$$\text{En } y: \sigma_Y = \frac{1.05 \times (223.73 + 1.28) \text{ ton}}{6.44 \text{ m}^2} \pm \frac{6(2.37 + 3.94) \text{ tonxm}}{(2.30 \text{ m})(2.80 \text{ m})^2} = 36.69 \pm 2.10$$

$$\rightarrow \sigma_{MÁX} = 38.79 \text{ ton/m}^2, \sigma_{MÍN} = 34.59 \text{ ton/m}^2.$$

Las presiones obtenidas para el caso que incluye a las cargas de sismo, son menores que $1.33\sigma_T = 53.20 \text{ ton/m}^2$ y por lo tanto; la sección obtenida para la zapata es adecuada, procediéndose al cálculo de la presión de diseño.

Presión de diseño (σ_U)

Bajo cargas de gravedad:

$$P_U = 1.50 (195.51 \text{ ton}) + 1.80 (29.22 \text{ ton}) = 344.37 \text{ ton}.$$

$$M_{UX} = 1.50 (0.27 \text{ tonxm}) = 0.50 \text{ tonxm}.$$

$$M_{UY} = 1.50 (1.77 \text{ tonxm}) + 1.80 (0.60 \text{ tonxm}) = 3.74 \text{ tonxm}.$$

$$\text{En } x: \sigma_{UX} = \frac{344.37\text{ton}}{6.44\text{m}^2} \pm \frac{6(0.50\text{tonxm})}{(2.80\text{m})(2.30\text{m})^2} = 53.47 \pm 0.20$$

$$\rightarrow \sigma_{M\text{AX}} = 53.67\text{ton/m}^2, \sigma_{M\text{IN}} = 53.27\text{ton/m}^2.$$

$$\text{En } y: \sigma_{UY} = \frac{344.37\text{ton}}{6.44\text{m}^2} \pm \frac{6(3.74\text{tonxm})}{(2.30\text{m})(2.80\text{m})^2} = 53.47 \pm 1.25$$

$$\rightarrow \sigma_{M\text{AX}} = 54.72\text{ton/m}^2, \sigma_{M\text{IN}} = 52.22\text{ton/m}^2.$$

Bajo cargas de gravedad y de sismo:

$$P_{UX} = 1.25 (194.51\text{ton} + 29.22\text{ton}) + 3.59\text{ton} = 283.26\text{ton}.$$

$$M_{UX} = 1.25 (0.27\text{tonxm}) + 3.27\text{tonxm} = 3.67\text{tonxm}.$$

$$P_{UY} = 1.25 (194.51\text{ton} + 29.22\text{ton}) + 1.60\text{ton} = 281.26\text{ton}.$$

$$M_{UY} = 1.25 (1.77\text{tonxm} + 0.60\text{tonxm}) + 4.92\text{tonxm} = 7.89\text{tonxm}.$$

Considerando flexión biaxial, se obtienen los siguientes resultados:

$$\text{En } x: \sigma_{UX} = \frac{283.26\text{ton}}{6.44\text{m}^2} \pm \frac{6(3.67\text{tonxm})}{(2.80\text{m})(2.30\text{m})^2} \pm \frac{6(2.97\text{tonxm})}{(2.30\text{m})(2.80\text{m})^2} = 43.98 \pm 1.49 \pm 0.99$$

$$\rightarrow \sigma_{M\text{AX}} = 46.46\text{ton/m}^2.$$

$$\text{En } y: \sigma_{UY} = \frac{281.26\text{ton}}{6.44\text{m}^2} \pm \frac{6(0.40\text{tonxm})}{(2.80\text{m})(2.30\text{m})^2} \pm \frac{6(7.89\text{tonxm})}{(2.30\text{m})(2.80\text{m})^2} = 43.67 \pm 0.17 \pm 2.63$$

$$\rightarrow \sigma_{M\text{AX}} = 46.47\text{ton/m}^2.$$

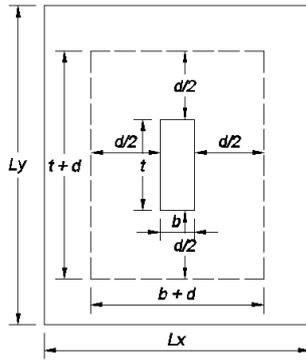
La presión de diseño σ_U , será la mayor que se obtiene de todos los casos analizados para cargas de gravedad y sismo. Con ello $\sigma_U = 55.00\text{ton/m}^2$.

Diseño por corte

Es necesario verificar que la longitud mínima del peralte efectivo de la zapata, cumpla con los requerimientos de anclaje en compresión del acero vertical de la columna que soporta. Ya que la armadura colocada en el primer nivel de la columna C - 3 está compuesta por 12 ϕ 1", la longitud mínima de anclaje por compresión es de 60cm, considerándose este valor como el peralte efectivo con el cual se verificarán inicialmente, las solicitaciones de corte sobre la zapata. En caso que no se satisfaga la resistencia al corte por punzonamiento o por "corte como viga", será necesario aumentar el peralte efectivo "d" de la zapata hasta conseguir que $\phi V_C > V_U$.

Verificación por corte en dos direcciones o Punzonamiento.

Se verificará a una distancia "d/2", medida desde de la cara de la columna. La sección crítica es la que se muestra en el siguiente gráfico:



$$b_0 = 2 \times [(b + d) + (t + d)]$$

$$A_0 = (b + d) \times (t + d)$$

$$A' = A_{ZAPATA} - A_0 = (L_x \times L_y) - A_0$$

Figura No. 10 - 04.- Perímetro crítico b_0 para la verificación por punzonamiento.

Corte actuante en el perímetro crítico: $V_U = \sigma_U (A_{ZAPATA} - A_0) = 55.00 (6.44 - (0.30 + d) (0.80 + d))$ (en ton). La resistencia de la sección al corte por punzonamiento (V_C) se calcula según la siguiente expresión:

$$V_C = (0.53 + 1.10 / \beta_C) \sqrt{f'c} b_0 d$$

$\beta_C = \text{Lado largo de la columna} / \text{Lado corto de la columna} = 2.80 / 2.30 = 1.22$. De acuerdo a ello, obtenemos: $V_C = (0.53 + 1.10 / 1.22) \sqrt{f'c} b_0 d = 1.43 \sqrt{f'c} b_0 d > 1.10 \sqrt{f'c} b_0 d$. Por lo tanto: $V_C = 1.10 \sqrt{f'c} b_0 d = 1.10 \sqrt{210} (10) (2.20 + 4d) d$. La resistencia última al punzonamiento ϕV_C es igual a: $0.85 \times 1.10 \sqrt{210} (10) (2.20+4d) d = 135.50 (2.20 + 4d) d$. Para $d = 0.60m$, se obtiene que $V_U = 284.90ton$ y $\phi V_C = 373.96ton$, por lo que el peralte efectivo elegido es adecuado para resistir los esfuerzos de punzonamiento sobre la zapata. Falta averiguar qué sucede cuando se presenta corte en una dirección o corte “como viga”.

Verificación por corte “como viga”.

La resistencia al corte último de la zapata, se calcula con la siguiente expresión: $\phi V_C = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c} b d$, $\phi V_{Cx} = 0.45 \sqrt{210} (10) (2.80) (0.60) = 109.55ton$, $\phi V_{Cy} = 0.45 \sqrt{210} (10) (2.30) (0.60) = 89.99ton$. La fuerza cortante última que actúa sobre la sección de la zapata ubicada a una distancia “d”, medida desde la cara de la columna para cada una de las direcciones de análisis; es la que muestra la siguiente figura:

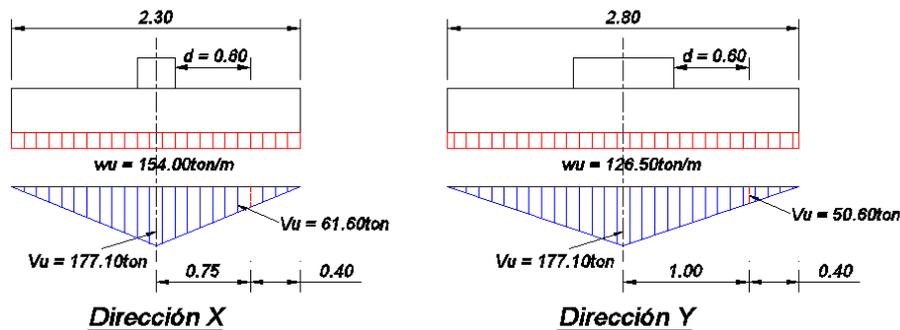


Figura No. 10 – 05.- Corte “como Viga” actuante sobre la zapata

En la dirección x: $V_{UX} = \sigma_U \times L_Y \times (L_X / 2 - 0.15) \rightarrow V_{UX} = 61.60\text{ton}$ (a “d” de la cara de la columna).

En la dirección y: $V_{UY} = \sigma_U \times L_X \times (L_Y / 2 - 0.40) \rightarrow V_{UY} = 50.60\text{ton}$ (a “d” de la cara de la columna).

Se observa que $\phi V_C > V_U$ en todos los casos y por lo tanto, el valor del peralte efectivo considerado para los cálculos ($d = 0.60\text{m}$), es adecuado para resistir los esfuerzos de corte “como viga”. Entonces, el peralte total de la zapata (H_z) será igual a: $H_z = d + \text{recubrimiento} = 0.60\text{m} + 0.10\text{m} = 0.70\text{m}$.

Diseño por Flexión.

El diseño por flexión se realiza considerando que los extremos de la zapata actúan como viga en voladizo. El siguiente gráfico detalla el procedimiento de diseño:

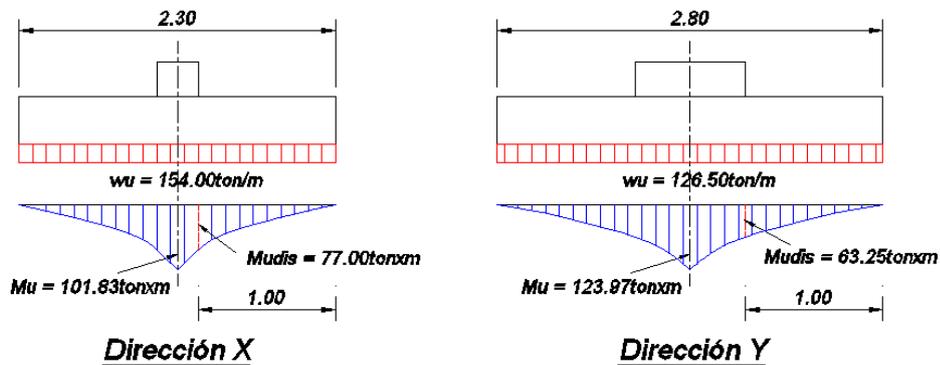


Figura No. 10 – 06.- Momento último actuante sobre los volados de la zapata Z-4.

El diseño por flexión se resume en el siguiente cuadro:

| Dirección | L (m) | B (m) | w _U (ton/m) | M _U (tonxm) | K _U | ρ | As (cm ²) | As colocado |
|-----------|-------|-------|------------------------|------------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|----------------|
| X | 1.00 | 2.80 | 154.00 | 77.00 | 7.64 | 2.07x10 ⁻³ | 34.80 | φ 5/8" @ 0.15m |
| Y | 1.00 | 2.30 | 126.50 | 63.25 | 7.64 | 2.07x10 ⁻³ | 28.60 | φ 5/8" @ 0.15m |

Cuadro No. 10 – 01.- Diseño por flexión de la zapata Z-4

El croquis de colocación de las armaduras de acero de la zapata Z-4 para la columna C – 3, así como los croquis de las armaduras de las demás zapatas aisladas que conforman la cimentación del edificio; se muestran en el plano E-01.

2. Diseño de la Zapata Z-1

Esta zapata recibirá las cargas de las placas PL-1, PL-2 y PL-4, las cuales se ubicadas en el ala izquierda del edificio. Debido a la cercanía de estas tres placas, se consideró el uso de una zapata combinada, capaz de tomar la suma total de la carga axial y los momentos flectores generados por cargas de gravedad y de sismo.

Cabe señalar que las placas PL-1 y PL-4 se encuentran en el límite de propiedad del edificio, por lo que será necesario usar zapatas excéntricas a lo largo de los ejes 1 y C respectivamente.

El predimensionamiento de la zapata se realizó tratando de ubicar su centro de gravedad, lo más cerca posible al centroide del sistema de cargas que actúa sobre la zapata. Después de varios tanteos, se obtuvo la forma de la zapata mostrada en la figura No. 10 - 07, considerando además el uso de dos vigas de cimentación (VC-1 y VC-2 respectivamente); que permitirán soportar los momentos producidos por las cargas excéntricas de las zapatas PL-1 y PL-4. Se procuró obtener volados iguales en todas las direcciones. Al final, la longitud de los volados fue de 0.675m para las zonas de la zapata ubicadas a lo largo de los ejes 2 y B y de 1.35m para las zonas de las zapata ubicadas a lo largo de los ejes 1 y C, en este último caso; debido a la excentricidad de las placas PL-1 y PL-4, ya que éstas están ubicadas en el límite de propiedad del terreno. Se ha establecido un sistema coordenado para efectuar el análisis de esfuerzos actuantes sobre la zapata, el cual se muestra en la figura No. 10 - 08. Asimismo, será necesario comprobar que las presiones aplicadas sobre el terreno sean menores que su máxima presión admisible, igual a 40ton/m². La forma de la zapata se muestra en la siguiente figura:

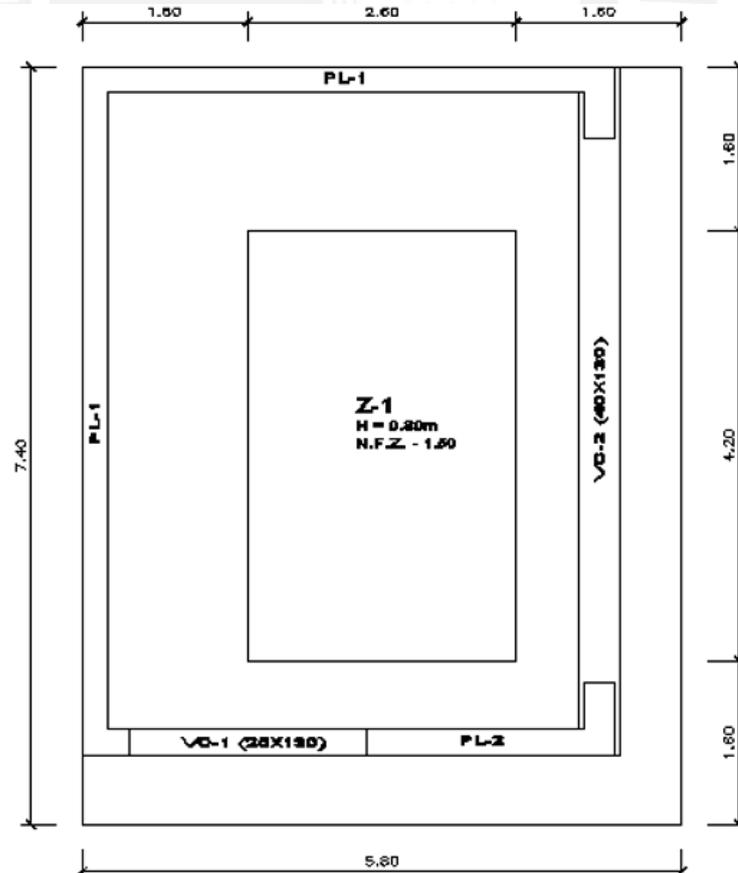


Figura 10 – 07.- Forma final de la zapata Z-1.

Cargas actuantes sobre la zapata Z-1

Las cargas que actúan sobre la zapata Z-1, se indican en el siguiente cuadro:

| Placa | Cargas de gravedad | | | | | | Cargas de Sismo | | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| | P_D (ton) | P_L (ton) | M_{DX} (tonxm) | M_{LX} (tonxm) | M_{DY} (tonxm) | M_{LY} (tonxm) | P_{SX} (ton) | P_{SY} (ton) | M_{SX} (tonxm) | M_{SY} (tonxm) |
| PL-1 | 186.68 | 19.83 | 4.15 | 1.02 | -99.16 | -27.80 | 217.28 | 38.97 | 33.10 | 1,066.46 |
| PL-2 | 199.61 | 25.50 | -3.58 | -0.67 | -3.16 | -1.17 | 56.52 | 41.03 | 243.14 | 10.63 |
| PL-4 | 180.53 | 19.21 | -0.24 | 0.09 | 7.58 | 1.57 | 125.84 | 76.66 | 239.06 | 12.17 |

Cuadro No. 10 – 02.- Cargas actuantes sobre la zapata Z – 1.

