

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA, CON UN SÓTANO Y SEIS PISOS, UBICADO EN MAGDALENA

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

Aníbal Tafur Gutiérrez

ASESOR: Antonio Blanco Blasco

Lima, octubre del 2012

RESUMEN

El presente trabajo consiste en realizar el diseño estructural de un edificio de un sótano y 6 pisos, destinado a vivienda multifamiliar, ubicado en Magdalena del Mar, en la ciudad de Lima. El lote donde se construirá el edificio tiene un área total de 1,350 m². El edificio consta de 22 departamentos, 2 en el primer piso y 4 en cada piso restante; además de 44 estacionamientos distribuidos en el sótano y en una playa de estacionamiento, ubicada en la parte trasera del primer piso. El suministro de agua se realizará mediante un sistema de cisterna y bomba hidroneumática, sin tanque elevado. La cisterna se ubica en el sótano del edificio.

La profundidad de cimentación es variable, teniendo una profundidad máxima de -3.20 m. El suelo donde se cimentará la estructura tiene una capacidad admisible de 4 kg/cm². El sostenimiento de taludes se realizará mediante calzaduras temporales de concreto ciclópeo.

El sistema estructural del edificio está conformado por placas (muros de corte), columnas y vigas. Para los techos se usaron losas aligeradas armadas en un sentido y losas macizas armadas en dos sentidos, las cuales además funcionan como diafragmas rígidos en cada piso del edificio. La cimentación está conformada por zapatas aisladas, zapatas combinadas y cimientos corridos.

Tanto el análisis como el diseño estructural se desarrollaron dentro del marco normativo del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), y las Normas que lo componen.

Se realizó el análisis sísmico para comprobar que el sistema sismorresistente del edificio cumpla con los requisitos especificados en la Norma E.030 del RNE, además se obtuvo las cargas sísmicas en cada elemento. El modelo sísmico se analizó con la asistencia de un computador, mediante el programa ETABS.

Se analizaron las cargas de gravedad realizando el metrado de cargas para cada elemento y asignando dichas cargas al modelo estructural correspondiente. Las losas macizas y las zapatas combinadas se modelaron usando el método de elementos finitos FEM, con la asistencia del programa SAP2000.

El diseño en concreto armado se realizó cumpliendo con lo especificado en la Norma E.060 del RNE, la cual se basa en el método de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design).

FACULTAD DE
 CIENCIAS E
 INGENIERÍA

 PONTIFICIA
 UNIVERSIDAD
 CATÓLICA
 DEL PERÚ

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio de vivienda, con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena".
 Área : Estructuras -Concreto Armado-
 Asesor : Ing. Antonio Blanco Blasco
 Alumno : ANÍBAL TAFUR GUTIÉRREZ
 Código : 2006.0368.5.412
 Tema N° : 310
 Fecha : Lima, 25 de setiembre de 2012



DESCRIPCIÓN

El alumno realizará el proyecto de estructuras de un edificio con las siguientes características:

- El edificio está ubicado en un lote de Magdalena.
- Un sótano destinado a estacionamientos.
- Un primer piso con dos departamentos.
- Cinco pisos con cuatro departamentos.
- El suelo de cimentación tiene una capacidad admisible de 4kg/cm^2

PLAN DE TRABAJO

Para las revisiones se presentará:

Primera revisión

Estructuración, metrado de cargas y dimensionamiento.

Segunda revisión

Análisis sísmico y análisis de cargas de gravedad.

Tercera revisión

Diseño de losas, vigas y columnas.

Cuarta Revisión

Diseño de placas, cimentación y escaleras.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.







*A mi padre, por ser un ejemplo para mí
como persona y como profesional.*

*A mi madre, la persona que siempre está ahí
para apoyarme y darme su afecto.*

*A Caro, cuyo valioso apoyo hizo posible
cumplir este objetivo.*

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del proyecto.....	1
1.2 Metodología de diseño.....	2
1.3 Materiales seleccionados.....	3

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN

2.1 Consideraciones generales.....	4
2.2 Estructuración del edificio.....	5

CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas.....	9
3.2 Predimensionamiento de losas macizas.....	9
3.3 Predimensionamiento de vigas.....	10
3.3.1 Vigas con responsabilidad sísmica.....	10
3.3.2 Vigas secundarias.....	11
3.4 Predimensionamiento de columnas.....	12
3.5 Predimensionamiento de placas (muros de corte).....	13
3.6 Predimensionamiento de la cisterna.....	14

CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS

4.1 Consideraciones generales.....	15
4.2 Metrado de cargas en losas aligeradas.....	16
4.3 Metrado de cargas en losas macizas.....	17
4.4 Metrado de cargas en vigas.....	18
4.5 Metrado de cargas en columnas y placas.....	19

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 Generalidades.....	20
5.2 Análisis preliminar.....	20
5.2.1 Zonificación.....	20
5.2.2 Condiciones geotécnicas.....	21
5.2.3 Factor de amplificación sísmica.....	21
5.2.4 Categoría de la edificación.....	21
5.2.5 Sistema estructural.....	21
5.2.6 Configuración estructural.....	22
5.3 Análisis modal.....	23
5.3.1 Modelo para el análisis.....	23
5.3.2 Análisis de resultados.....	24
5.4 Análisis estático.....	24
5.4.1 Peso del edificio.....	25
5.4.2 Fuerza cortante en la base.....	25
5.5 Análisis dinámico.....	26
5.5.1 Aceleración espectral.....	26
5.5.2 Estimación de la respuesta máxima.....	27
5.5.3 Fuerza cortante mínima en la base.....	27
5.5.4 Control de desplazamientos laterales.....	28
5.5.5 Control de los efectos de segundo orden (P-Delta).....	29
5.5.6 Estabilidad al volteo.....	30
5.5.7 Análisis considerando conexión flexible.....	30

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

6.1 Análisis estructural.....	33
6.2 Diseño por flexión.....	33
6.3 Diseño por corte.....	34
6.4 Refuerzo por contracción y temperatura.....	34
6.5 Corte del refuerzo.....	35
6.6 Control de deflexiones.....	35
6.7 Ejemplo de diseño.....	35