Verificación de presiones sobre el terreno

Análisis bajo cargas de gravedad.

El análisis se lleva a cabo considerando las cargas actuantes en servicio anteriormente indicadas, aplicando además las fórmulas para el cálculo de las presiones que ejerce la zapata sobre el terreno. Las propiedades geométricas de la sección de la zapata, fueron calculadas previamente y son las siguientes: $X_{CG} = 2.90m$, $Y_{CG} = -3.70m$, $A_{SECCION} = 31.00m^2$, $I_{XXCG} = 179.81m^4$, $I_{YYCG} = 114.17m^4$.

Las zonas en las cuales se han dividido a las placas para el cálculo del centro de carga, se muestran en la siguiente figura:

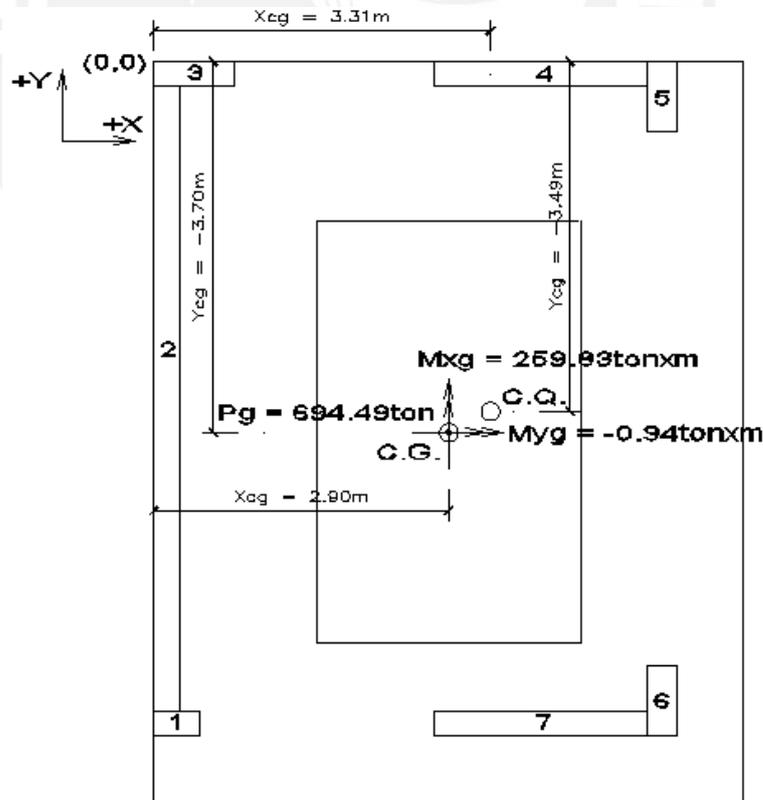


Figura No. 10 – 08.- Cargas de gravedad actuantes en centro de gravedad de la zapata Z-1.

Será necesario calcular la posición del centroide de las cargas actuantes. El cálculo se muestra en el siguiente cuadro:

| Zona | P _D (ton) | P _L (ton) | x (m) | y (m) | P _{SERV} (ton) | x*P _{SERV} (tonxm) | y*P _{SERV} (tonxm) |
|-----------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------|----------|----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 1.00 | 42.07 | 5.96 | 0.23 | -6.60 | 48.03 | 10.81 | -317.00 |
| 2.00 | 101.89 | 10.50 | 0.13 | -3.36 | 112.39 | 14.05 | -377.91 |
| 3.00 | 42.72 | 3.37 | 0.40 | -0.13 | 46.09 | 18.44 | -5.76 |
| 4.00 | 33.01 | 0.26 | 3.80 | -0.13 | 33.27 | 126.43 | -4.16 |
| 5.00 | 147.52 | 18.95 | 5.00 | -0.35 | 166.47 | 832.35 | -58.26 |
| 6.00 | 168.63 | 25.16 | 5.00 | -6.38 | 193.79 | 968.95 | -1,235.41 |
| 7.00 | 30.97 | 0.34 | 3.80 | -6.60 | 31.31 | 118.98 | -206.65 |
| Total | | | | | 631.35 | 2,090.00 | -2,205.15 |
| Total (+ P.P. de Zapata) = | | | | | 10.00% | 694.49 | 2,299.00 |
| | | | | | | -2,425.67 | |

Cuadro No. 10 – 03.- Cálculo del centroide de las cargas actuantes sobre la zapata

Z-1.

El centroide del sistema de cargas, medido desde el origen de coordenadas establecido para el análisis de la zapata, es: X_{CQ} = -3.31m, Y_{CQ} = -3.49m.

Será necesario llevar las cargas actuantes al centroide de la zapata, con lo cual se generarán momentos adicionales que se sumarán a los momentos actuantes considerando su signo. Finalmente, las cargas de gravedad actuantes sobre el centro de gravedad de la zapata, son las siguientes:

P_G = 694.49ton (incluye el peso propio de la zapata, el cual ha sido estimado como 10% de la carga axial).

M_{Gx} = 259.83tonxm

M_{Gy} = -0.94tonxm.

Estas cargas se muestran en la figura No. 10 – 08, actuando sobre la zapata Z – 1.

Las presiones sobre el terreno debido a las cargas de gravedad, son las siguientes:

$$\text{En } x: \sigma_x = \frac{694.49\text{ton}}{32.00\text{m}^2} \pm \frac{(259.83\text{tonxm})(2.90\text{m})}{114.17\text{m}^4} = 21.70 \pm 6.60$$

→ σ_{MAX} = 28.30ton/m², σ_{MIN} = 15.10ton/m² < 40.00ton/m².

$$\text{En } y: \sigma_y = \frac{694.49\text{ton}}{32.00\text{m}^2} \pm \frac{(0.94\text{tonxm})(3.70\text{m})}{179.81\text{m}^4} = 21.70 \pm 0.02$$

→ σ_{MAX} = 21.72ton/m², σ_{MIN} = 21.68ton/m² < 40.00ton/m².

Se observa que las presiones obtenidas son menores que la presión admisible, por lo tanto; la sección de la zapata se comportará satisfactoriamente bajo la acción de cargas de gravedad. Debe comprobarse ahora, la influencia de los efectos de sismo en la presión que ejerce la zapata sobre el terreno.

Análisis bajo cargas de sismo

El análisis se realiza en forma similar al de cargas de gravedad, llevando todos los esfuerzos de sismo al centroide de la zapata para sumarlos (con su signo

respectivo) a los esfuerzos producidos por las cargas de gravedad. Luego se procede a calcular los esfuerzos aplicados por la zapata sobre el terreno. Los resultados obtenidos para este caso son los siguientes:

Dirección X:

Sismo actuando de derecha a izquierda (+X):

$$P_x = 1,094.13\text{ton}, \quad M_x = -579.69\text{tonxm}.$$

Sismo actuando de izquierda a derecha (-X):

$$P_x = 694.49\text{ton}, \quad M_x = 1,124.51\text{tonxm}.$$

Dirección Y:

Sismo actuando en la dirección +Y:

$$P_y = 710.65\text{ton} \quad M_y = -1,519.23\text{tonxm}.$$

Sismo actuando en la dirección -Y:

$$P_y = 678.33\text{ton} \quad M_y = -1,517.36\text{tonxm}.$$

Las presiones aplicadas por la zapata sobre el terreno, son las indicadas a continuación:

En la dirección +X:

$$\sigma_{+X} = \frac{1,094.13\text{ton}}{32.00\text{m}^2} \pm \frac{(-579.69\text{tonxm})(2.90\text{m})}{114.17\text{m}^4} = 34.19 \pm -14.72$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{MÁX}} = 48.92\text{ton/m}^2, \quad \sigma_{\text{MÍN}} = 19.47\text{ton/m}^2 < 53.20\text{ton/m}^2.$$

En la dirección -X:

$$\sigma_{-X} = \frac{694.49\text{ton}}{32.00\text{m}^2} \pm \frac{(1,124.51\text{tonxm})(2.90\text{m})}{114.17\text{m}^4} = 21.70 \pm 28.56$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{MÁX}} = 50.27\text{ton/m}^2, \quad \sigma_{\text{MÍN}} = -6.86\text{ton/m}^2.$$

Debido a que el suelo no puede soportar tracciones, será necesario recalcular la presión aplicada sobre el terreno. Se hará uso de la fórmula de Meyerhoff (distribución rectangular).

La excentricidad producida por el momento flector actuando en esta dirección es: $e = 1,124.51\text{tonxm} / 694.49\text{ton} = 1.62\text{m}$. Asimismo, es posible considerar que el ancho (b) de la zapata, que reacciona ante la presión del terreno, es igual a 7,40m.

La presión sobre el terreno será:

$$\sigma_{-X} = \frac{694.49\text{ton}}{2\left(\frac{5.80\text{m}}{2} - 1.62\text{m}\right)(7.40\text{m})} = 36.66\text{ton/m}^2 \approx 37.00\text{ton/m}^2 < 53.20\text{ton/m}^2.$$

En la dirección +Y:

$$\sigma_{+Y} = \frac{710.65\text{ton}}{32.00\text{m}^2} \pm \frac{(-1,519.23\text{tonxm})(3.70\text{m})}{179.81\text{m}^4} = 22.21 \pm 31.26$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{MÁX}} = 53.47 \text{ ton/m}^2 > 53.20 \text{ ton/m}^2, \sigma_{\text{MÍN}} = -9.05 \text{ ton/m}^2.$$

Se observa que la presión aplicada sobre el terreno es ligeramente mayor que la presión máxima permisible por apenas 0.27 ton/m^2 , considerándose aceptable.

Debido a la tracción existente, se recalculará la presión del terreno utilizando la fórmula de Meyerhoff. La excentricidad actuante es: $e = 1,519.23 \text{ tonxm} / 710.65 \text{ ton} = 2.14 \text{ m}$. El ancho (b) de la zapata que reacciona ante la presión del terreno, es igual a 5.80 m . La presión actuante sobre el terreno es:

$$\sigma_{+Y} = \frac{710.65 \text{ ton}}{2 \left(\frac{7.40 \text{ m}}{2} - 2.14 \text{ m} \right) (5.80 \text{ m})} = 39.27 \text{ ton/m}^2 \approx 40.00 \text{ ton/m}^2 < 53.20 \text{ ton/m}^2.$$

En la dirección -Y:

$$\sigma_{-Y} = \frac{678.33 \text{ ton}}{32.00 \text{ m}^2} \pm \frac{(1,517.36 \text{ tonxm})(3.70 \text{ m})}{179.81 \text{ m}^4} = 21.20 \pm 31.22$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{MÁX}} = 52.42 \text{ ton/m}^2 < 53.20 \text{ ton/m}^2, \sigma_{\text{MÍN}} = -10.03 \text{ ton/m}^2.$$

En este caso, también se presentan tracciones sobre el suelo, siendo necesario recalculer la presión actuante sobre este. La excentricidad presente es: $e = 1,517.36 \text{ tonxm} / 678.33 \text{ ton} = 2.24 \text{ m}$. El ancho (b) de la zapata se considera igual a 5.80 m . La presión aplicada en este caso será:

$$\sigma_{-Y} = \frac{678.33 \text{ ton}}{2 \left(\frac{7.40 \text{ m}}{2} - 2.24 \text{ m} \right) (5.80 \text{ m})} = 40.05 \text{ ton/m}^2 \approx 40.00 \text{ ton/m}^2 < 53.20 \text{ ton/m}^2.$$

Presión de diseño (σ_U)

Para este caso particular, las presiones más altas se obtienen cuando se combinan los efectos de las cargas de gravedad con los efectos de las cargas sísmicas. Por ello, la presión de diseño para la zapata Z-1 se calculará como 1.25 veces la presión obtenida para cada una de las direcciones analizadas. En la dirección +X: $\sigma_{U+X} = 1.25 \times (48.29 - 5.08x) \text{ ton/m}^2 = 60.36 - 6.35x \text{ ton/m}^2$ (distribución lineal de la presión). En la dirección -X: $\sigma_{U-X} = 1.25 \times 37.00 \text{ ton/m}^2 = 46.25 \text{ ton/m}^2 \approx 47.00 \text{ ton/m}^2$. En las direcciones +Y, -Y: $\sigma_{UY} = 1.25 \times 40.00 \text{ ton/m}^2 = 50.00 \text{ ton/m}^2$. La siguiente figura muestra la distribución de presiones de diseño que actúan sobre la zapata.

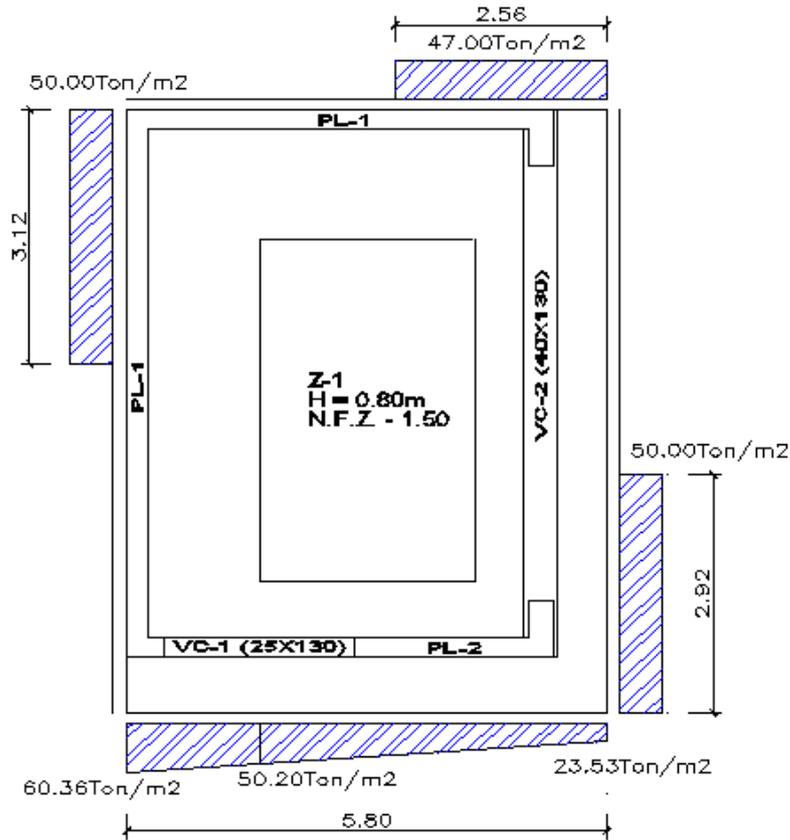


Figura No. 10 – 09.- Presiones de diseño actuantes sobre la zapata Z-1.

Diseño por corte

Verificación por corte en dos direcciones o Punzonamiento.

Se realizará la comprobación por punzonamiento en los alrededores de la placa PL-2. Se asumirá un peralte efectivo (d) igual a 0.70m como valor inicial para los tanteos. La siguiente figura muestra la zona del perímetro crítico (bo) para el cálculo de la resistencia al corte de la zapata.

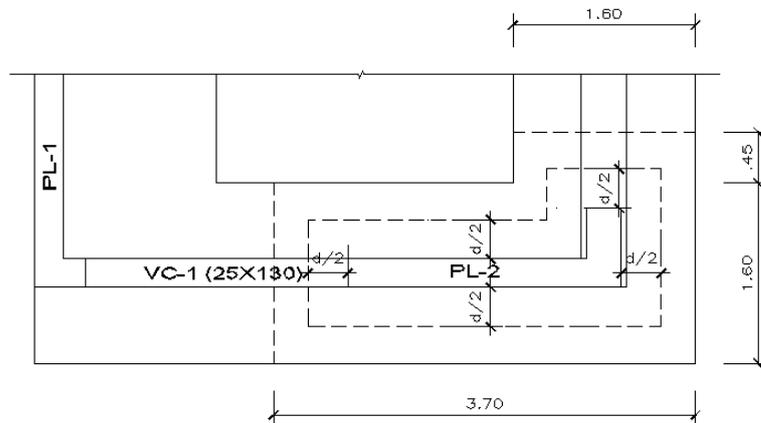


Figura No. 10 – 10.- Perímetro crítico (bo).

Perímetro crítico:

$$bo = 6.30 + 4d$$

Área crítica:

$$A = 3.70\text{m} \times 1.60\text{m} + 0.45\text{m} \times 1.60\text{m} = 6.64\text{m}^2.$$

$$A_o = (0.25+d)(2.40+d) + 0.55(0.30+d)$$

$$A' = A - A_o = 5.88 - 3.20d - d^2$$

La presión de diseño se considera en esta zona igual a 50ton/m², debido a que actúa uniformemente sobre toda la zona de la zapata que se ubica a lo largo del eje B. de acuerdo a ello, el cortante último por punzonamiento será igual a: $V_U = 50.00 \times (5.88 - 3.20d - d^2)$ ton. Para $d = 0.70\text{m}$, se obtiene: $V_U = 50.00 \times (5.88 - 3.20 \times 0.70 - 0.70^2) = 157.50\text{ton}$. La resistencia al corte viene dada por: $\phi V_C = 0.85 (0.53)\sqrt{f'_c} (10) (6.30 + 4d) d$ (en toneladas). Para $d = 0.70\text{m}$, $\phi V_C = 0.85 \times 0.53\sqrt{210} (10) (6.20 + 4(0.70)) \times 0.70 = 415.84\text{ton}$. Por lo tanto, se considera que el peralte elegido es adecuado para resistir los efectos del corte por punzonamiento en la zapata.

Verificación por corte "como viga".

Esta comprobación se realizará a una distancia "d" medida desde la cara de la columna ó placa. Asimismo, serán revisadas las zonas de la zapata ubicadas en los ejes B, C y 1. Para la zona del eje 2 se considerará el mismo peralte, siendo analizada posteriormente en el diseño por flexión. La resistencia al corte del concreto (ϕV_C) se calculará por metro lineal de zapata. Este valor equivale a: $\phi V_C = 0.85 (0.53)\sqrt{210} (10) (1.00) (d) = 0.85 (0.53)\sqrt{210} (10) (1.00) (0.70) = 45.70\text{ton/m}$.

- Para la zona de la zapata ubicada a lo largo del eje B:

En el volado transversal: $V_U = 50\text{ton/m}^2 \times 0.675\text{m} = 33.75\text{ton} < \phi V_C = 45.70\text{ton/m}^2$.

En el volado longitudinal: $V_U = 50\text{ton/m}^2 \times 0.65\text{m} = 32.50\text{ton} < \phi V_C = 45.70\text{ton/m}^2$.

Para la zona de la zapata ubicada a lo largo del eje C: En el volado longitudinal: $V_U = 50\text{ton/m}^2 \times (1.35\text{m} - 0.70\text{m}) = 32.50\text{ton} < \phi V_C = 45.70\text{ton/m}^2$.

- Para la zona de la zapata ubicada a lo largo del eje 1:

$\sigma_U = 60.36 - 6.35x \text{ ton/m}^2$, $\sigma_{U(x=0.00\text{m})} = 60.36\text{ton/m}^2$. $\sigma_{U(x=1.60\text{m})} = 50.20\text{ton/m}^2$. Ya que la distribución de presiones es lineal, se considerará en este caso que la presión de diseño es el promedio de los dos valores calculados anteriormente. Con ello: $\sigma_{UPROMEDIO} = (60.36\text{ton/m}^2 + 50.20\text{ton/m}^2) / 2 = 55.30\text{ton/m}^2$. Entonces, la fuerza cortante última en el volado longitudinal será: $V_U = 55.30\text{ton/m}^2 \times (1.35\text{m} - 0.70\text{m}) = 35.95\text{ton} < \phi V_C = 45.70\text{ton/m}^2$ (OK!). Habiéndose obtenido en todos los casos que el peralte efectivo elegido ($d = 0.70\text{m}$) es adecuado para resistir los efectos de corte en una y dos direcciones. Se concluye que la altura total de la zapata es igual a: $H_z = d + 0.10\text{m} = 0.70\text{m} + 0.10\text{m} = 0.80\text{m}$.

Diseño por Flexión

Diseño de la zona de la zapata ubicada a lo largo del eje 1.

Su diseño será realizado considerando que la zapata se comporta como una losa armada en dos direcciones, empotrada en tres de sus bordes (Ejes B, C y 1) y libre en el último.

Se utilizará la tabla No. 36 del libro de A. S. Kalmanok para el cálculo de los momentos flectores, considerando que la relación de lados $a / b = 0.22$. La siguiente figura ilustra las condiciones para llevar a cabo el diseño:

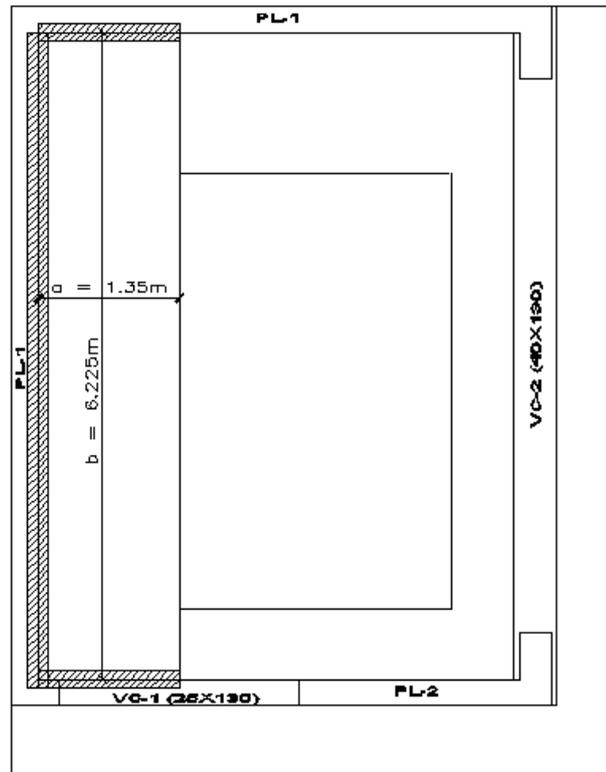


Figura No. 10 – 11.- Zapata Z-1 en la zona ubicada a lo largo del eje 1.

La presión de diseño se considerará igual a 55.30ton/m² actuando uniformemente sobre toda esta porción de la zapata. Los momentos de diseño son:

- En la dirección corta:

$$M_A^0 = -0.02580 \times 55.30\text{ton/m}^2 \times (6.225\text{m})^2 = -55.29\text{tonxm/m.}$$

$$M_{ACP} = -0.00530 \times 55.30\text{ton/m}^2 \times (6.225\text{m})^2 = -11.36\text{tonxm/m.}$$

- En la dirección larga:

$$M_B^0 = -0.01010 \times 55.30\text{ton/m}^2 \times (6.225\text{m})^2 = -21.65\text{tonxm/m.}$$

$$M_{BCP} = 0.00050 \times 55.30\text{ton/m}^2 \times (6.225\text{m})^2 = 1.08\text{tonxm/m.}$$

$$M_{BO}^0 = -0.02870 \times 55.30\text{ton/m}^2 \times (6.225\text{m})^2 = -61.50\text{tonxm/m.}$$

$$M_{BO}^0 = 0.00280 \times 55.30\text{ton/m}^2 \times (6.225\text{m})^2 = 6.00\text{tonxm/m.}$$

Donde:

M_A^0 es el momento en el empotramiento para el cálculo del acero superior en la dirección corta.

M_{ACP} es el momento en el centro de la losa.

M_B^0 es el momento en el centro del empotramiento para el cálculo del acero superior en la dirección larga.

M_{BCP} es el momento en el centro de la placa para el cálculo del acero inferior en la dirección larga.

M_{BO}^0 es el momento de empotramiento para el cálculo del acero superior en la dirección larga, en el extremo libre.

M_{BO}^0 es el momento en el centro de la placa para el cálculo del acero inferior en la dirección larga, en el extremo libre.

Diseñando por flexión la zapata se obtiene: $b = 100\text{cm}$, $d = 70\text{cm}$, $f_c = 210\text{kg/cm}^2$,

$$f_y = 4,200\text{kg/cm}^2. A_{SMIN} = \frac{0.70\sqrt{210}(100)(70)}{4200} = 16.91\text{cm}^2/\text{m}.$$

- En la dirección corta:

$M_{U-} = 55.29\text{tonxm/m}$, $K_U = 11.29$, $\rho = 3.10 \times 10^{-3}$, $A_S = 21.70\text{cm}^2/\text{m}$. Se colocará $\phi \frac{3}{4}'' @ 0.15\text{m}$ inferior. Se colocará A_{SMIN} en la cara superior de la zapata, con $\phi \frac{3}{4}'' @ 0.15\text{m}$.

- En la dirección larga:

Se diseñará con los momentos que actúan en el extremo libre de la losa. $M_{U-} = 61.50\text{tonxm/m}$, $K_U = 12.55$, $\rho = 3.46 \times 10^{-3}$, $A_S = 24.24\text{cm}^2/\text{m}$. Se colocará $\phi 1'' @ 0.20\text{m}$ inferior. $M_{U+} = 6.00\text{tonxm/m}$, $K_U = 1.23$, $\rho = 3.25 \times 10^{-4}$, $A_S = 2.28\text{cm}^2/\text{m}$. Se colocará A_{SMIN} con $\phi \frac{3}{4}'' @ 0.15\text{m}$ superior.

Diseño de la zona de la zapata ubicada a lo largo del eje 2.

El diseño de esta porción de la zapata se llevará a cabo considerándola como si fuese una viga T invertida, debido a la presencia de la viga de cimentación de $0.40\text{m} \times 1.30\text{m}$. El tramo analizado se muestra en la siguiente figura:

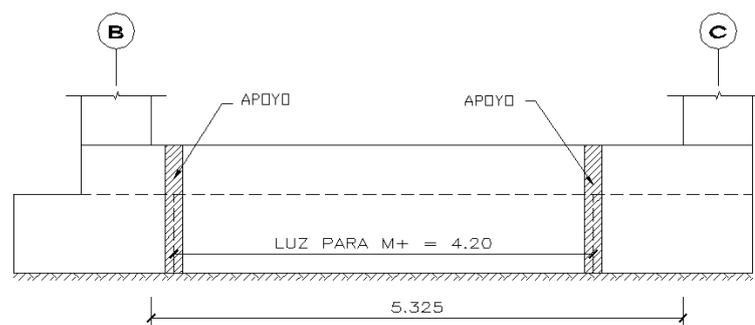


Figura No. 10 – 12.- Zapata Z-1 en zona de eje 2.

Es necesario señalar que las porciones de zapata de los ejes B y C actúan como apoyos de la zapata en la zona del eje 2, por lo tanto; es posible reducir la luz para el cálculo de los momentos flectores.

La presión de diseño para esta zona es igual a 47ton/m², con lo cual la carga distribuida w_u es igual a 47ton/m² x 1.60m = 75.20ton/m. Los diagramas de fuerza cortante y momento flector se ilustran en la siguiente figura:

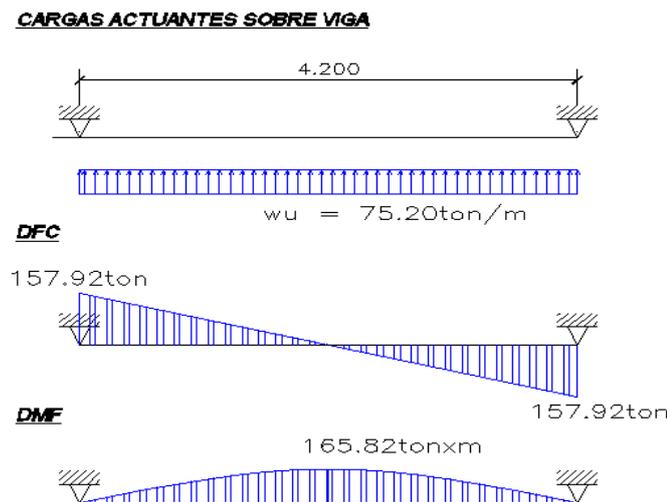


Figura No. 10 – 13.- DFC y DMF para la zapata Z-1 en la zona ubicada a lo largo del eje 2.

Diseño por flexión.

- Para momento negativo:

Ya que el trabajo de la viga de cimentación VC-2 en este caso particular será básicamente bajo flexión positiva, según muestra el diagrama de momentos flectores, se decide colocar acero mínimo concentrado en el alma de la viga ($A_{S\text{MIN}} = 11.60\text{cm}^2$). Este acero se colocará en el ala de la viga, concentrando 4 ϕ 3/4" en los 40cm de la viga de cimentación y colocando acero repartido de ϕ 3/4" @ 0.15m en la zona inferior del resto del ala de la viga.

- Para momento positivo:

Se diseña como una viga rectangular con $b = 160\text{cm}$, $d = 120\text{cm}$, $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, $f_y = 4,200\text{kg/cm}^2$. $M_u^+ = 165.82\text{tonxm}$, $K_u = 7.20$, $\rho = 1.949 \times 10^{-3}$, $A_s = 37.42\text{cm}^2$. Se colocarán 7 ϕ 1" corridos a lo largo de toda la viga. Ya que la viga de cimentación está tomando los momentos positivos generados por la presión actuante sobre la zapata, se colocará en la cara superior de esta última ϕ 3/4" @ 0.20m.

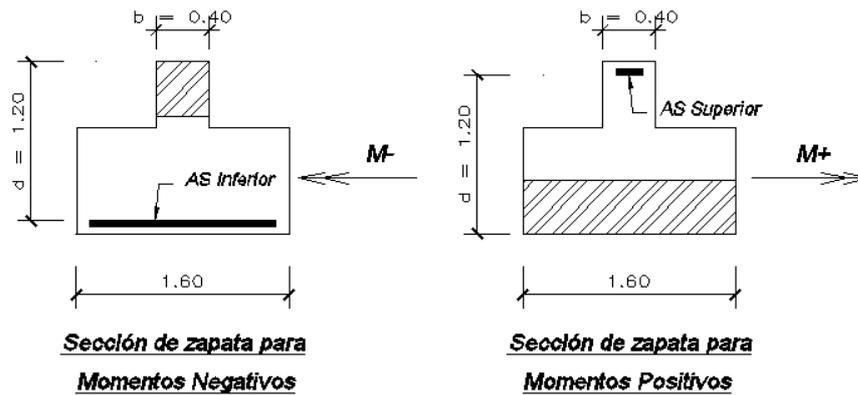


Figura No. 10 – 14.- Sección transversal de zapata para diseño por flexión.

Diseño por corte

La resistencia al corte de la zapata en esta zona viene dada por: $V_c = 0.53 \sqrt{210} (10) (1.60) (0.70) = 86.00\text{ton}$, $\phi V_c = 0.85 \times 86.00\text{ton} = 73.00\text{ton}$. La fuerza cortante actuante a una distancia “d” de la cara del apoyo es igual a: $V_u = 157.92\text{ton} - 75.20\text{ton/m} (1.20\text{m}) = 67.68\text{ton}$. Lo cual indicaría que no necesitamos acero de refuerzo para tomar el corte en esta zona de la zapata. Sin embargo, se decide colocar estribos de $\phi 1/2"$ a un espaciamiento de 0.25m en el bloque de la zapata, en conjunto con estribos de $\phi 3/8"$ espaciados a 0.25m en el alma de la viga VC-2.

Diseño de la zona de la zapata ubicada a lo largo del eje B.

El diseño será similar al de la zona de la zapata ubicada a lo largo del eje 2, considerando a la zapata como una gran viga T invertida. El tramo en análisis se considerará simplemente apoyado en la placa PL-1 y empotrado en la placa PL-2. La siguiente figura ilustra lo indicado anteriormente:

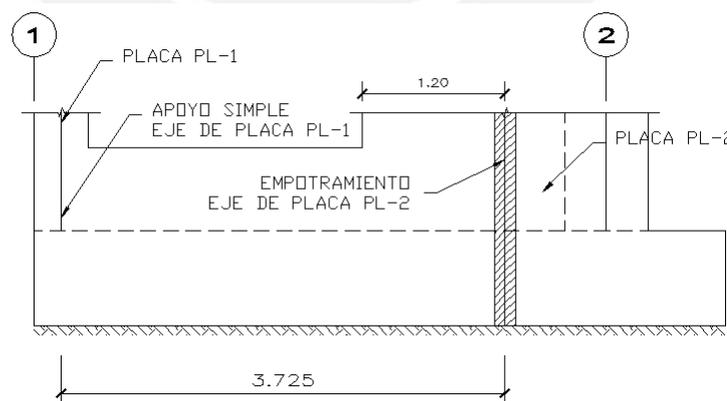


Figura No. 10 – 15.- Zapata Z-1 en la zona ubicada a lo largo del eje B.