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

7.1 Análisis estructural.....	39
7.2 Diseño por flexión.....	39
7.3 Diseño por corte.....	40
7.4 Ejemplo de diseño.....	40

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS

8.1 Análisis estructural.....	45
8.2 Diseño por flexión.....	45
8.3 Diseño por corte.....	46
8.4 Control de deflexiones.....	48
8.5 Control de la fisuración.....	48
8.6 Corte del refuerzo.....	49
8.7 Empalmes por traslape del refuerzo.....	50
8.8 Ejemplo de diseño.....	52

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS

9.1 Análisis estructural.....	59
9.2 Diseño por flexocompresión uniaxial.....	59
9.3 Diseño por flexión biaxial.....	59
9.4 Efectos de la esbeltez.....	60
9.4.1 Estructuras sin desplazamiento lateral.....	60
9.4.2 Estructuras con desplazamiento lateral.....	61
9.5 Diseño por corte.....	62
9.6 Empalmes por traslape del refuerzo.....	64
9.7 Ejemplo de diseño.....	65

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)

10.1 Análisis estructural.....	69
10.2 Refuerzo mínimo horizontal y vertical.....	69
10.3 Diseño por flexión.....	69
10.3.1 Muros esbeltos ($H/L > 1$).....	69
10.3.2 Muros bajos ($H/L < 1$).....	69
10.4 Diseño por corte.....	70
10.5 Empalmes por traslape del refuerzo.....	71
10.6 Ejemplo de diseño.....	71

CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES

11.1 Diseño de zapatas aisladas.....	74
11.1.1 Análisis estructural.....	74
11.1.2 Dimensionamiento por presión admisible.....	75
11.1.3 Reacción amplificada del suelo.....	76
11.1.4 Verificación del corte por punzonamiento.....	77
11.1.5 Verificación del corte por flexión.....	77
11.1.6 Diseño por flexión.....	78
11.1.7 Ejemplo de diseño.....	78
11.2 Diseño de zapatas combinadas.....	81
11.2.1 Ejemplo de diseño.....	82

CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

12.1 Diseño de escaleras.....	87
12.2 Diseño de muros de sótano.....	89
12.3 Diseño de la cisterna.....	91
12.4 Diseño de calzaduras.....	94

CONCLUSIONES.....	98
--------------------------	-----------

BIBLIOGRAFÍA.....	100
--------------------------	------------

LISTA DE FIGURAS

2.2.1	Arquitectura del piso típico.....	7
2.2.2	Estructuración del piso típico.....	8
3.4.1	Área de techo que carga la columna analizada.....	12
4.2.1	Vigueta a analizar para el metrado de cargas.....	16
4.2.2	Cargas actuantes en condición de servicio sobre la vigueta analizada.....	17
4.3.1	Losa maciza a analizar para el metrado de cargas.....	17
4.4.1	Viga a analizar para el metrado de cargas.....	18
5.2.1.1	Zonas sísmicas según la Norma E.030.....	20
5.2.6.1	Irregularidad en planta del edificio.....	22
5.3.1.1	Vistas en 3D del modelo estructural.....	23
5.5.1.1	Curva de los valores del espectro de diseño.....	27
5.5.7.1	Diafragmas asumidos para analizar la conexión flexible.....	30
5.5.7.2	Fuerza cortante actuando en la conexión flexible.....	32
6.1	Características geométricas de una losa aligerada (Harmsen, 2002).....	33
6.5.1	Corte del refuerzo en tramos exteriores e interiores de las viguetas.....	35
6.7.1	Modelo estructural y diagramas de fuerzas internas de la vigueta en estudio.....	36
6.7.2	Distribución final del refuerzo en la losa aligerada analizada.....	38
7.4.1	Vista del modelo estructural de la losa maciza.....	40
7.4.2	Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección X-X (ton-m/m).....	41
7.4.3	Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton-m/m).....	41
7.4.4	Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección X-X (ton/m).....	43
7.4.5	Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton/m).....	43
7.4.6	Distribución final del refuerzo en la losa maciza analizada.....	44
8.2.1	Disposiciones para el diseño sísmico por flexión según la Norma E.060 (Blanco, 1994).....	46
8.3.1	Disposiciones para el diseño sísmico por corte según la Norma E.060 (Blanco, 1994).....	48
8.5.1	Control de la fisuración.....	49
8.6.1	Consideraciones para el corte del refuerzo según la Norma E.060 (Ottazzi, 2010).....	50
8.7.2	Consideraciones para especificar las zonas de empalme del refuerzo (Blanco, 1994).....	51
8.8.1	Esquema de la viga a diseñar.....	52
8.8.2	Envolvente de momentos flectores para la viga a diseñar (ton-m).....	52
8.8.3	Esquema del refuerzo calculado por flexión para la viga del ejemplo.....	53
8.8.4	Puntos teóricos de corte del refuerzo (cotas en cm).....	54
8.8.5	Distribución final del refuerzo por flexión para la viga en estudio.....	54
8.8.6	Envolvente de fuerzas cortantes para la viga en estudio (ton).....	55
8.8.7	Fuerzas cortantes relacionadas con la capacidad Mn en los apoyos.....	56
8.8.8	Fuerzas cortantes y envolventes de diseño calculadas por capacidad.....	56
8.8.9	Envolvente de fuerzas cortantes con el sismo amplificado por 2.5.....	57
8.8.10	Diagrama de momentos flectores en condición de servicio para la viga en estudio.....	58
9.5.1	Fuerza cortante de diseño en columnas según la Norma E.060.....	62