La presión de diseño para esta zona es igual a 50ton/m^2 , con lo cual la carga distribuida w_u es igual a 80ton/m . A continuación se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector, obtenidos para el tramo en estudio:

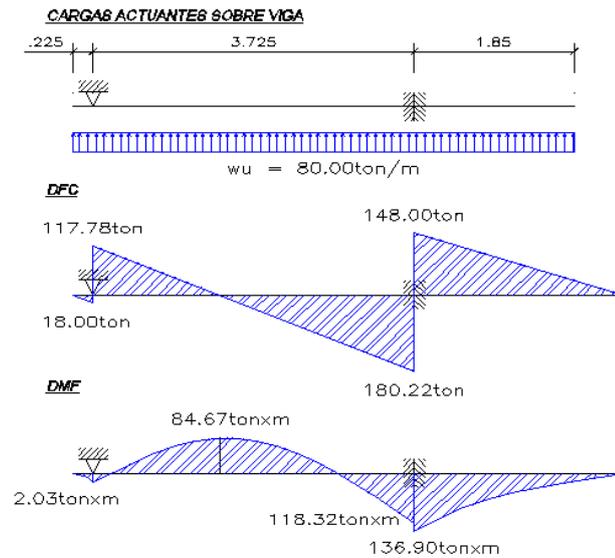


Figura No. 10 – 16.- DFC y DMF para la zapata Z-1 en la zona ubicada a lo largo del eje B.

Diseño por flexión

• Para momento negativo:

Se diseña como una viga rectangular con $b = 25\text{cm}$, $d = 120\text{cm}$, $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, $f_y = 4,200\text{kg/cm}^2$. $M_{U-} = 118.32\text{tonxm}$, $K_U = 32.87$, $\rho = 9.836 \times 10^{-3}$, $A_s = 29.51\text{cm}^2$. Este acero se colocará en el ala de la viga, concentrando $2 \phi 3/4" + 1 \phi 1"$ corridos en los 25cm de la viga de cimentación VC – 1 y repartiendo el resto en toda el ala. El acero a repartir será igual a $29.51\text{cm}^2 - 13.68\text{cm}^2 = 15.83\text{cm}^2$. Se colocará $\phi 3/4" @ 0.20\text{m}$ repartidos en la zona inferior del ala de la viga.

• Para momento positivo:

Se diseña como una viga rectangular con $b = 160\text{cm}$, $d = 120\text{cm}$, $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, $f_y = 4,200\text{kg/cm}^2$. $M_{U+} = 84.67\text{tonxm}$, $K_U = 3.67$, $\rho = 9.836 \times 10^{-4}$, $A_s = 18.89\text{cm}^2$. Se colocarán $2 \phi 3/4"$ corridos a lo largo de toda la viga y se añadirán en la zona central del tramo, 2 bastones de $\phi 3/4"$ + 1 bastón de $\phi 1"$. Ya que la viga de cimentación está tomando los momentos positivos generados por la presión actuante sobre la zapata, se colocará en la cara superior de esta última $\phi 3/4" @ 0.20\text{m}$.

• Diseño de los volados transversales

El diseño se realiza por unidad de longitud, para $b = 100\text{cm}$ y $d = 70\text{cm}$. La presión de diseño en este caso es igual a 50ton/m^2 , con lo cual, $M_U = 50\text{ton/m}^2 \times (0.675\text{m})^2 / 2 = 11.40\text{tonxm/m}$. El diseño por flexión arroja los siguientes valores: $K_U = 2.33$, $\rho = 6.200 \times 10^{-4}$, $A_s = 4.34\text{cm}^2/\text{m}$. Se colocará $\phi 1/2" @ 0.25$ distribuidos a lo largo de todo el tramo analizado. Este acero de refuerzo se colocará a manera de estribos para aprovecharlo también como refuerzo para fuerza cortante.

Diseño por corte

Ya que a una distancia “d” de la cara del apoyo la fuerza cortantes es prácticamente nula, se diseñará considerando el corte a la cara del núcleo de la placa PL-1, según se muestra en el DFC del tramo. Con ello, $V_U = 99.19\text{ton}$. La resistencia al corte que proporciona el concreto de la zapata es igual a: $V_C = 0.53 \sqrt{210} (10) (1.60) (0.70) = 86.00\text{ton}$, $\phi V_C = 0.85 \times 86.00\text{ton} = 73.00\text{ton}$. El refuerzo transversal colocado por flexión, nos servirá también como refuerzo por corte. Según ello, colocaremos $\phi \frac{1}{2}'' @ 0.25\text{m}$, en forma conjunta con estribos de $\phi \frac{3}{8}'' @ 0.25\text{m}$ en la zona de la viga VC-1. Con ello, la fuerza cortante que es capaz de resistir el acero de refuerzo es igual a: $V_S = 2 \times (0.71\text{cm}^2 + 1.29\text{cm}^2) \times 4,200\text{kg/cm}^2 \times 120\text{cm} / 25\text{cm} = 80,640\text{kg} = 80.64\text{ton}$, siendo la capacidad resistente de la sección igual a: $V_N = V_C + V_S = 86.00\text{ton} + 80.64\text{ton} = 166.64\text{ton}$, $\phi V_N = 0.85 \times 166.64\text{ton} = 141.64\text{ton} > V_U = 99.19\text{ton}$, considerándose el refuerzo colocado como satisfactorio para resistir la fuerza cortante actuante sobre la zapata y viga de cimentación.

Diseño de la zona de la zapata ubicada a lo largo del eje C.

El diseño se realizará por unidad de longitud en la dirección transversal, colocando acero mínimo igual a 27.05cm^2 en la dirección longitudinal ($\phi \frac{3}{4}'' @ 0.15\text{m}$) en las caras superior e inferior de la zapata.

- Diseño del volado transversal.

La presión de diseño en este caso es igual a 50ton/m^2 y el momento de diseño M_U igual a: $50\text{ton/m}^2 \times (1.35\text{m})^2 / 2 = 45.56\text{tonxm/m}$. Diseñando para $b = 100\text{cm}$, $d = 70\text{cm}$, $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$ y $f_y = 4,200\text{kg/cm}^2$, obtenemos: $K_U = 9.39$, $\rho = 2.560 \times 10^{-3}$, $A_S = 17.93\text{cm}^2/\text{m}$, colocándose $\phi \frac{3}{4}'' @ 0.15\text{m}$ en la cara inferior de la zapata. Para la cara superior se colocará acero mínimo igual a $16.90\text{cm}^2/\text{m}$, con $\phi \frac{3}{4}'' @ 0.15\text{m}$. El croquis de armado de la zapata Z – 1 se muestra en la siguiente figura:

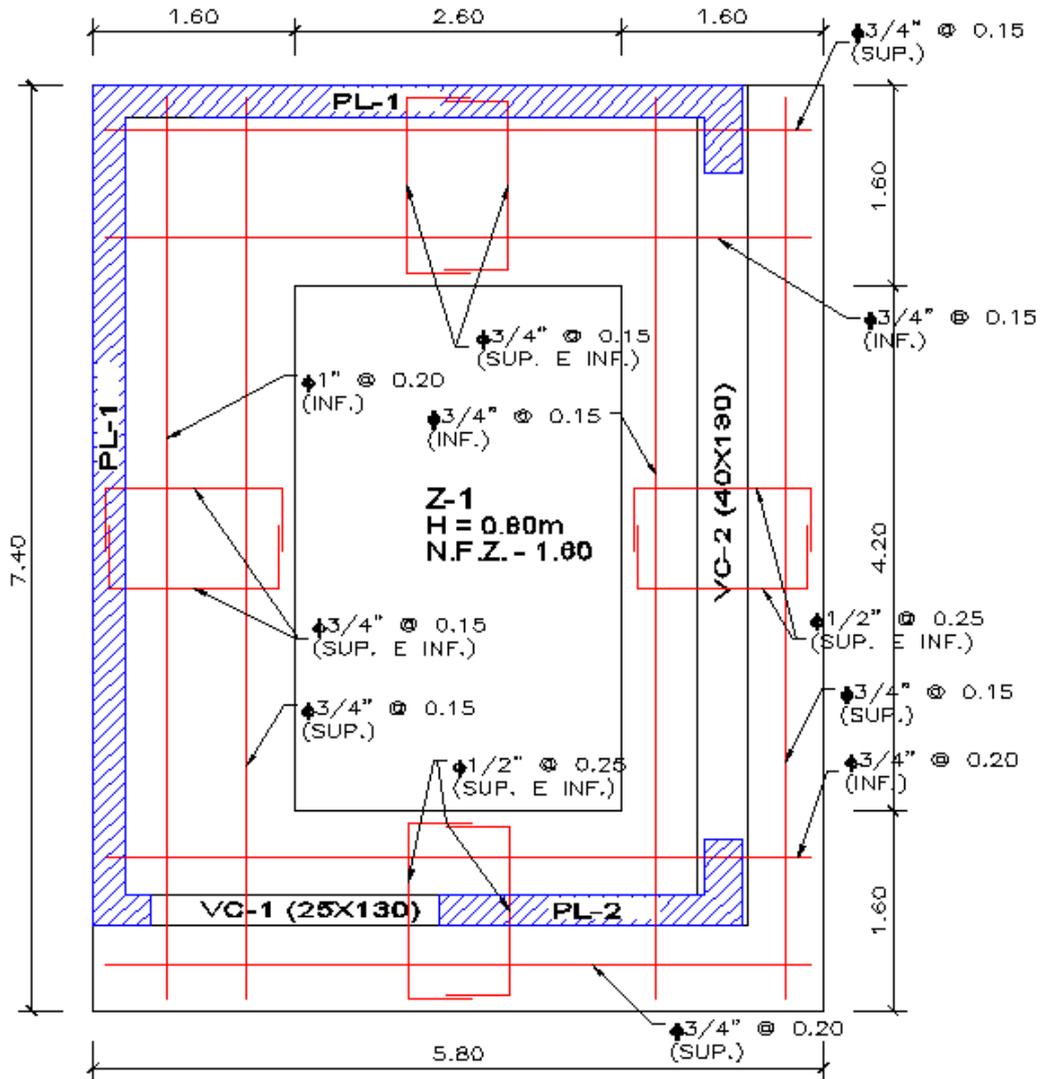


Figura No. 10 – 17.- Armado de la zapata Z-1.

En el plano E-01 pueden observarse el armado de las demás zapatas que conforman la cimentación del edificio.

Capítulo 11 - Diseño de Cisterna, Tanque elevado y Casa de máquinas de ascensor

1. Diseño de la Cisterna

Para la losa de fondo y las paredes laterales el diseño es bajo cargas de servicio. Se asume que las deformaciones y esfuerzos resultantes debidos a la aplicación de las cargas, se mantendrán dentro del rango elástico. Los factores de seguridad se obtienen reduciendo el esfuerzo de trabajo de los materiales a los siguientes valores límites: $f'_{CADM} = 0.45f'_c$; $f_s = 0.50f_y$. El diseño de la losa de techo se lleva a cabo utilizando el método de rotura, amplificando las cargas que actúan sobre ella con los factores indicados en la NTE-060. Debido a que la cisterna es una estructura enterrada, la condición crítica para realizar su diseño se presenta cuando está vacía. El análisis de los elementos estructurales de la cisterna se realizó bajo las siguientes consideraciones:

- Las cargas actuantes sobre el techo de la cisterna son, su peso propio y la sobrecarga.
- Las cargas actuantes sobre los muros laterales son, el empuje del suelo y el empuje de la sobrecarga del terreno.
- Sobre la losa de fondo de la cisterna actuará la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes y del techo.
- Se asumirá que la sobrecarga del terreno será igual a 1ton/m^2 .

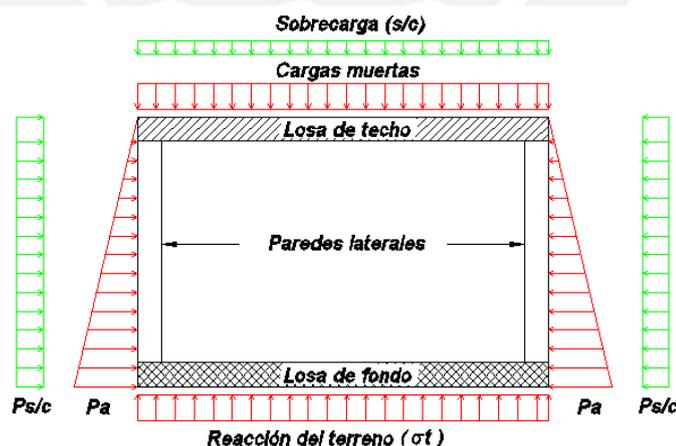


Figura No. 11 - 01.- Fuerzas actuantes sobre la cisterna

Donde:

σ_t = reacción del terreno debido a las cargas actuantes de las paredes laterales y el agua.

P_a = Empuje activo del terreno: $P_a = K_a \times \gamma_t \times h$

$P_s/c = \text{Empuje generado por la sobrecarga del terreno: } P_s/c = Kg \times S/C$

Para obtener los momentos de diseño, se usará el libro “Manual para el cálculo de placas” del Ing. A. S. Kalmanok. Las cargas actuantes sobre la cisterna fueron presentadas en el capítulo 03 – “metrado de cargas”.

- Diseño de las paredes laterales

La condición crítica para su diseño se presenta cuando la cisterna está vacía. Cada uno de los muros pueden idealizarse como losas trabajando en dos direcciones apoyadas en sus cuatro bordes: un borde empotrado en su base y simplemente apoyados en los otros muros. De acuerdo a las tablas No. 16 y No. 20 del Ing. Kalmanok, se obtiene:

Muros largos:

Carga triangular (q) = $1.30 \times 1.74 \text{ton/m}^2 = 2.26 \text{ton/m}^2$, $a = 2.63 \text{m}$, $b = 4.75 \text{m} \rightarrow a / b = 0.55$, con $q \times a^2 = 2.26 \times 2.63^2 = 15.63 \text{tonxm/m}$. $M_A = 0.0642 \times 15.63 \text{tonxm/m} = 1.00 \text{tonxm/m}$. $M_{ACP} = 0.0264 \times 15.63 \text{tonxm/m} = 0.42 \text{tonxm/m}$. $M_{BCP} = 0.0038 \times 15.63 \text{tonxm/m} = 0.06 \text{tonxm/m}$. Carga uniforme (q) = $1.30 \times 0.31 \text{ton/m}^2 = 0.40 \text{ton/m}^2$, $a = 2.63 \text{m}$, $b = 4.75 \text{m} \rightarrow a / b = 0.55$. $q \times a^2 = 0.40 \times 2.63^2 = 2.77 \text{tonxm/m}$. $M_A^0 = 0.1188 \times 2.77 \text{tonxm/m} = 0.33 \text{tonxm/m}$, $M_{ACP} = 0.0562 \times 2.77 \text{tonxm/m} = 0.16 \text{tonxm/m}$, $M_{BCP} = 0.0083 \times 2.77 \text{tonxm/m} = 0.03 \text{tonxm/m}$.

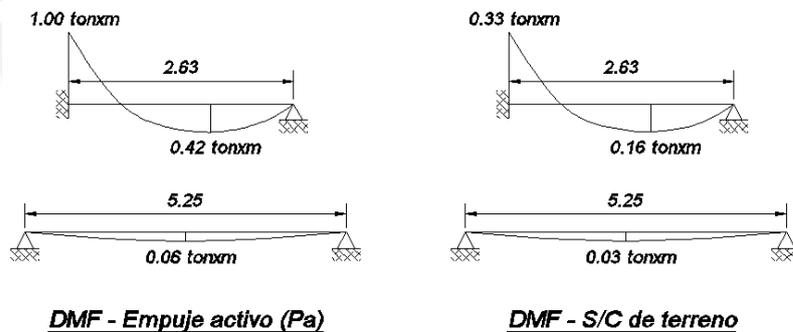


Figura No. 11 - 02.- Diagrama de momentos flectores para la pared larga de la cisterna.

Los momentos resultantes se obtienen por adición de los efectos producidos por ambos tipos de cargas:

En la dirección corta: $M_U^+ = 0.42 \text{tonxm/m} + 0.16 \text{tonxm/m} = 0.58 \text{tonxm/m}$; $M_U^- = 1.00 \text{tonxm/m} + 0.33 \text{tonxm/m} = 1.33 \text{tonxm/m}$

En la dirección larga: $M_U^+ = 0.06 \text{tonxm/m} + 0.03 \text{tonxm/m} = 0.09 \text{tonxm/m}$.

$A_{SMIN} = 0.0028 \times b \times h = 0.0028 \times 100 \text{cm} \times 25 \text{cm} = 7.00 \text{cm}^2/\text{m}$, repartidos en ambas caras. ($\phi 3/8" @ 0.25 \text{m}$).

Las fórmulas para el diseño por esfuerzos admisibles son:

$$M_U = A_S f_s j d. \text{ Donde: } j = 1 - \frac{k}{3}; \text{ siendo } k = \frac{n f_c''}{f_s + n f_c''}$$

$$n = E_s / E_c = 2 \times 10^6 / 2.17 \times 10^5 = 9, \quad f_s = 0.50 f_y, \quad f_c'' = 0.45 f_c'$$

Para este caso: $k = 0.29, j = 1 - 0.29/3 = 0.90, jd = 0.90 \times 22 \text{cm} = 19.80 \text{cm}.$

En la dirección larga: $A_{S+} = 0.09 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 19.80) = 0.22 \text{cm}^2/\text{m}.$

En la dirección corta: $A_{S-} = 1.33 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 19.80) = 3.20 \text{cm}^2/\text{m}.$

$$A_{S+} = 0.58 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 19.80) = 1.40 \text{cm}^2/\text{m}.$$

Se colocará $A_{S\text{MIN}}$ con la siguiente distribución: $\phi 3/8'' @ 25 \text{cm}$ en ambas direcciones y en ambas caras del elemento.

Muros cortos:

Para los muros cortos se obtuvo similar distribución de acero: $\phi 3/8'' @ 25 \text{cm}$ en ambas direcciones.

- Diseño de la losa de fondo

Dimensiones exteriores de la cisterna

- La = 5.50 m
- Lb = 3.20 m
- Altura de la cisterna = 2.10 m
- Tirante efectivo de agua = 1.50 m



Cálculo del peso de la cisterna y la presión de contacto ejercida por el terreno:

| Elemento | Operación | Parcial (ton) |
|---------------------------------------|-------------------------------|---------------|
| Losa superior | 3.20 x 5.50 x 0.20 x 2.40 | 8.45 |
| Paredes laterales (en la direccion a) | 2 x 5.50 x 2.10 x 0.25 x 2.40 | 13.86 |
| Paredes laterales (en la direccion b) | 2 x 2.70 x 2.10 x 0.25 x 2.40 | 6.80 |
| Losa de fondo | 3.20 x 5.50 x 0.20 x 2.40 | 8.45 |
| Peso del agua retenida | 5.00 x 2.70 x 1.50 x 1.00 | 20.25 |
| Peso de la sobrecarga aplicada | 3.20 x 5.50 x 0.50 | 8.80 |
| Total | | 66.61 |
| Area efectiva de apoyo (m2) | 3.20 x 5.50 | 17.60 |
| Presion sobre el terreno (ton/m2) | 68.72 / 17.60 | 3.78 |
| Presion CM - qd (ton/m2) | 39.67 / 17.60 | 2.13 |
| Presión CV - ql (ton/m2) | 29.05 / 17.60 | 1.65 |

Considerando que la losa de fondo está simplemente apoyada en las paredes laterales, de la Tabla No. 12 de Kalmanok se obtiene:

Carga uniforme (q_U) = 3.78ton/m², a = 5.25m, b = 2.95m → $b / a = 0.56 \approx 0.55,$
 con $q \times b^2 = 3.78 \times 2.95^2 = 32.89 \text{tonxm/m}.$ $M_{ACP} = 0.0210 \times 32.89 \text{tonxm/m} = 0.70 \text{tonxm/m}.$ $M_{BCP} = 0.0892 \times 32.89 \text{tonxm/m} = 2.94 \text{tonxm/m}.$ $A_{S\text{MIN}} = 0.0028 \times b \times h = 0.0028 \times 100 \text{cm} \times 20 \text{cm} = 5.60 \text{cm}^2/\text{m}.$ ($\phi 3/8'' @ 0.25 \text{m}$ en dos caras). Para este caso: $k = 0.29, j = 1 - 0.29/3 = 0.90, jd = 0.90 \times 17 \text{cm} = 15.30 \text{cm}.$

En la dirección larga: $A_{S+} = 0.70 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 15.30) = 2.18 \text{cm}^2/\text{m}.$

En la dirección corta: $A_{S+} = 2.94 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 15.30) = 9.15\text{cm}^2/\text{m}$.

$$s = (2 \times 0.71\text{cm}^2 / 9.15\text{cm}^2 \times 100\text{cm}) = 15.00\text{cm}.$$

Se colocará ϕ 3/8" @ 15cm en ambas direcciones y en ambas caras del elemento.

- Diseño del techo de la cisterna

Metrado de cargas:

Total CM (q_{CM}) = 0.58ton/m².

S/C (q_{CV}) = 0.50ton/m².

Carga última (q_U) = 1.50 x 0.58ton/m² + 1.80 x 0.50ton/m² = 1.77ton/m².

Se considerará que la losa está simplemente apoyada en sus cuatro bordes. De la Tabla No. 12 de Kalmanok:

Carga uniforme (q_U) = 1.77ton/m², $a = 5.25\text{m}$, $b = 2.95\text{m} \rightarrow b / a = 0.56 \approx 0.55$, con $q \times b^2 = 1.77 \times 2.95^2 = 15.40\text{tonxm/m}$. $M_{ACP} = 0.0210 \times 15.40\text{tonxm/m} = 0.33\text{tonxm/m}$. $M_{BCP} = 0.0892 \times 15.40\text{tonxm/m} = 1.38\text{tonxm/m}$. $A_{SMIN} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 20\text{cm} = 3.60\text{cm}^2/\text{m}$. (ϕ 3/8" @ 0.20m en una sola cara).

En la dirección larga: $K_U = 1.14$; $\rho = 3.03 \times 10^{-4}$; $A_{S+} = 0.52\text{cm}^2/\text{m}$. En la dirección corta: $K_U = 4.78$; $\rho = 1.28 \times 10^{-3}$; $A_{S+} = 2.18\text{cm}^2/\text{m}$. Se colocará ϕ 3/8" @ 20cm en ambas direcciones y en la cara superior e inferior del elemento. Similar procedimiento se ha seguido para la caseta de bombeo de la Cisterna.

2. Diseño del Tanque Elevado

El diseño del tanque elevado se realizará considerando que:

- La losa de fondo recibe la carga del líquido retenido, además de su peso propio y acabados.
- Las paredes laterales recibirán el empuje producido por el agua.
- Las cargas que actúan sobre la losa de techo serán su peso propio y los acabados.

Similar que para el caso de la Cisterna, las losas y muros del Tanque Elevado se comportarán como losas trabajando en dos direcciones y los momentos actuantes sobre ellos, se calcularán con las tablas del Ing. Kalmanok.

- Diseño de las paredes laterales

Las paredes laterales tienen un espesor de $e = 25\text{cm}$. Su diseño se realizará bajo esfuerzos admisibles. La presión hidrostática (se considerará la cisterna totalmente llena) sobre las paredes del tanque es: $P_{AGUA} = \gamma_{AGUA} \times h_{AGUA} = 1.00\text{ton/m}^3 \times 1.50\text{m} = 1.50\text{ton/m}^2$ (varía linealmente desde 0 en la superficie

hasta este valor, calculado para el fondo de la cisterna). De acuerdo a la Tabla No. 16 del "Manual de cálculo de placas":

Para los muros en la dirección larga del tanque elevado:

Carga triangular (q) = $1.30 \times 1.50 \text{ ton/m}^2 = 1.95 \text{ ton/m}^2$, $a = 1.73 \text{ m}$, $b = 4.50 \text{ m} \rightarrow a / b = 0.38$, $q \times a^2 = 1.95 \times 1.73^2 = 5.84 \text{ tonxm/m}$. Debido a que $a / b < 0.50$, la flexión será básicamente en una dirección (la mas corta). Con ello se obtiene: $M_A = 0.070 \times 5.84 \text{ tonxm/m} = 0.41 \text{ tonxm/m}$. $M_{ACP} = 0.030 \times 5.84 \text{ tonxm/m} = 0.18 \text{ tonxm/m}$. $A_{SMIN} = 0.0028 \times b \times h = 0.0028 \times 100 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 7.00 \text{ cm}^2/\text{m}$ (ϕ 3/8" @ 0.25m) colocados en dos caras.

Para este caso: $k = 0.29$, $j = 1 - 0.29/3 = 0.90$, $jd = 0.90 \times 22 \text{ cm} = 19.80 \text{ cm}$.

En la dirección larga: Se colocará $A_{SMIN} = 7.00 \text{ cm}^2/\text{m}$ = 5.00cm²/m.

En la dirección corta: $A_{S-} = 0.41 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 19.80) = 0.99 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$A_{S+} = 0.18 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 19.80) = 0.44 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Se colocará A_{SMIN} con la siguiente distribución: ϕ 3/8" @ 25cm en ambas direcciones y en ambas caras del elemento.

Para los muros en la dirección corta del tanque elevado:

Se aprovecharán las placas PL-6 como paredes laterales del tanque, manteniendo el armado de su acero vertical. Finalmente, la distribución de acero en estos muros, será como sigue: ϕ vertical = ϕ 3/8" @ 25cm; ϕ horizontal = ϕ 3/8" @ 25cm.

• **Diseño de la losa de fondo.**

La losa es de concreto armado y tiene un peralte de 25cm. Se asume que se apoya sobre las paredes laterales del tanque y las placas PL-6. El metrado de cargas para la losa de fondo es:

Total CM (Peso propio + acabados) = 0.70ton/m².

Carga viva: S/C = 1.00ton/m³ x 1.50m = 1.50ton/m².

Carga total: CM + CV = 0.70ton/m² + 1.50ton/m² = 2.20ton/m².

Carga amplificada (q_U) = $1.30 \times 2.20 \text{ ton/m}^2 = 2.86 \text{ ton/m}^2$.

De la Tabla No. 12 del "Manual para el cálculo de placas" de Kalmanok, se obtuvieron los siguientes resultados: Carga uniforme (q_U) = 2.86 ton/m^2 , $a = 4.50 \text{ m}$, $b = 2.48 \text{ m} \rightarrow b / a = 0.55$, $q \times b^2 = 2.86 \times 2.48^2 = 17.59 \text{ tonxm/m}$. $M_{ACP} = 0.0210 \times 17.59 \text{ tonxm/m} = 0.37 \text{ tonxm/m}$. $M_{BCP} = 0.0892 \times 17.59 \text{ tonxm/m} = 1.57 \text{ tonxm/m}$. $A_{SMIN} = 0.0028 \times b \times h = 0.0028 \times 100 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 7.00 \text{ cm}^2/\text{m}$. (ϕ 3/8" @ 0.25m) colocados en dos caras.

Para este caso: $k = 0.29$, $j = 1 - 0.29/3 = 0.90$, $jd = 0.90 \times 22 \text{ cm} = 19.80 \text{ cm}$.

En la dirección larga: $A_{S+} = 0.37 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 19.80) = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$.

En la dirección corta: $A_{S+} = 1.57 \times 10^5 \text{ kgxcm/m} / (2,100 \times 19.80) = 3.77\text{cm}^2/\text{m}$.
 $s = (0.71\text{cm}^2 / 3.77\text{cm}^2 \times 100\text{cm}) = 18\text{cm}$.

Se colocará $\phi 3/8'' @ 25\text{cm}$ en ambas direcciones, en la cara superior e inferior de la losa de fondo.

Diseño del techo del tanque elevado

Su diseño se realizará con el método de rotura (cargas amplificadas).

Metrado de cargas

Total CM (Peso propio + acabados) = 0.46ton/m².

Carga viva: S/C = 0.10ton/m².

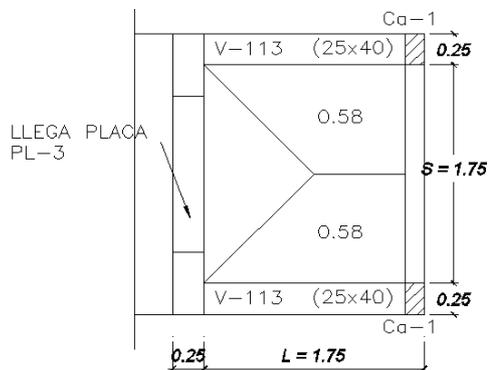
Carga servicio: CM + CV = 0.46ton/m² + 0.10ton/m² = 0.56ton/m².

Carga amplificada (q_U) = 1.5 x 0.46 + 1.8 x 0.10 = 0.87ton/m².

Se considerará que la losa está simplemente apoyada en sus cuatro bordes. De la Tabla No. 12 de Kalmanok: Carga uniforme (q_U) = 0.87ton/m², a = 4.50m, b = 2.48m $\rightarrow b / a = 0.55$, $q \times b^2 = 0.87 \times 2.48^2 = 5.35\text{tonxm/m}$. $M_{ACP} = 0.0210 \times 5.35\text{tonxm/m} = 0.11\text{tonxm/m}$. $M_{BCP} = 0.0892 \times 5.35\text{tonxm/m} = 0.48\text{tonxm/m}$. $A_{SMIN} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100\text{cm} \times 15\text{cm} = 1.80\text{cm}^2/\text{m}$. ($\phi 3/8'' @ 0.30\text{m}$).
 En la dirección larga: $K_U = 0.76$; $\rho = 2.03 \times 10^{-4}$; $A_{S+} = 0.24\text{cm}^2/\text{m}$. En la dirección corta: $K_U = 3.33$; $\rho = 8.91 \times 10^{-4}$; $A_{S+} = 1.07\text{cm}^2/\text{m}$. Se colocará $\phi 3/8'' @ 30\text{cm}$ en ambas direcciones, en la cara superior e inferior de este elemento.

3. Diseño del cuarto de máquinas:

El diseño de las vigas y las losas de piso y techo de la casa de máquinas del ascensor se realizará con el método de rotura. Sr realizará el metrado de cargas para cada losa y las cargas que actúan directamente sobre las vigas V-113 y V-114 en voladizo, mediante la regla del sobre:



$S = 1.75\text{m}, L = 1.75\text{m},$

$m = S / L = 1.00$

$A_{\text{TRIBUTARIA}} =$

$\frac{S}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) = \frac{1.75}{3} \left(\frac{3 - 1^2}{2} \right) = 0.58\text{m}^2$

Figura No. 11 - 03.- Longitud tributaria para vigas V-113 y V-114.

- Diseño de la viga V-113

Metrado de cargas:

TOTAL CARGA MUERTA DISTRIBUIDA (w_D) = 1.45ton/m.
 TOTAL CARGA MUERTA PUNTUAL (P_D) = 0.51ton.
 Cargas vivas: Sobrecarga: $1.00\text{ton/m}^2 \times (0.58\text{m} + 0.25\text{m}) = 0.83\text{ton/m}$.
 $w_U = 1.50 \times 1.45\text{ton/m} + 1.80 \times 0.83\text{ton/m} = 3.66\text{ton/m}$, $P_U = 1.50 \times 0.51\text{ton} = 0.77\text{ton}$.

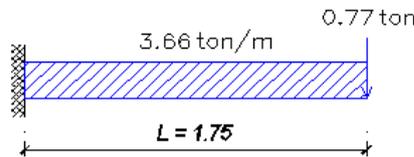


Figura No. 11 - 04.- Cargas actuantes sobre viga V-113 y diseño por flexión.

Diseño por flexión:

$M_U = 3.66 \times 1.75/2 + 0.77 \times 1.75 = 6.28\text{tonxm}$. $K_U = 21.73$, $\rho = 6.20 \times 10^{-3}$, $A_{S-} = 5.27\text{cm}^2$. Se colocarán 3 $\phi 5/8"$ corridos en la parte superior y $A_{S\text{MIN}}$ igual a 2 $\phi 1/2"$ en la cara inferior de la viga.

Diseño por corte:

$V_U = 3.66 \times 1.75 + 0.77 = 7.18\text{ton}$, $V_C = 0.53\sqrt{210} (25)(34)/1000 = 6.53\text{ton}$, $\phi V_C = 0.85 \times 6.53 = 5.55\text{ton}$. (La viga requiere refuerzo por corte).

$V_S = 7.18\text{ton} / 0.85 - 6.53\text{ton} = 1.92\text{ton}$, $A_V = 2 \times 0.71\text{cm}^2 = 1.42\text{cm}^2$.

$s = (1.42\text{cm}^2)(4,200\text{kg/cm}^2)(34\text{cm})/(1,920\text{kg}) = 105.60\text{cm}$, $s_{\text{MÁX}} = 30\text{cm}$, $d/2 = 17\text{cm}$. $L_o = 2 \times 40\text{cm} = 80\text{cm}$. Espaciamiento de estribos: $\phi 3/8"$: 1 @ 5cm, 6 @ 15cm; resto @ 25cm.

- Diseño de la viga V-114.