9.5.2	Disposiciones para el espaciamiento de estribos según la Norma E.060 (Blanco, 1994).....	64
9.6.1	Consideraciones para el empalme del refuerzo en columnas (Blanco, 1994).....	64
9.7.1	Sección de la columna a diseñar.....	66
9.7.2	Puntos (Mu,Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección.....	66
9.7.3	Diseño final de la columna analizada.....	68
10.6.1	Armado preliminar por flexión para la placa del ejemplo.....	72
10.6.2	Puntos (Mu,Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección.....	72
10.6.3	Armado final para la placa del ejemplo.....	73
11.1.1	Parámetros de diseño para zapatas aisladas.....	74
11.1.2.1	Distribución de esfuerzos asumida para los cálculos (Arango, 2005).....	75
11.1.2.2	Método de Meyerhof para la redistribución de esfuerzos (Arango, 2005).....	76
11.1.3.1	Distribuciones reales y asumidas para la reacción del suelo (Harmsen, 2002).....	76
11.1.4.1	Sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento (Harmsen, 2002).....	77
11.1.5.1	Sección crítica para la verificación del corte por flexión.....	77
11.1.6.1	Sección considerada para el cálculo del refuerzo por flexión.....	78
11.1.7.1	Esquema del diseño final para la zapata aislada del ejemplo.....	81
11.2.1.1	Dimensiones preliminares y coordenadas para la zapata combinada a diseñar.....	82
11.2.1.2	Diagramas de fuerza cortante en ambas direcciones para la zapata combinada (ton/m).....	84
11.2.1.3	Diagramas de momento en ambas direcciones para la zapata combinada (ton-m/m).....	85
11.2.1.4	Distribución final del refuerzo para la zapata combinada del ejemplo.....	86
12.1.1	Modelo estructural y cargas últimas de diseño obtenidas para la escalera del ejemplo.....	87
12.1.2	Esquema del armado final para la escalera del ejemplo.....	88
12.2.1	Modelo estructural y cargas últimas de diseño obtenidas para el muro de sótano.....	90
12.2.2	Modelo estructural y cargas últimas de diseño considerando empuje rectangular.....	90
12.2.3	Esquema del armado final para el muro de sótano del ejemplo.....	91
12.3.1	Modelo estructural y cargas últimas de diseño obtenidas para el Caso A.....	92
12.3.2	Modelo estructural y cargas últimas de diseño obtenidas para el Caso B.....	93
12.3.3	Cortes de la cisterna mostrando el armado del refuerzo.....	93
12.4.1	Cargas que actúan sobre las calzaduras (Blanco, 2008).....	94
12.4.2	Dimensiones de la calzada para los cálculos.....	95

LISTA DE TABLAS

1.2.1	Normas del RNE citadas en el presente trabajo.....	2
1.2.2	Factores de reducción de carga (ϕ) según la Norma E.060.....	2
3.1.1	Espesores típicos y luces máximas recomendadas (Blanco, 1994).....	9
3.6.1	Dotación de agua por departamento según la Norma IS.010.....	14
4.1.1	Pesos unitarios de materiales según la Norma E.020.....	15
4.1.2	Cargas vivas mínimas repartidas para edificios de vivienda según la Norma E.020.....	15
5.2.1.1	Valores del factor de zona según la Norma E.030.....	21
5.2.2.1	Parámetros del suelo según la Norma E.030.....	21
5.2.5.1	Valores del coeficiente de reducción "R" según la Norma E.030.....	22
5.3.2.1	Resultados del análisis modal.....	24
5.3.2.2	Periodos fundamentales de la estructura.....	24
5.4.1.1	Cálculo del peso del edificio para el análisis estático.....	25
5.4.2.1	Cálculo de la fuerza cortante en la base para el análisis estático.....	25
5.5.1.1	Valores de T vs. S_a del espectro de diseño.....	26
5.5.3.1	Fuerzas cortantes basales resultantes del análisis dinámico.....	27
5.5.3.2	Comprobación de la fuerza cortante mínima en la base.....	28
5.5.3.3	Comprobación del sistema estructural asumido.....	28
5.5.4.1	Control de desplazamientos para la dirección X-X.....	28
5.5.4.2	Control de desplazamientos para la dirección Y-Y.....	28
5.5.5.1	Control de los efectos de segundo orden.....	29
5.5.6.1	Comprobación de la estabilidad del edificio al volteo.....	30
5.5.7.1	Comparación entre los periodos fundamentales obtenidos para cada modelo.....	31
5.5.7.2	Comparación de derivas inelásticas para la dirección X-X.....	31
5.5.7.3	Comparación de derivas inelásticas para la dirección Y-Y.....	31
6.4.1	Cuantías mínimas por contracción y temperatura según la Norma E.030.....	34
6.6.1	Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones.....	35
6.7.1	Cálculo del refuerzo por flexión para la vigueta en estudio.....	37
6.7.2	Verificación por corte de la vigueta en estudio.....	37
7.4.1	Cálculo del refuerzo por flexión para la losa maciza en estudio.....	42
7.4.2	Verificación por corte de la losa maciza en estudio.....	44
8.7.1	Clases de empalmes para barras en tracción según la Norma E.060.....	50
8.8.1	Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.....	52
8.8.2	Verificación de la resistencia mínima brindada por el acero positivo en los nudos.....	53
8.8.3	Cálculo del parámetro Z para el control de la fisuración.....	58
9.7.1	Cargas obtenidas del análisis estructural para la columna en estudio.....	65
9.7.2	Combinaciones de carga P_u y M_u para la columna en estudio.....	65
9.7.3	Capacidades en los nudos relacionadas con P_u para cada combinación.....	67
9.7.4	Combinaciones de V_u evaluadas con el sismo sin amplificar y amplificado por 2.5.....	67
10.6.1	Cargas obtenidas del análisis estructural para la placa en estudio.....	71

10.6.2	Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna en estudio.....	71
11.1.7.1	Cargas obtenidas del análisis estructural para la zapata aislada a diseñar.....	79
11.1.7.2	Cálculo del refuerzo por flexión para la zapata del ejemplo.....	81
11.2.1.1	Cargas obtenidas del análisis estructural para la zapata combinada a diseñar.....	82
11.2.1.2	Coordenadas del centro de gravedad para cada elemento.....	83
11.2.1.3	Cargas totales reducidas al centro de gravedad de la zapata combinada.....	83
11.2.1.4	Cálculo de la presión máxima sobre el suelo para la zapata combinada.....	83
11.2.1.5	Parámetros de los elementos para la verificación por punzonamiento.....	84
11.2.1.6	Cálculo del refuerzo requerido por flexión para la zapata combinada en estudio.....	85



CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del proyecto

El presente trabajo consiste en realizar el diseño en concreto armado y elaborar los planos de estructuras de un edificio de 6 pisos y un sótano, destinado a vivienda multifamiliar, ubicado en el distrito de Magdalena del Mar - Lima.