Metrado de cargas:

TOTAL CARGA MUERTA DISTRIBUIDA (w_D) = 0.48ton/m.
 Cargas Vivas: Sobrecarga = $0.10\text{ton/m}^2 \times (0.25\text{m} + 0.58\text{m}) = 0.10\text{ton/m}$.
 $w_U = 1.50 \times 0.48\text{ton/m} + 1.80 \times 0.10\text{ton/m} = 0.89\text{ton/m}$.

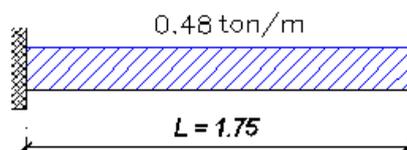


Figura No. 11 - 05.- Cargas actuantes sobre viga V-114 y diseño por flexión.

Diseño por flexión:

$M_U = 0.89 \times 1.75^2/2 = 1.37\text{tonxm}$. $K_U = 9.51$, $\rho = 2.60 \times 10^{-3}$, $A_{S-} = 1.56\text{cm}^2$. Se colocarán 2 $\phi 1/2"$ corridos superiores e inferiores ($A_{S\text{MIN}} = 2.00\text{cm}^2$).

Diseño por corte:

$V_U = 0.89 \times 1.75 = 1.56\text{ton}$, $V_C = 0.53 \sqrt{210} (25)(24)/1000 = 4.61\text{ton}$, $\phi V_C = 0.85 \times 4.61 = 3.92\text{ton}$. (La viga no requiere refuerzo por corte, pero se colocarán estribos de montaje). Espaciamiento de estribos: $\phi 3/8$: 1 @ 5cm, resto @ 25cm.

• Diseño de la viga V-115

Metrado de cargas:

TOTAL CARGA MUERTA DISTRIBUIDA (w_D) = 0.73ton/m.

Cargas Vivas: Sobrecarga = $0.10\text{ton/m}^2 \times (1.20\text{m} + 0.25\text{m}) = 0.15\text{ton/m}$.

$w_U = 1.50 \times 0.73\text{ton/m} + 1.80 \times 0.15\text{ton/m} = 1.37\text{ton/m}$.

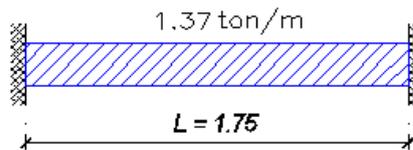


Figura No. 11 - 06.- Cargas actuantes sobre viga V-115 y diseño por flexión.

Diseño por flexión:

$M_{U-} = 1.37 \times 1.25^2/12 = 0.18\text{tonxm}$. (A la cara del apoyo). $K_U = 1.25$, $\rho = 3.32 \times 10^{-4}$, $A_{S-} = 0.20\text{cm}^2$. $M_{U+} = 1.37 \times 1.25^2/24 = 0.09\text{tonxm}$. (A la cara del apoyo). $K_U = 0.63$, $\rho = 1.66 \times 10^{-4}$, $A_{S+} = 0.10\text{cm}^2$. Se colocarán 2 $\phi 1/2$ " corridos superiores e inferiores ($A_{S\text{MIN}} = 2.00\text{cm}^2$).

Diseño por corte:

$V_U = 1.37 \times 1.75 / 2 = 1.20\text{ton}$, $V_C = 0.53 \sqrt{210} (25) (24)/1000 = 4.61\text{ton}$, $\phi V_C = 0.85 \times 4.61 = 3.92\text{ton}$. (La viga no requiere refuerzo por corte, pero se colocarán estribos de montaje). Espaciamiento de estribos: $\phi 3/8$: 1 @ 5cm, resto @ 25cm.

• Diseño de la losa de fondo (h = 0.20m)

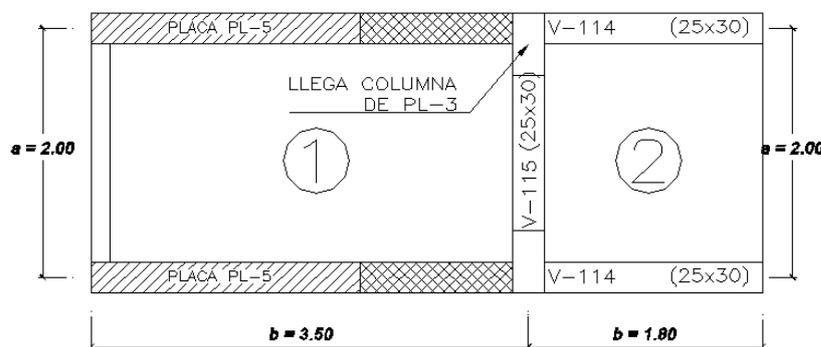


Figura No. 11 - 07.- Losas de piso y techo de la casa de máquinas de ascensor.

Paño 1

Metrado de cargas:

Total carga muerta distribuida (w_D) = 0.58ton/m².

Cargas Vivas: Sobrecarga = 1.00ton/m²

$$w_U = 1.50 \times 0.58\text{ton/m}^2 + 1.80 \times 1.00\text{ton/m}^2 = 2.67\text{ton/m}^2.$$

De la tabla No. 16 del "Manual de cálculo de placas" de Kalmanok: Carga uniforme (q_U) = 2.67ton/m², $a = 2.00\text{m}$, $b = 3.50\text{m} \rightarrow a / b = 0.57 \approx 0.55$, $q \times a^2 = 2.67 \times 2.00^2 = 10.68\text{tonxm/m}$. $M_A = 0.0826 \times 10.68\text{tonxm/m} = 0.89\text{toxm/m}$. $M_{ACP} = 0.0398 \times 10.68\text{tonxm/m} = 0.43\text{tonxm/m}$. $M_B = 0.0564 \times 10.68\text{tonxm/m} = 0.60\text{toxm/m}$. $M_{BCP} = 0.0041 \times 10.68\text{tonxm/m} = 0.05\text{tonxm/m}$. $A_{SMIN} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 20\text{cm} = 3.60\text{cm}^2/\text{m}$. (ϕ 3/8" @ 0.20m).

En la dirección corta: $K_U = 3.07$; $\rho = 8.23 \times 10^{-4}$; $A_{S-} = 1.40\text{cm}^2/\text{m}$.

$$K_U = 1.49$$
; $\rho = 3.96 \times 10^{-4}$; $A_{S+} = 0.68\text{cm}^2/\text{m}$.

En la dirección larga: $K_U = 2.08$; $\rho = 5.53 \times 10^{-4}$; $A_{S+} = 0.94\text{cm}^2/\text{m}$.

$$K_U = 0.17$$
; $\rho = 4.58 \times 10^{-5}$; $A_{S+} = 0.08\text{cm}^2/\text{m}$.

Se colocará la siguiente armadura en las dos direcciones: ϕ 3/8" @ 20cm inferior y superior.

Paño 2

Carga uniforme (q_U) = 2.67ton/m², $a = 2.00\text{m}$, $b = 1.80\text{m} \rightarrow b / a = 0.90$, $q \times b^2 = 2.67 \times 1.8^2 = 8.65\text{tonxm/m}$. $M_A = 0.0924 \times 8.65\text{tonxm/m} = 0.80\text{tonxm/m}$. $M_{ACP} = 0.0330 \times 8.65\text{tonxm/m} = 0.29\text{tonxm/m}$. $M_{BCP} = 0.0323 \times 8.65\text{tonxm/m} = 0.28\text{tonxm/m}$. $A_{SMIN} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 20\text{cm} = 3.60\text{cm}^2/\text{m}$. (ϕ 3/8" @ 0.20m).

En la dirección corta: $K_U = 2.77$; $\rho = 7.39 \times 10^{-4}$; $A_{S-} = 1.26\text{cm}^2/\text{m}$.

$$K_U = 1.00$$
; $\rho = 2.66 \times 10^{-4}$; $A_{S+} = 0.46\text{cm}^2/\text{m}$.

En la dirección larga: $K_U = 1.00$; $\rho = 2.66 \times 10^{-4}$; $A_{S+} = 0.46\text{cm}^2/\text{m}$.

Se colocará la siguiente armadura en las dos direcciones: ϕ 3/8" @ 20cm inferior y superior.

- Diseño de la losa de techo (h = 0.15m)

Paño 1

Metrado de cargas:

TOTAL CARGA MUERTA DISTRIBUIDA (w_D) = 0.46ton/m².

Cargas Vivas: Sobrecarga = 0.10ton/m²

$$w_U = 1.50 \times 0.46\text{ton/m}^2 + 1.80 \times 0.10\text{ton/m}^2 = 0.87\text{ton/m}^2.$$

De la tabla No. 16 del "Manual de cálculo de placas" de Kalmanok:

Carga uniforme (q_U) = 0.87ton/m², $a = 2.00\text{m}$, $b = 3.50\text{m} \rightarrow a / b = 0.57 \approx 0.55$, $q \times a^2 = 0.87 \times 2.00^2 = 3.48\text{tonxm/m}$. $M_A = 0.0826 \times 3.48\text{tonxm/m} = 0.29\text{toxm/m}$.



$$M_{ACP} = 0.0398 \times 3.48 \text{ tonxm/m} = 0.14 \text{ tonxm/m}. \quad M_B = 0.0564 \times 3.48 \text{ tonxm/m} = 0.20 \text{ tonxm/m}. \quad M_{BCP} = 0.0041 \times 3.48 \text{ tonxm/m} = 0.02 \text{ tonxm/m}.$$

$$A_{SMIN} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (\phi \ 3/8'' \ @ \ 0.25 \text{ m}).$$

$$\text{En la dirección corta: } K_U = 2.02; \rho = 5.37 \times 10^{-4}; A_{S-} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$K_U = 0.98; \rho = 2.58 \times 10^{-4}; A_{S+} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$\text{En la dirección larga: } K_U = 1.39; \rho = 3.69 \times 10^{-4}; A_{S+} = 0.45 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$K_U = 0.14; \rho = 3.68 \times 10^{-5}; A_{S+} = 0.05 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Se colocará $\phi \ 3/8'' \ @ \ 25 \text{ cm}$ armado en dos direcciones, en la cara superior e inferior del elemento.

Paño 2

$$\text{Carga uniforme } (q_U) = 0.87 \text{ ton/m}^2, \quad a = 2.00 \text{ m}, \quad b = 1.80 \text{ m} \rightarrow b/a = 0.90, \quad q \times b^2 = 0.87 \times 1.8^2 = 2.82 \text{ tonxm/m}. \quad M_A = 0.0924 \times 2.82 \text{ tonxm/m} = 0.26 \text{ tonxm/m}. \quad M_{ACP} = 0.0330 \times 2.82 \text{ tonxm/m} = 0.10 \text{ tonxm/m}. \quad M_{BCP} = 0.0323 \times 2.82 \text{ tonxm/m} = 0.10 \text{ tonxm/m}.$$

$$A_{SMIN} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (\phi \ 3/8'' \ @ \ 0.25 \text{ m}).$$

$$\text{En la dirección corta: } K_U = 0.90; \rho = 2.39 \times 10^{-4}; A_{S-} = 0.41 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$K_U = 0.35; \rho = 0.92 \times 10^{-4}; A_{S+} = 0.16 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$\text{En la dirección larga: } K_U = 0.35; \rho = 0.92 \times 10^{-4}; A_{S+} = 0.16 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Se colocará en las dos direcciones: $\phi \ 3/8'' \ @ \ 25 \text{ cm}$ inferior y superior.

Capítulo 12 - Diseño de elementos no estructurales

En el presente capítulo, se presenta el procedimiento de diseño para la tabiquería interna de los departamentos y primer piso, así como el diseño del cerco perimétrico del edificio.

1. Diseño de la tabiquería interna

Las características de toda la tabiquería interna de los departamentos es la siguiente: $\gamma_{\text{ALBAÑILERÍA}} = 1.40\text{ton/m}^3$ (ladrillo pandereta), $e = 15\text{cm}$, $h = 2.50\text{m}$ (altura de piso a techo). En primer lugar, se calculará el espaciamiento máximo entre columnas de amarre para la tabiquería.

El espesor del muro será: $t = U s m a^2$

Donde:

U = coeficiente de uso indicado en la NTE.030-2003 = 1.00.

s, m = coeficientes indicados en la NTE - 070.

Para este caso: $s = 1.33 \times 0.09 = 0.12$ (mortero sin cal).

a = Dimensión crítica (en metros) = $h = 2.50\text{m}$.

El valor de m es igual a: $t / (U \times s \times a^2) = 0.15 / (1.00 \times 0.12 \times 2.50^2) = 0.200$.

Para el valor calculado de m , se obtiene de la tabla No. 02 de la NTE-070, un valor de $b / a = \infty$; pero se utilizará $b / a = 2.00$. De esta forma, la distancia máxima entre columnas de amarre será: $b = 2 \times a = 2 \times 2.50\text{m} = 5.00\text{m}$. Se presenta el procedimiento de diseño para las columnas de amarre del muro medianero entre la sala y el dormitorio 2, ubicados sobre las vigas VT-103 de los ejes 3 y 7 del edificio.

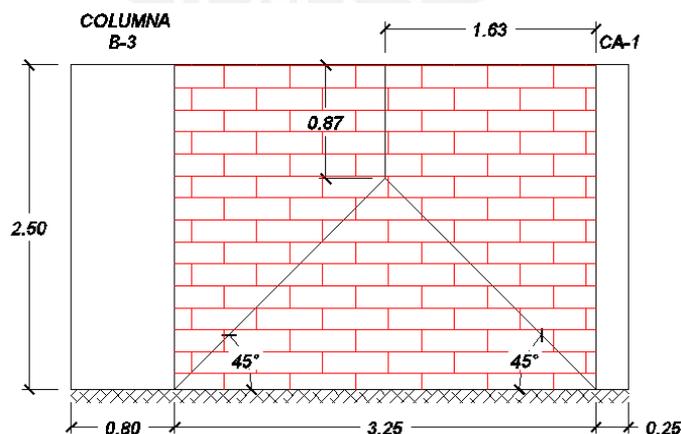


Figura No. 12 - 01.- Cargas tributarias de la columna de amarre de tabiquería

CA-1.

Metrado de cargas:

$$\text{Muro: } Z \times U \times C_1 \times (\gamma_{\text{ALBAÑILERÍA}} \times e) = 0.40 \times 1.00 \times 0.90 \times 1,40\text{ton/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 1.63\text{m} = 0.13\text{ton/m.}$$

$$\text{Columna: } Z \times U \times C_1 \times \gamma_{\text{CONCRETO}} \times h = 0.40 \times 1.00 \times 0.90 \times 2.40\text{ton/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 0.25\text{m} = 0.03\text{ton/m.}$$

$$\text{Total carga actuante (w)} = 0.16\text{ton/m.}$$

$$\text{Carga amplificada para diseño (w}_U) = 1.25 \times w = 1.25 \times 0.16\text{ton/m} = 0.20\text{ton/m.}$$

$$M_U = w_U \times h^2 / 2 = 0.20\text{ton/m} \times 2.50^2 / 2 = 0.625\text{tonxm.}$$

Diseño por flexión:

$$K_U = 17.36, \rho = 4.87 \times 10^{-3}, A_S = 1.46\text{cm}^2 \text{ (se colocarán } 2 \phi 3/8 \text{ en cada cara de la columna).}$$

Diseño por corte:

$$V_U = 0.20\text{ton/m} \times 2.50 = 0.50\text{ton}, V_C = 0.53 \sqrt{210} (25)(12)/1000 = 2.30\text{ton}, \phi V_C = 0.85 \times 2.30\text{ton} = 1.96\text{ton} \text{ (La columna no necesita refuerzo por corte).}$$

Se colocarán estribos de montaje de $\phi 1/4$ " en los extremos superior e inferior de la columna y con el siguiente espaciamiento: 1 @ 5cm, resto @ 25cm;.

2. Diseño del muro de cerco perimétrico

El procedimiento de diseño es similar al de la tabiquería, pero se considerará que cada paño de muro estará arriostrado por sus cuatro bordes (en su base por el sobrecimiento, lateralmente por las columnas de arriostre verticales y en su parte superior, por una viga solera). La altura del cerco perimétrico será igual a $h = 2.60\text{m}$, con un espesor de muro de $e = 0.150\text{m}$ (aparejo de sogá), construido con ladrillo K. K. de 18 huecos ($\gamma_{\text{ALBAÑILERÍA}} = 1.80\text{ton/m}^3$).

Espaciamiento entre columnas de arriostre: $t = U s m a^2 \rightarrow 0.15\text{m} = 1.00 \times (0.20 \times 1.33) \times m \times 2.60^2$, $m = 0.0834$ y $b / a = 1.55$. La separación máxima entre columnas de arriostre será $b = 1.55 \times 2.60\text{m} = 4.03\text{m} (\approx 4.00\text{m})$. Se diseñará uno de los paños del muro de cerco ubicado en el eje F del edificio y se asumirá un diseño similar para el resto de sus paños. La sección de las columnas es de $15\text{cm} \times 25\text{cm}$ y la de las vigas de arriostre son de $15\text{cm} \times 20\text{cm}$.