El terreno donde se levantará el edificio tiene una forma rectangular y $1,350 \text{ m}^2$ de área. Tiene un frente de 27 m y un fondo de 50 m. El área techada es de $3,405 \text{ m}^2$ y el edificio consta de 22 departamentos, 2 en el primer piso y 4 en cada uno de los 5 pisos restantes.

El edificio cuenta con 44 estacionamientos distribuidos de la siguiente manera: 4 en la parte frontal del primer piso (fachada), 19 en la parte trasera del primer piso y 21 en el sótano. Se tiene en total tres rampas de acceso vehicular, dos que van desde la calle hacia el estacionamiento trasero del primer piso y una desde la calle hacia el estacionamiento del sótano. Además se cuenta con una escalera principal que empieza en el primer piso y termina en la azotea, una escalera auxiliar que conecta el sótano con el primer piso, y una rampa para discapacitados en el ingreso frontal principal.

En el sótano, además de los estacionamientos, se ubican la cisterna, el cuarto de bombas, el cuarto de basura, cuatro depósitos, y el hall de ascensores. El ascensor conecta desde el sótano hasta el sexto nivel. El sistema de suministro de agua se realiza mediante una bomba hidroneumática, sin tanque elevado.

En el primer nivel se cuenta con tres halls de ingreso: uno desde la calle (principal), uno desde el ingreso vehicular lateral derecho y uno desde los estacionamientos de la parte trasera, todos los cuales conducen al hall de ascensores. Además se ubican seis depósitos y dos departamentos de 110 m^2 cada uno. Cada departamento cuenta con acceso directo desde el ascensor, sala, comedor, sala de estar, lavandería, jardín, dos servicios higiénicos, dos dormitorios, un cuarto de uso diverso y un cuarto de servicio con su respectivo cuarto de baño.

A partir del segundo hasta el sexto piso se ubican cuatro departamentos por nivel, con un área de 114 m^2 cada uno. Cada departamento cuenta con los mismos ambientes que los del primer piso, además de una terraza. En la azotea se cuenta con el cuarto de máquinas del ascensor.

Para el diseño de la estructura resistente principal del edificio se considerará el uso de losas aligeradas en una dirección, losas macizas, vigas peraltadas, vigas chatas, columnas y placas (muros de corte).

1.2 Metodología de diseño

El diseño del edificio se realizará dentro del marco normativo del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE), el cual a su vez se subdivide en varios capítulos o normas.

En la siguiente tabla se muestra las Normas a las cuales nos referiremos durante el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio.

Tabla 1.2.1 Normas del RNE citadas en el presente trabajo.

Norma	Versión
E.020 Cargas	Mayo, 2006
E.030 Diseño sismorresistente	Mayo, 2006
E.050 Suelos y cimentaciones	Mayo, 2006
E.060 Concreto armado	Julio, 2009
IS.010 Instalaciones sanitarias para edificaciones	Mayo, 2006

En primer lugar, antes de proceder al diseño, se debe realizar una estructuración adecuada del edificio, teniendo en cuenta los planos de arquitectura y una serie de criterios que serán descritos en el Capítulo 2. Luego se procede a predimensionar los elementos estructurales para después medir las cargas que obran sobre estos elementos y realizar el análisis estructural de los mismos. Una vez obtenidas las solicitaciones, se diseñan los elementos estructurales, de acuerdo a cada caso.

De acuerdo al artículo 9.1.1 de la Norma E.060, el principio básico del **diseño por resistencia** (método LRFD), es diseñar los elementos estructurales para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño** (ϕRn) por lo menos iguales a las **resistencias requeridas** (Ru).

$$\phi Rn \geq Ru$$

Asimismo, la Norma E.060 en su artículo 9.3.1 indica el procedimiento para calcular estas resistencias de diseño (ϕRn). Deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de la Norma, multiplicada por los factores de reducción de resistencia (ϕ) especificados en la siguiente tabla, dependiendo del tipo de solicitación a analizar.

Tabla 1.2.2 Factores de reducción de carga (ϕ) según la Norma E.060.

Solicitación	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Tracción y flexo-Tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexocompresión:	
- Elementos con espirales	0.75
- Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70
Zonas de anclaje del post-tensado	0.85
Concreto simple	0.65

Por otro lado, en su sección 9.2 la Norma E.060 indica el procedimiento para calcular las resistencias requeridas (Ru), mediante combinaciones de carga y factores de amplificación que obedecen a la variabilidad en la medición de las cargas y la precisión de los métodos de análisis estructural. La resistencia requerida (Ru) deberá ser como mínimo el mayor valor de las siguientes combinaciones:

$$\begin{aligned}U &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\U &= 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \\U &= 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS} \\U &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ CE} \\U &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.4 \text{ CL}\end{aligned}$$

Donde “CM” es carga muerta, “CV” es carga viva, “CS” es carga de sismo, “CE” es el empuje lateral de los suelos y “CL” es la carga debida a la presión de los líquidos.

1.3 Materiales empleados

Concreto armado

Ya que no se requiere de concretos de alta resistencia, se utilizará un concreto de resistencia convencional con las siguientes propiedades mecánicas:

- Resistencia nominal a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 217,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Concreto simple

De baja resistencia a la compresión y con un 30% de piedra de tamaño no mayor a 15". Se usa en las cimientos corridos, falsas zapatas y calzaduras, presentando $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Acero

De acuerdo a la sección 3.5 de la Norma E.060 se utilizarán varillas corrugadas de Acero Grado 60, uno de los más comerciales en nuestro país y mayormente producido en barras de 9 m de longitud. A continuación se presentan las propiedades mecánicas de este material:

- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

Ladrillos

En la arquitectura del edificio (ver planos de arquitectura del Anexo) encontramos tabiques con anchos de 7 cm, 10 cm, 15 cm y 25 cm. Los de 7 cm y 10 cm se levantarán usando ladrillos sílico-calcareos tipo P-7 y P-10 respectivamente, mientras que en los de 15 cm y 25 cm se usarán ladrillos King Kong convencionales de 13 cm de ancho acomodados en soga y cabeza respectivamente.

CAPÍTULO 2 ESTRUCTURACIÓN

2.1 Consideraciones generales

La estructuración consiste en distribuir los elementos estructurales siguiendo una serie de criterios y tomando como base los planos de arquitectura. Es el primer paso que se sigue para diseñar un edificio y uno de los más importantes, ya que de la estructuración dependerá la variabilidad de los resultados del análisis estructural respecto de las fuerzas reales, y también si la predicción del comportamiento de la estructura durante un sismo se acerca a la realidad, por lo que es importante tener una estructuración tan simple como sea posible.

En el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (A. Blanco, 1994), el autor señala los principales criterios a tener en cuenta para estructurar un edificio, a continuación se muestran los más importantes:

Simplicidad y simetría

Se busca que un edificio tenga simplicidad y simetría en su estructuración porque esto ayuda a que tenga un buen desempeño sísmico. Esto es debido a dos motivos principales:

- Los modelos realizados para obtener las solicitaciones en los elementos de un edificio son más precisos en estructuras simples. Cuando se analizan estructuras complejas nos veremos obligados a hacer simplificaciones que nos pueden llevar a resultados que no se adecuan con la realidad.
- La predicción del comportamiento sísmico de una estructura es mucho más cercana a la realidad en edificios simples y simétricos. Un edificio no simétrico generalmente presenta problemas de torsión debido a la excentricidad entre sus centros de masa y rigidez, los cuales son difíciles de cuantificar y pueden aumentar considerablemente los esfuerzos durante un sismo.

Rigidez Lateral

Es importante proveer al edificio de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, ya que éstos ayudan a controlar los desplazamientos durante un sismo. Es importante controlar los desplazamientos porque causan pánico en las personas que se encuentran en la edificación, sobre todo en pisos altos, además causan daños en elementos no estructurales, y se ha comprobado que los edificios con una rigidez lateral adecuada tienen mejor desempeño sísmico que estructuras lateralmente flexibles.

Uniformidad y continuidad

Evitar cambios bruscos en las rigideces de los elementos, tanto en planta como en elevación. Generalmente un cambio en la continuidad genera un comportamiento no deseado, los esfuerzos se concentran en las zonas cuyas dimensiones se reducen causando daños en la estructura. Si es necesario modificar la rigidez de algún elemento estructural es recomendable hacerlo progresivamente, nunca bruscamente.

Diafragmas Rígidos

Al realizar el modelo de un edificio regularmente se asume que cada piso se comporta como una unidad. Esto se debe a que las losas, ya sean aligeradas o macizas, presentan una gran rigidez en su plano, por lo que sería válido asumir que todos los elementos que estén conectados por la losa tienen la misma deformación lateral. Pero siempre es necesario asegurarse que esta hipótesis sea correcta, comprobando que las losas no presenten cambios en su rigidez, y si esto sucede, realizar las medidas correctivas ya sea en el modelo o en la estructuración.

Si se presentan reducciones de sección importantes en losas, o se tienen estructuras irregulares en altura o en planta, es conveniente separarlas mediante juntas sísmicas debidamente diseñadas de manera que queden divididas en estructuras independientes que presenten diafragmas mejor definidos.

2.2 Estructuración del edificio

En la figura 2.2.1 de la página 7 se muestra la arquitectura del piso típico del edificio, el cual nos servirá de referencia para estructurar el edificio. En la figura 2.2.2 de la página 8 se muestra la estructuración final del edificio, a continuación se explican y describen algunos de sus aspectos.

- La estructuración se realizará mediante pórticos formados por placas, columnas y vigas peraltadas; dispuestos en las direcciones X-X e Y-Y. Un primer detalle que salta a la vista es la simetría de la arquitectura, por lo que aprovechando esta condición se definirán dos bloques laterales delimitados por los ejes 2-6 y 12-16, los cuales tendrán la misma estructuración y estarán unidos por un área intermedia donde se encuentran los ascensores. El hecho que la estructura sea simétrica es una gran ventaja ya que los efectos de torsión no serán significativos. Nótese la importante reducción en planta que sufre el piso, se analizará más adelante en la estructuración de los techos.
- Los primeros elementos a distribuir serán las placas. Notamos que en los ejes B e I se cuentan con paños cerrados y continuos en las caras laterales del edificio, por lo tanto se decide colocar placas corridas sobre dichos ejes en cada bloque. Con estas 4 placas ya se tiene abundante rigidez lateral en la dirección X-X.
- En la dirección Y-Y notamos que no se pueden colocar placas tan largas como en X-X, pero se pueden habilitar varias placas de menor longitud, como por ejemplo en los ejes 6, 8, 10 y 12; en el cajón de la escalera y en el cajón de los ascensores. Además, donde la arquitectura lo permita, se distribuyen columnas en el interior de los bloques laterales para transmitir las cargas verticales y aportar a la rigidez lateral del edificio.
- Las vigas se ubicarán para terminar de formar los pórticos con las columnas y placas, se tratará de tener siempre vigas peraltadas en la medida que la arquitectura lo permita. En lugares donde se encuentran tabiques paralelos al aligerado se usaron vigas chatas para tomar las cargas y transmitir las directamente a las vigas.
- Para los techos de los bloques laterales se usarán losas aligeradas armadas en una dirección como se muestra en la figura 2.2.2, donde las viguetas se indican con líneas

discontinuas en la dirección del armado. Por otro lado, viendo la reducción en planta antes mencionada se tenía dos alternativas, o independizar la parte central de los bloques laterales mediante juntas, o rigidizar la parte central, entonces se decidió habilitar una losa maciza que aporte una mayor rigidez al diafragma, para así poder analizar toda la planta como una sola unidad. Dicha losa maciza se encuentra indicada con un achurado.