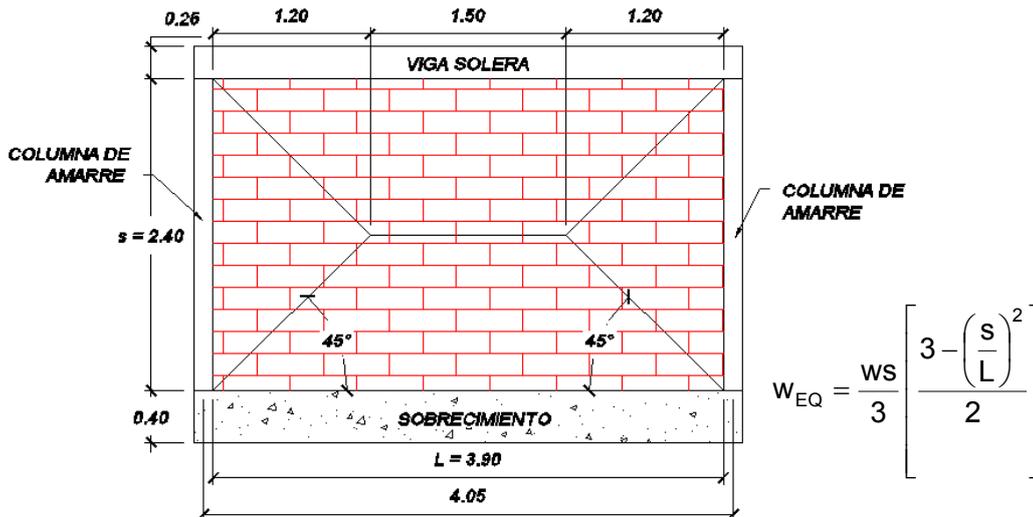


Figura No. 12 - 02.- Cargas tributarias de la columna y viga de amarre de muro de cerco.

Se asume que cada tramo de viga solera está empotrado en las columnas de amarre ubicadas en cada extremo del paño. Asimismo, la viga solera generará una reacción que actuará sobre la columna de arrioste y por tal motivo, esta reacción será considerada para el cálculo del momento flector y la fuerza cortante para el diseño de la columna de arrioste.

• Diseño de la Viga de arrioste

Metrado de cargas:

$$\begin{aligned}
 W &= C_s \times \gamma_{\text{ALBAÑILERÍA}} \times e = 0.20 \times 1.33 \times 1.80 \text{ton/m}^3 \times 0.15\text{m} = 0.072 \text{ton/m}^2. \\
 W_{EQ} &= 0.072 \text{ton/m}^2 \times 1.05\text{m} = 0.075 \text{ton/m}. \\
 W_{VIGA} &= 2.40 \text{ton/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 0.20\text{m} \times (0.20 \times 1.33) = 0.020 \text{ton/m}. \\
 W_{TOTAL} &= 0.075 \text{ton/m} + 0.020 \text{ton/m} = 0.095 \text{ton/m}.
 \end{aligned}$$

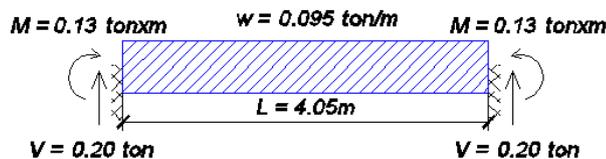


Figura No. 12 - 03.- Cargas actuantes sobre la viga solera del muro de cerco.

$$V_{DISEÑO} = 0.095 \times (4.05)^2 / 2 = 0.19 \text{ton}.$$

$$M_{DISEÑO} = 0.095 \times (4.05)^2 / 12 = 0.13 \text{tonxm}.$$

Diseño por flexión:

$$A_s = M_{DISEÑO} / (f_s \times jd), A_s = 0.13 \times 10^5 / (2,100 \times 0.875 \times 17) = 0.42 \text{cm}^2 (2 \phi 3/8").$$

Diseño por corte:

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{210} (15)(17)/1000) = 1.67 \text{ton} > V_{DISEÑO} = 0.19 \text{ton}.$$

Se colocarán estribos de montaje de $\phi \frac{1}{4}$ " con el siguiente espaciamiento: 1 @ 5cm, resto @ 30cm (en ambos extremos de la viga).

- Diseño de la Columna de arrioste

Metrado de cargas:

$$w = 0.266 \times 0.15\text{m} \times 1.80\text{ton/m}^3 \times (2.40\text{m} / 2) = 0.09\text{ton/m.}$$

$$V_{\text{DISEÑO}} = 0.09\text{ton/m} \times 2.40\text{m} + 0.20\text{ton} = 0.42\text{ton.}$$

$$M = 0.09\text{ton/m} \times (2.40)^2 / 2 + 0.20\text{ton} \times 2.40\text{m} = 0.74\text{tonxm};$$

$$M_{\text{DISEÑO}} = 0.75 \times M = 0.56\text{tonxm.}$$

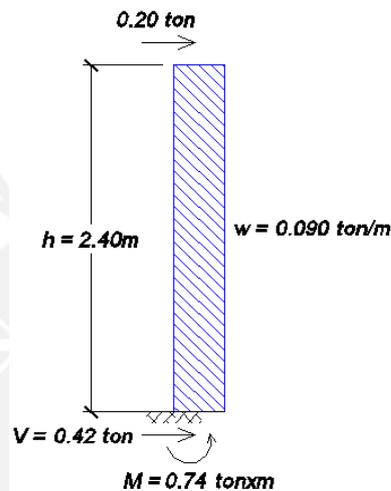


Figura No. 12 - 04.- Cargas actuantes sobre las columnas de amarre del muro de cerco.

Diseño por flexión:

$$A_s = M_{\text{DISEÑO}} / (f_s \times jd), A_s = 0.56 \times 10^5 / (2,100 \times 0.875 \times 12) = 2.54\text{cm}^2 (2 \phi 1/2").$$

Diseño por corte:

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{210} (25)(12)/1000) = 1.96\text{ton} > V_{\text{DISEÑO}} = 0.42\text{ton.}$$

Se colocarán estribos de montaje de $\phi \frac{1}{4}$ " en los extremos superior e inferior de la columna y con el siguiente espaciamiento: 1 @ 5cm, resto @ 30cm.

3. Cimentación

Luego de haber realizado algunos cálculos, se obtuvo que para la tabiquería del primer piso del edificio, los cimientos corridos tendrán una sección transversal de 40cm x 60cm (ancho x peralte).

Asimismo, para la cimentación del muro de cerco se obtuvo una sección transversal de 50cm x 60cm (ancho x peralte).

Los detalles de cimentación del muro de cerco se encuentran en el plano E-01.

Capítulo 13 – Metrado de materiales

En el presente capítulo se presenta el resumen del metrado de concreto y acero de refuerzo obtenido de los diseños efectuados, para luego indicar su incidencia por elemento (p. e. placas, columnas, etc.). Estos resultados se presentan en función de la cantidad de metros cuadrados de edificación construidos. Por simplicidad, sólo se mostrarán los resúmenes respectivos para cada material considerado.

1. Área construida

El área construida del edificio se obtiene de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{AREA}_{\text{NIVEL}} &= \text{AREA}_{\text{BRUTA DE NIVEL}} - A_{\text{NO TECHADAS}} \\ &= 382.73\text{m}^2 / \text{Nivel} - 7.45\text{m}^2 / \text{Nivel} \end{aligned}$$

$$\text{AREA}_{\text{NIVEL}} = 375.28\text{m}^2 / \text{Nivel.}$$

El número de niveles que tiene el edificio es igual a 8. Por lo tanto, el área total construida es:

$$\text{AREA}_{\text{TOTAL CONSTRUIDA}} = \text{No. Niveles} \times A_{\text{NIVEL}} = 8 \text{ Niveles} \times 375.28\text{m}^2 / \text{Nivel}$$

$$\text{AREA}_{\text{TOTAL CONSTRUIDA}} = 3002.24\text{m}^2.$$

2. Metrado de materiales

Concreto

Para el metrado del concreto se consideró un porcentaje de desperdicios igual al 5% del volumen calculado. El valor considerado es un estándar en el entorno constructivo y considera la pérdida de material producida durante los llenados de concreto de los elementos estructurales, debida al procedimiento constructivo. No obstante, cada constructor podrá considerar el porcentaje de desperdicios de acuerdo a su práctica constructiva. Valores por encima del 7% se consideran generalmente poco eficientes.

El resumen de metrado es el que se muestra en el siguiente cuadro:

| Item | Elemento | Volumen (m3) | % | Ratio (m3 / m2) |
|------|---|--------------|-------|-----------------|
| 1.00 | Columnas | 60.62 | 6.03 | 0.020 |
| 2.00 | Placas | 270.63 | 26.93 | 0.090 |
| 3.00 | Vigas | 224.51 | 22.34 | 0.075 |
| 4.00 | Escaleras | 20.28 | 2.02 | 0.007 |
| 5.00 | Losas Aligeradas | 244.13 | 24.29 | 0.081 |
| 6.00 | Losas Macizas | 10.88 | 1.08 | 0.004 |
| 7.00 | Tanque elevado y Casa de máquinas de ascensor | 12.68 | 1.26 | 0.004 |
| 8.00 | Cisterna y Caseta de bombeo | 31.12 | 3.10 | 0.010 |
| 9.00 | Zapatas y vigas de cimentación | 130.11 | 12.95 | 0.043 |

| | | | |
|-----------------------|----------------|---------------|--------------|
| Total concreto | 1004.96 | 100.00 | 0.335 |
|-----------------------|----------------|---------------|--------------|

Cuadro No. 13 – 01.- Volumen de concreto obtenido de los diseños.

Acero

El metrado del acero de refuerzo, se llevó a cabo considerando los siguientes porcentajes de desperdicios para cada uno de los diámetros de varilla empleados en los diseños:

| Diámetro (pulg.) | Peso (kg/m) | % Desperdicios | Peso total (kg) |
|------------------|-------------|----------------|-----------------|
| 1/4" | 0.25 | 5.00 | 0.26 |
| 3/8" | 0.58 | 7.00 | 0.62 |
| 1/2" | 1.02 | 8.00 | 1.10 |
| 5/8" | 1.60 | 9.00 | 1.74 |
| 3/4" | 2.26 | 10.00 | 2.49 |
| 1" | 4.04 | 11.00 | 4.48 |

Cuadro No. 13 – 02.- Porcentaje de desperdicios para el acero de refuerzo.

El resumen del metrado para el acero de refuerzo, se muestra en el siguiente cuadro:

| Item | Elemento | Peso (kg) | % | Ratio (kg / m2) |
|------|---|-----------|-------|-----------------|
| 1.00 | Columnas | 10,428.44 | 10.17 | 3.474 |
| 2.00 | Placas | 31,086.00 | 30.31 | 10.354 |
| 3.00 | Vigas | 34,149.69 | 33.30 | 11.375 |
| 4.00 | Escaleras | 2,017.17 | 1.97 | 0.672 |
| 5.00 | Losas Aligeradas | 13,616.87 | 13.28 | 4.536 |
| 6.00 | Losas Macizas | 1,002.24 | 0.98 | 0.334 |
| 7.00 | Tanque elevado y Casa de máquinas de ascensor | 504.90 | 0.49 | 0.168 |
| 8.00 | Cisterna y Caseta de bombeo | 1,105.47 | 1.08 | 0.368 |
| 9.00 | Zapatas y vigas de cimentación | 8,651.16 | 8.44 | 2.882 |

| | | | |
|--------------------------------|-------------------|---------------|---------------|
| Total acero de refuerzo | 102,561.94 | 100.00 | 34.162 |
|--------------------------------|-------------------|---------------|---------------|

Cuadro No. 13 – 03.- Peso total del acero de refuerzo obtenido de los diseños.

3. Costo estimados de materiales

Este costo estará en función de los precios de las partidas de los materiales considerados. Es necesario indicar que en el caso del concreto, los precios pueden variar en función al tipo de elemento que se construye; por tal motivo, se considerará un costo directo promedio igual a 80.00 US\$ / m³ para el concreto de resistencia $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$. En el caso del acero de refuerzo el precio es único e igual a 0.95 US\$ / kg. Los costos de los materiales son los que se indican a continuación:

| Item | Partida | Costo (US\$) |
|------|---|----------------------|
| 1.0 | Concreto $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, con bomba | 80.00 m ³ |
| 2.0 | Acero de refuerzo $f_y = 4,200\text{kg/cm}^2$ | 0.95 kg |

Cuadro No. 13 – 04.- Precios unitarios de partidas

El costo total del concreto y el acero necesarios para llevar a cabo la construcción del edificio, es el que se muestra en el siguiente cuadro:

| Item | Partida | Unidad | Metrado | P.U. (US\$) | Parcial (US\$) |
|----------------------------------|---|----------------|------------|-------------|-------------------|
| 1.0 | Concreto $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, con bomba | m ³ | 1,004.96 | 80.00 | 80,396.80 |
| 2.0 | Acero de refuerzo $f_y = 4,200\text{kg/cm}^2$ | kg | 102,561.94 | 0.95 | 97,433.84 |
| Costo total de materiales | | | | | 177,830.64 |

Cuadro No. 13 – 05.- Costo total estimado del concreto y acero de refuerzo

4. Peso de la edificación

Es posible calcular la contribución del peso de los materiales metrados dentro del peso total de la edificación. Recordando que el peso total del edificio sin considerar la sobrecarga, es igual a 2,924.44ton; se obtiene:

| Material | Operación | Peso (ton) |
|----------|-----------|------------|
|----------|-----------|------------|

Carga Muerta

Concreto: $1,004.94\text{m}^3 \times 2.40\text{ton/m}^3 = 2,411.91\text{ton}$ (78.81% de la carga muerta).

Acero : $102,561.94\text{kg} = 102.56\text{ton}$ (3.36% de la carga muerta).

Total Carga muerta = 2,514.47ton (82.17% del total del peso del edificio).

El porcentaje restante ($100\% - 82.17\% = 17.83\%$) corresponderá a los acabados que se colocarán sobre los techos de todos los niveles.

5. Comentarios

La intención del análisis efectuado es la de demostrar si el diseño estructural ha sido eficiente con relación al uso de los materiales o pecó en exceso o defecto, dependiendo de si los índices ó “ratios” obtenidos por m² de construcción, sean mayores o menores a los establecidos por la práctica del diseño estructural.

Generalmente, los índices promedio para determinar si un diseño ha sido eficiente, son los siguientes:

Para el concreto = 0.30m³/m² – 0.40m³/m².

Para el acero = 32kg/m² – 40kg/m².

Los índices obtenidos para los materiales a utilizarse en el presente proyecto, son:

Concreto = 0.335m³/m².

Acero de refuerzo = 34.16kg/m².

En cuanto al acero de refuerzo, es posible afirmar que el diseño ha tratado de buscar el uso adecuado de las cantidades de este material, debido a su elevado costo por kg. Comparando el resultado obtenido para este material con el índice promedio; la cantidad de acero es adecuada.

Para el concreto, el índice referencial dependerá mucho del tipo de edificación, ya que las cantidades de concreto para un edificio aporricado y uno de muros estructurales, diferirán significativamente debido a las características que presentan los muros; siendo estos elementos largos en comparación con las columnas. Sin embargo, es posible afirmar que la cantidad de concreto utilizado en el presente proyecto es adecuada, ya que ésta se encuentra dentro del rango promedio indicado anteriormente para este material.