- La estructuración de la zona de estacionamientos en el sótano es mucho más simple (ver plano A-01 del Anexo). Se vio por conveniente separar el estacionamiento de la estructura principal mediante una junta sísmica, para poder analizarlo independientemente. De tal forma que nos encontramos con un simple techo que será cargado por vigas peraltadas, las cuales se apoyarán en columnas con secciones mínimas.
- Se usarán muros de contención alrededor del sótano. En cuanto a la cimentación se usarán cimientos corridos para los muros de contención y placas de longitud importante; y zapatas aisladas para columnas y placas de menor tamaño. Considerando la forma del sótano, se cimentarán en la base del primer piso las placas y columnas del bloque izquierdo; mientras que se cimentarán en la base del sótano las placas y columnas del bloque derecho.
- Cabe resaltar que todo este plan de estructuración necesita ser verificado mediante un análisis sísmico, el cual se realiza en el Capítulo 5.

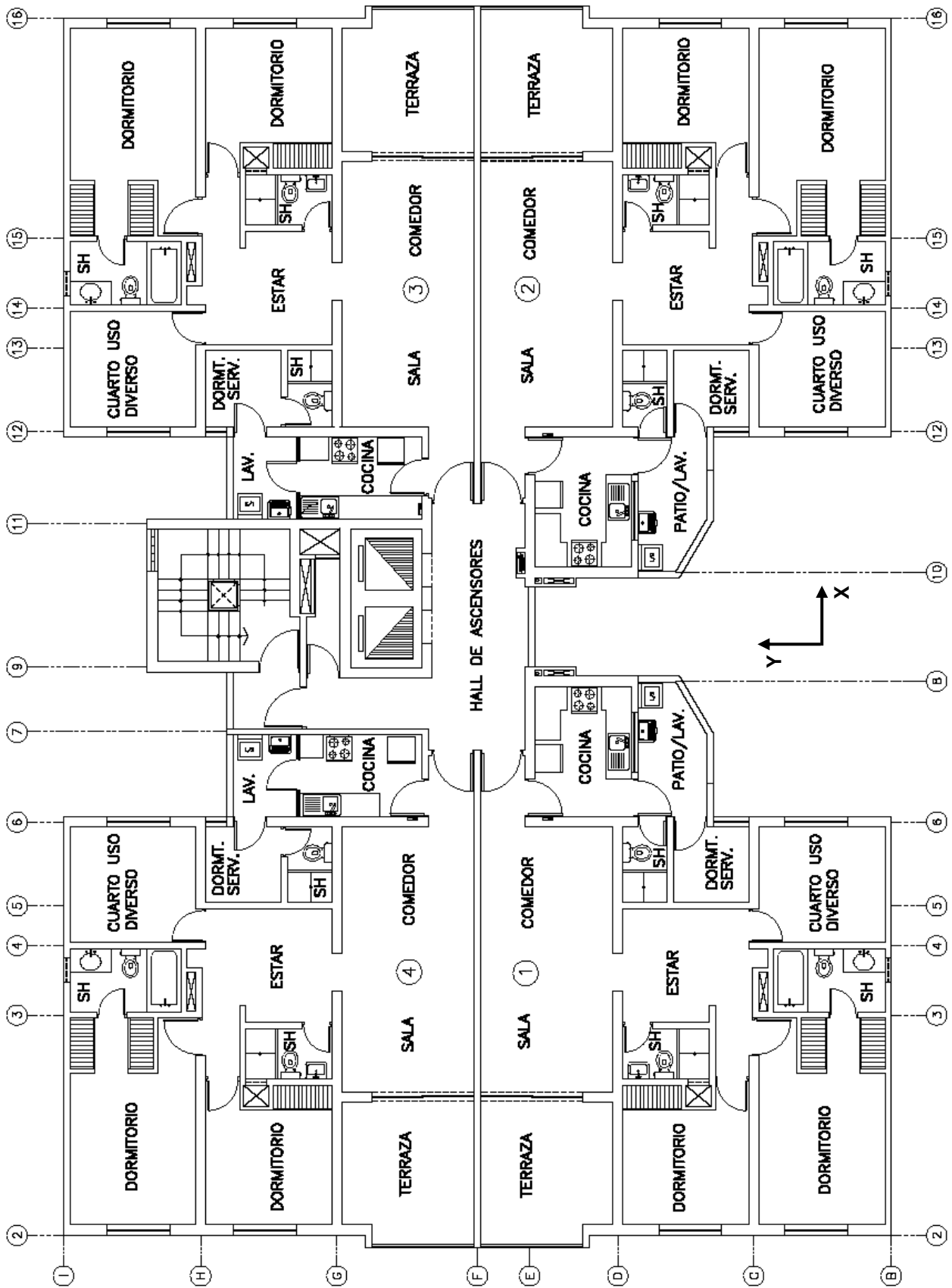


Figura 2.2.1 Arquitectura del piso típico.

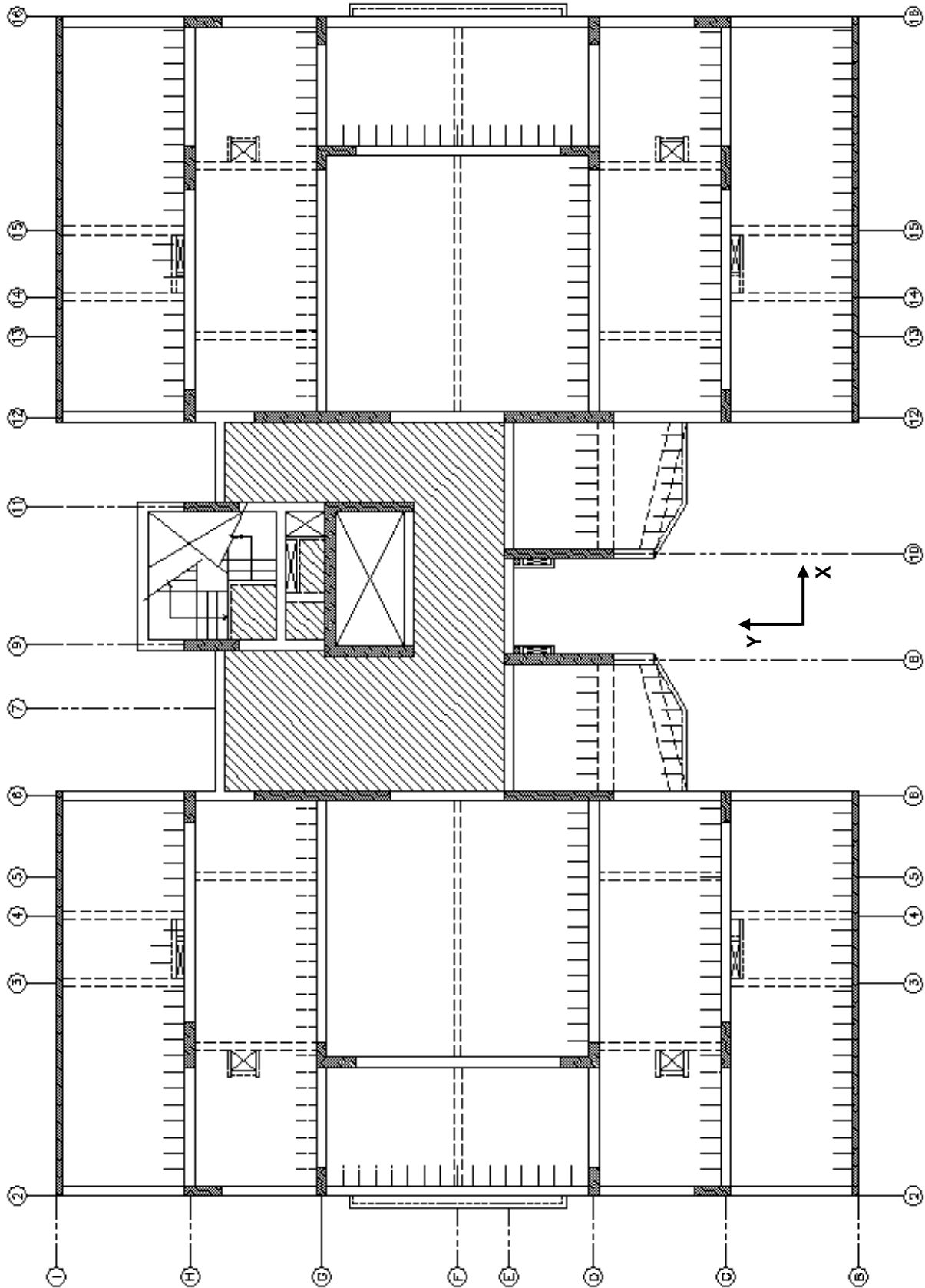


Figura 2.2.2 Estructuración del piso típico.

CAPÍTULO 3 PREDIMENSIONAMIENTO

Luego de realizar la estructuración del edificio se procede a establecer las dimensiones de los elementos siguiendo los requerimientos del RNE, cabe resaltar que estas dimensiones son tentativas y están sujetas a comprobaciones posteriores, ya sea en el análisis sísmico o en el diseño en sí.

3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas

Para asignar un espesor inicial a las losas aligeradas, existen una serie de recomendaciones brindadas por diversos autores, a continuación se muestran los espesores típicos y luces máximas usadas en nuestro medio, aplicables a losas aligeradas en una dirección:

Tabla 3.1.1 Espesores típicos y luces máximas recomendadas (Blanco, 1994).

h (m)	Peso propio aproximado (kg/m ²)	Luces máximas recomendadas (m)
0.17	280	$l_n \leq 4$
0.20	300	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq l_n \leq 7.5$

Estos espesores no son absolutos, el autor recomienda su uso para sobrecargas menores a 300 kg/m² y cuando no se cuente con una densidad importante de tabiques, caso contrario se deberán considerar espesores mayores a los señalados.

Para el caso del edificio en estudio la sobrecarga no sobrepasa los 300 kg/m² y tampoco se cuentan con luces muy extensas, excepto en los paños centrales del techo típico (ubicados entre los ejes D y G, ver figura 2.2.2), estos paños tienen una luz de 6.45 m para los cuales se usará un espesor de 25 cm, para todos los demás casos se usarán losas aligeradas de 20 cm de espesor ya que aparte de los paños antes mencionados, se tiene una luz máxima en el techo del estacionamiento de 5.5 m. Todos estos espesores deberán ser comprobados posteriormente.

3.2 Predimensionamiento de losas macizas

Para el caso de las losas macizas hay que tener en cuenta las condiciones de borde para ver si trabajan en una o dos direcciones, ya que en cada caso el comportamiento y el espesor necesario (rigidez) son muy distintos. Si una losa maciza trabaja en una dirección se consideran espesores menores en 5 cm a los indicados para losas aligeradas en una dirección.

En cambio, si una losa maciza presenta vigas peraltadas o muros en todos sus bordes, trabajará en dos direcciones, lo cual mejora su rigidez, y por ende, su resistencia. Es por esto que se pueden considerar espesores reducidos, de acuerdo a las siguientes condiciones (Blanco, 1994):

$$h = \frac{l_n}{40} \quad \text{ó} \quad h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

Para nuestro caso, en la losa más extensa (zona central del piso típico) tenemos una luz de 9m y un perímetro de 40 m. Aplicando las igualdades tenemos:

$$h = \frac{9}{40} = 0.23 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h = \frac{40}{180} = 0.22 \text{ m}$$

Además, la Norma E.060 en su artículo 21.11.4 especifica un espesor mínimo de 5 cm para elementos que actúan como diafragmas rígidos, para asegurar una distribución adecuada de las cargas laterales.