Capítulo 14 – Comentarios y Conclusiones

Los comentarios y conclusiones obtenidos en base al desarrollo del presente proyecto, son los indicados a continuación:

1. Con relación al procedimiento constructivo.

La edificación del presente proyecto estará conformada básicamente, por elementos de concreto armado. Por ello y de acuerdo a la realidad en la que se encuentra inmersa la práctica constructiva en nuestro país, es necesario recalcar sobre la importancia de los siguientes aspectos:

- La necesidad de asegurar un control técnico calificado permanente durante todo el desarrollo de cualquier obra, lo que además facilitará la ejecución de los procedimientos constructivos que emplee el Contratista y asegurará el cumplimiento de las especificaciones técnicas dadas por el diseñador. Esto se traduce en una Supervisión de Obra.
- Juega un papel muy importante que tanto el Diseñador de estructuras así como el Residente de Obra, conozcan plenamente el comportamiento del concreto, ya que este es un material muy susceptible a las variaciones ocurridas por un deficiente diseño de mezcla, tiempos de mezclado, calidad deficiente de los materiales integrantes de la mezcla de concreto, exceso de agua, mal transporte y colocación, así como a un mal vibrado (lo que promueve la segregación del concreto), cambios de temperatura bruscos, localidad en la cual se desarrolla la obra, aplicación de sobrecargas altas antes de adquirir la resistencia mínima especificada, etc.. Ya que los procedimientos de diseño de elementos de concreto armado son generalmente realizados considerando un comportamiento ideal del mismo, debe proveérsele adecuado cuidado durante la construcción, asegurándose así; un concreto de buena calidad que permita un comportamiento estructural satisfactorio y el cumplimiento de las hipótesis de diseño adoptadas por el Ing. calculista.
- No menos importante, es el curado del concreto en obra. Este está íntimamente ligado a la idea expuesta en el punto anterior, pero generalmente, dentro del ámbito de la construcción en el Perú, no se le otorga la importancia debida y en algunos casos, se le considerada ineficaz; lo cual dista mucho de un adecuado procedimiento constructivo. El curado del concreto de acuerdo a lo establecido por las recomendaciones de los



diversos organismos especializados en el tema, resulta altamente beneficioso para el desarrollo de su resistencia.

- Con relación a este último punto, de acuerdo a la experiencia recogida a lo largo de mi experiencia profesional, el curado de los elementos estructurales de concreto armado debe ser llevado a cabo de manera continua; pudiendo realizarse utilizando métodos tradicionales (con coberturas de yute mojado con agua en el caso de los elementos verticales y de “arroceras” en el caso de los elementos horizontales) ó mediante el empleo de curadores químicos, los cuales cumplen la misma función: disminuir la fisuración del concreto por el efecto de la contracción de fragua.

2. Con relación a la estructuración y forma del edificio.

- La estructura del presente proyecto está conformada básicamente por muros estructurales de concreto armado que están interconectados por vigas de peraltes importantes, así como por losas aligeradas y macizas que actúan como diafragmas horizontales rígidos. Para este caso particular, los muros estructurales son los elementos que aportan prácticamente, el total de la resistencia lateral de la edificación ante solicitaciones sísmicas. Asimismo, la utilización de las losas aligeradas y macizas, asegura la compatibilidad de desplazamientos laterales entre los distintos pórticos que conforman la estructura del edificio.
- La planta del edificio presenta la forma de una T invertida, lo cual de acuerdo a las recomendaciones prácticas para el diseño estructural, no es adecuada dado que los efectos de corte por torsión sobre los distintos elementos estructurales que conforman al edificio (columnas, placas y vigas), se incrementan; aumentando a su vez los desplazamientos laterales, lo que ocasionaría graves daños a la estructura. Sin embargo, es posible lograr un control adecuado de este efecto distribuyendo adecuadamente la ubicación de las placas, para controlar la rotación del edificio y disminuir los desplazamientos laterales.
- Luego de realizar los análisis respectivos, se observó que a pesar de las irregularidades en planta que presenta la estructura, ésta tuvo un comportamiento satisfactorio ante solicitaciones sísmicas por el hecho de contar con un número importante de placas de concreto armado con buena rigidez lateral.

3. Con relación al metrado de cargas del edificio.

- Habiéndose realizado el metrado de cargas correspondiente al edificio del proyecto, se obtuvieron los siguientes resultados:

| Niveles | P_D (ton) | P_L (on) | $0.25P_L$ (ton) | $P_D + P_L$ (ton) | $P_D + 0.25P_L$ (ton) |
|--------------|-------------|------------|-----------------|-------------------|-----------------------|
| 1 - 7 | 2,598.70 | 506.75 | 126.69 | 3,105.45 | 2,725.39 |
| Azotea | 325.73 | 37.04 | 9.26 | 362.77 | 334.99 |
| Total | | | | 3,468.22 | 3,060.38 |

Cuadro No. 14 – 01.- Cuadro resumen de metrado de Peso del Edificio.

- De acuerdo a lo indicado por la NTE. E-030, el peso de la estructura para el análisis sísmico para este caso particular, debe considerarse como la suma total de la carga muerta más el 25% de la sobrecarga. En base a ello, se obtuvo un peso total para la estructura igual a 3,060ton.
- Muchas veces se opta por realizar el análisis sísmico considerando pesos aproximados, tales como 1.00ton/m² para el caso de los pisos típicos y de 0.80ton/m² para el caso de las azoteas. De acuerdo a estos parámetros, el peso del edificio hubiese sido:

| | | | | |
|------------------|---|---|---|--------------|
| 1er al 7mo pisos | : | 1.00ton/m ² x 2,626.96m ² | = | 2,626.96ton. |
| Azotea | : | 0.80ton/m ² x 375.28m ² | = | 300.22ton. |
| Peso total | : | | = | 2,927.18ton. |
- Se observa que el error que se comete al considerar estas cantidades es del 4.35% (133.20ton) menor al peso obtenido considerando las cargas reales aplicadas sobre la estructura. Este hecho pudiese influir sobre el comportamiento del edificio ante sollicitaciones sísmicas ya que las cargas horizontales de nivel que se aplicarían serían menores a las reales, obteniéndose para el diseño estructural de los elementos de concreto armado, armaduras de acero menores a las realmente requeridas. Sin embargo, los factores de seguridad aplicados en los diseños podrían disipar este efecto.
- Asimismo, es posible realizar una verificación del metrado obtenido, dividiendo el peso considerado para efectuar el análisis sísmico (Carga muerta + 25% Sobrecarga) entre el área de nivel. Así, obtenemos:

| | | | | |
|------------------|---|--------------------------------------|---|---------------------------|
| 1er al 7mo pisos | : | 2,725.39ton / 2,626.96m ² | = | 1.037ton/m ² . |
| Azotea | : | 334.99ton / 375.28m ² | = | 0.893ton/m ² . |
- Se observa que los resultados obtenidos se ajustan a los valores promedio de 1.00ton/m² para pisos típicos y de 0.80ton/m² para llevar a cabo un análisis preliminar del peso del edificio. No obstante, es recomendable

siempre realizar el metrado de cargas realmente aplicadas sobre la estructura.

4. Con relación al análisis bajo cargas de gravedad.

- La teoría del análisis estructural afirma que en edificaciones compuestas por placas, no deberían producirse desplazamientos laterales importantes al aplicárseles cargas de gravedad, debido a la gran rigidez lateral que poseen las placas.
- El análisis bajo cargas de gravedad se llevó a cabo a través del programa ETABS. En el modelo no se incluyeron las escaleras, las estructuras de la casa de máquinas del ascensor ni el tanque elevado. Asimismo, pudo comprobarse que las cargas de gravedad no produjeron desplazamientos laterales importantes, debido a que la estructura está compuesta básicamente por placas de concreto armado.
- En cuanto a los esfuerzos internos obtenidos, se observó que bajo cargas de gravedad, los pórticos más cargados son los que se ubican en la dirección transversal del edificio (dirección Y, perpendicular a la fachada). Esto se debe al sentido del armado de los techos, los cuales se apoyan directamente sobre las vigas y placas ubicadas a lo largo de los ejes en esta dirección.
- Los pórticos en la dirección longitudinal (dirección X, paralela a la fachada), no presentan esfuerzos internos significativos ya que prácticamente no portan cargas de gravedad.

5. Con relación al análisis sísmico.

- El análisis fue llevado a cabo también con el programa ETABS, de acuerdo a lo indicado en el capítulo 05 de este trabajo.
- Las cargas aplicadas sobre el modelo estructural fueron las especificadas por la NTE.030 para el análisis sísmico estático, y para el análisis dinámico; una combinación modal utilizando la Combinación Cuadrática Completa (CQC). En todos los casos analizados se consideró la excentricidad accidental para incluir los efectos de torsión en la planta del edificio.
- Se realizaron dos tipos de análisis: considerando traslación pura y luego, considerando 3 grados de libertad por nivel. Así, los períodos de vibración fundamentales en base a un análisis dinámico de la estructura, fueron los siguientes:



| | Traslación Pura | 3GDL |
|------------------------------------|-----------------|----------|
| En la dirección longitudinal (X) : | 0.55seg. | 0.59seg. |
| En la dirección transversal (Y) : | 0.37seg. | 0.39seg. |

- Los períodos obtenidos nos indican que la estructura es muy rígida en la dirección Y, debido a la presencia de placas de peralte importante (PL-1, PL-3, PL-5 y PL-6), las cuales serán las que aporten prácticamente la rigidez lateral del edificio en esta dirección. En la dirección X en cambio, el número de placas es más reducido y se concentra básicamente en los ejes B y C del edificio. En este caso, los pórticos de los Ejes B, C y D son los que aportarán la rigidez lateral del edificio ante cargas horizontales de sismo. Asimismo, se afirma que esta dirección es más flexible con relación a la dirección transversal Y.
- Asimismo, la disminución del período de vibración en el caso de traslación pura con relación al caso de 3GDL en la dirección X, generaría un incremento del cortante en la base y el consecuente incremento de los esfuerzos internos en los distintos elementos de la estructura, ya que nos acercamos más a la zona plana del espectro de pseudo aceleraciones. No ocurre lo mismo para la dirección Y, ya que en ambos casos analizados; el período de vibración se encontrará siempre dentro de la zona plana del espectro de pseudo aceleraciones, en cuyo caso el valor del factor de amplificación de la respuesta sísmica (C), se mantendrá constante e igual a 2.50.
- No obstante, cabe resaltar el hecho de que para realizar el análisis sísmico de traslación pura, deben imponerse restricciones adicionales a la estructura para evitar el giro en planta del edificio, lo cual eleva ficticiamente su rigidez lateral, disminuyendo el valor del período fundamental de vibración.
- Se consideró para el análisis, que la dirección longitudinal X era irregular en planta debido al efecto de las esquinas entrantes y al hecho de no poseer placas con peraltes importantes que ayuden a controlar los desplazamientos laterales del edificio; traduciéndose en la reducción del factor de reducción de fuerza sísmica R en 25% del valor correspondiente al caso ($R_X = 0.75 \times 6 = 4.50$) y el consecuente incremento del cortante basal en esta dirección (aumenta en 33%). Caso contrario sucede con la dirección transversal Y, a la cual se calificó como regular ($R_Y = 6$), debido a que esta presenta una buena rigidez lateral. Aunque cuando una estructura es calificada como irregular, se considera que todas sus direcciones son irregulares; es posible independizar

la calificación de las direcciones analizadas en el presente trabajo, dadas las características estructurales del edificio.

- Se comprobó el tipo de sistema estructural elegido (muros estructurales) ya que se cumple con la hipótesis de que el 80% de la fuerza cortante en la base es tomado por las placas.
- Se cumplió con el límite de deriva máxima de 7 o/oo establecido por la NTE.030 para este edificio, obteniéndose los siguientes valores máximos:

| Análisis | Estático | | | | Dinámico | | | |
|-----------------------|----------|----------|------|----------|----------|----------|------|----------|
| | Caso | 3GDL - X | TPX | 3GDL - Y | TPY | 3GDL - X | TPX | 3GDL - Y |
| Entrepiso | 4 | 4 | 6 | 6 | 4 | 4 | 6 | 6 |
| D _{MAX} (cm) | 1.27 | 1.07 | 0.94 | 0.72 | 1.03 | 0.86 | 0.77 | 0.60 |
| Deriva (o/oo) | 4.62 | 3.88 | 3.42 | 2.61 | 3.75 | 3.12 | 2.79 | 2.18 |

6. Con relación al diseño de los elementos estructurales.

- Para el diseño de los diversos elementos estructurales se empleó el Diseño por Resistencia. Este método permite ajustar los factores individuales de carga (factores de amplificación) para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga. Asimismo, pueden ajustarse los factores de reducción de resistencia (ϕ) a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, torsión, etc.) y la resistencia misma (R_U) en cada caso, se calcula considerando explícitamente la acción inelástica de las cargas amplificadas.
- Para cualquier elemento estructural, su resistencia real debe ser lo suficientemente elevada para resistir, siempre con un margen de reserva, todas las cargas previsibles que pueden actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, evitando que se presente su falla o cualquier otro inconveniente que pueda poner en riesgo la estabilidad global de la estructura.
- Los elementos estructurales del edificio del proyecto, han sido diseñados bajo la premisa de obtener una posible falla dúctil, evitando en todo momento su falla repentina o frágil. Ello se consigue proveyendo una resistencia al corte mayor que la resistencia por flexión en los diversos elementos diseñados. Esto último es de suma importancia sobre todo, en el diseño de vigas, placas y columnas, en los cuales se busca la formación de rótulas plásticas que permitan agotar la resistencia total de las secciones de los elementos.



- Asimismo, dado que nuestro país se encuentra ubicado dentro de una zona de alta sismicidad, es necesario incluir en las hipótesis de diseño, las combinaciones de carga que incluyan los efectos de sismo. Esto se llevó a cabo en todos los casos analizados, exceptuando el diseño de losas aligeradas y macizas, así como las vigas chatas; los cuales son elementos que trabajan bajo la acción de cargas de gravedad y peso propio.



BIBLIOGRAFÍA

ANÁLISIS DE EDIFICIOS. Ángel San Bartolomé.

Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. 2da Edición, Noviembre de 1999.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE ALBAÑILERÍA. Ing. Flavio Abanto Castillo.

Editorial San Marcos. 2da Edición, 2003.

APUNTES DEL CURSO CONCRETO ARMADO 1. Gianfranco Ottazzi Pasino.

Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Cuarta edición, 2004 – 1.

CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO EN EDIFICACIONES.

ACI – Capítulo Peruano. Edición 1998.

CIMENTACIONES: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN. M. J. Tomlinson.

Editorial Trillas, 1996.

CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERÍA – COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL. Ángel San Bartolomé.

Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. 3era Edición, Julio de 2001.

CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS, MANUAL DE OBRA. Héctor Gallegos,

Raúl Ríos, Carlos Casabonne, Carlos Uccelli, Guillermo Icochea y Julio Arango.

Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO). 7ma Edición, Mayo de 1992.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO. Arthur H. Nilson.

McGraw Hill. 12ava. Edición, Junio de 2000.

ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO. Antonio Blanco Blasco.

Colegio de Ingenieros del Perú, Capítulo de Ingeniería Civil. 2da Edición, Noviembre 1994.



FUERZAS DE DISEÑO Y CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS EN LA NORMA PERUANA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE. Alejandro Muñoz Peláez.

Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería. Sección Ingeniería Civil, 1998.

MANUAL PARA EL CÁLCULO DE PLACAS. Prof. Ing. A. S. Kalmanok.

Editora Inter Ciencia, 1961.

MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA. Kart Terzaghi, Ralph. B. Peck.

Editorial El Ateneo. 2da edición en español, 1973.

NORMAS PERUANAS DE ESTRUCTURAS.

ACI – Capítulo Peruano. Edición 1998.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030 – DISEÑO SISMORRESISTENTE.

Reglamento Nacional de Construcciones. 2003

NORMA DE CONSTRUCCIONES EN CONCRETO ESTRUCTURAL ACI 318-99.

ACI Perú. Primera Edición Diciembre 2000.

REINFORCED CONCRETE FUNDAMENTALS. Phil M. Ferguson.

John Wiley & Sons. 4th Edition, 1979.

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. R. Park y T. Paulay.

John Wiley & Sons, Inc. 1975.

TABLAS PARA EL CÁLCULO DE PLACAS Y VIGAS PARED. Richard Bares.

Editorial G. Gili, 1970.

PLANOS

Como anexo del presente trabajo, se presentan los planos correspondientes a las especialidades de Arquitectura y Estructuras del edificio diseñado. La relación de planos es la siguiente:

ARQUITECTURA:

- A-01 - PLANTA PRIMER PISO.
- A-02 - PLANTA DE PISO TÍPICO.
- A-03 - PLANTA DE AZOTEA Y TANQUE ELEVADO.
- A-04 - ELEVACIÓN FRONTAL.
- A-05 - CORTE 1 – 1.

ESTRUCTURAS:

- E-01 - CIMENTACIÓN.
- E-02 - COLUMNAS Y PLACAS.
- E-03 - VIGAS DE PLANTA TÍPICA.
- E-04 - VIGAS DE AZOTEA.
- E-05 - ENCOFRADO DE PLANTA TÍPICA.
- E-06 - ENCOFRADO DE AZOTEA.
- E-07 - ESCALERAS, CASA DE MÁQUINAS DE ASCENSOR, TANQUE ELEVADO, CISTERNA Y CUARTO DE BOMAS.