Si se aprecia la forma irregular de la losa maciza, la presencia de placas de gran rigidez en sus bordes y tomando en cuenta que no existen tabiques sobre el paño, podemos considerar un espesor menor al recomendado, el cual se deberá comprobar en el análisis sísmico y durante el cálculo del refuerzo. Se elige 15 cm como espesor de todas las losas macizas del edificio.

3.3 Predimensionamiento de vigas

Para el caso de las vigas es necesario diferenciar entre dos casos, las vigas que forman parte del sistema sismorresistente y las vigas secundarias que no forman pórticos, y por lo tanto, no reciben solicitaciones sísmicas.

3.3.1 Vigas con responsabilidad sísmica

Para el caso de las vigas sísmicas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.2 indica que la luz libre del elemento en cuestión no debe ser menor que cuatro veces su peralte. Esto es porque para luces muy pequeñas predominan las fuerzas cortantes sobre los momentos flectores, invalidando las hipótesis de diseño por flexión.

Para nuestro caso la luz crítica para dicho requerimiento es la del tramo central de la viga ubicada en el eje 6 (ver figura 2.2.2), la cual está ubicada entre dos placas de gran rigidez. La longitud de este tramo es de 2.80 m. Aplicando la desigualdad tenemos:

$$h < \frac{ln}{4} = 0.7 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h < \frac{2.80}{4} = 0.7 \text{ m}$$

Además, se recomienda considerar un peralte del orden de 1/12 a 1/10 de la luz libre (Blanco, 1994). En los ejes 2 y 16 del piso típico (ver figura 2.2.2) los tramos centrales de las vigas tienen una luz libre 6.45 m, siendo las luces máximas presentes en todo el edificio.

$$h = \frac{ln}{12} = \frac{6.45}{12} = 0.54 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h = \frac{ln}{10} = \frac{6.45}{10} = 0.65 \text{ m}$$

Visto lo anterior, se elige un peralte de 60 cm para todas las vigas peraltadas que formen parte de pórticos con responsabilidad sísmica.

En cuanto al ancho de las vigas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.3 indica que ésta no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 25 cm. Salvo que se tengan vigas de gran peralte, controlará la segunda condición. Se elige 25x60 cm para todas las vigas con responsabilidad sísmica.

3.3.2 Vigas secundarias

Dado que las vigas secundarias sólo reciben cargas de gravedad, sus dimensiones pueden ser disminuidas respecto de las especificadas para vigas sísmicas, teniendo en cuenta también la arquitectura del edificio. Para las vigas peraltadas que no formen pórticos con responsabilidad sísmica se consideran dimensiones de 20x50 cm y 25x50 cm.

Un caso especial de vigas secundarias son las vigas chatas en las cuales el peralte está definido por el espesor de la losa que las rodea y normalmente se usan cuando existe tabiquería en la dirección del armado de una losa aligerada.

En estos casos sólo se dimensiona el ancho de la viga para tratar de satisfacer el requerimiento de resistencia por fuerza cortante. La resistencia de la sección se calcula despreciando el aporte del acero, ya que normalmente en las vigas chatas sólo se usan estribos de montaje. Aunque pueden presentarse casos excepcionales donde las fuerzas cortantes sean importantes y sería necesario colocar estribos con un espaciamiento adecuadamente diseñado.

Según la Norma E.060 artículo 11.3.1.1, la resistencia nominal al corte de una sección rectangular de concreto viene dada por la siguiente expresión.

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

Donde:

V_c	= Resistencia al corte de la sección
f'_c	= Resistencia a la compresión del concreto
b_w	= Ancho de la sección
d	= Peralte efectivo

Y además sabemos que la resistencia de diseño ϕV_c debe ser mayor que la resistencia requerida V_u , con $\phi = 0.85$ para solicitaciones de corte.

$$\phi V_c \geq V_u$$

Entonces usando estas dos condiciones podemos obtener una expresión para hacer un cálculo tentativo del ancho de una viga chata:

$$b_w = \frac{V_u}{0.53 \sqrt{f'_c} d \phi}$$

Por ejemplo, en el sótano (ver plano E-06 del Anexo) se tiene una viga chata de 4.90 m de largo que carga un tabique de 15 cm de espesor y 2.55 m de alto. Considerando un peso unitario de 1.8 kg/m² para la albañilería obtenemos la fuerza cortante última:

$$V_u = \frac{1.4 \times \text{Peso}}{2} = \frac{1.4 \times 4.9 \times 0.15 \times 2.55 \times 1.8}{2} = 2.36 \text{ ton}$$

Y aplicando la expresión anterior para una losa de 20 cm de espesor (peralte efectivo = 17 cm) hallamos el ancho necesario:

$$b_w = \frac{2,360}{0.53 \sqrt{210} \times 17 \times 0.85} = 21.3 \text{ cm}$$

Por lo tanto se elige una viga chata de 20x20cm.

3.4 Predimensionamiento de columnas

Dado que el edificio en estudio está estructurado predominantemente con placas, las columnas recibirán cargas de sismo muy reducidas y su diseño estará gobernado por la carga axial que actúe sobre ellas. Para esta condición las columnas se pueden dimensionar usando la siguiente expresión (Blanco, 1994):

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

La expresión anterior tiene validez para columnas cargadas con más de 200 ton. Si una columna presenta menos carga axial se usará la siguiente expresión:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35 f'c}$$

Por otra parte, la Norma E.060 en su artículo 21.6.1.2 indica que las columnas rectangulares que formen parte del sistema sismorresistente del edificio tendrán como mínimo 25 cm en su dimensión menor.

Cabe señalar que si el edificio fuera íntegramente aporticado se tendrían que tomar en cuenta dimensiones mucho mayores para las columnas, las cuales serían estimadas y luego comprobadas en el análisis sísmico. Siguiendo estas pautas y a manera de ejemplo se procederá a dimensionar la columna C-02 del eje C. Se considerará una carga unitaria de 1 ton/m² para efectos de predimensionamiento.

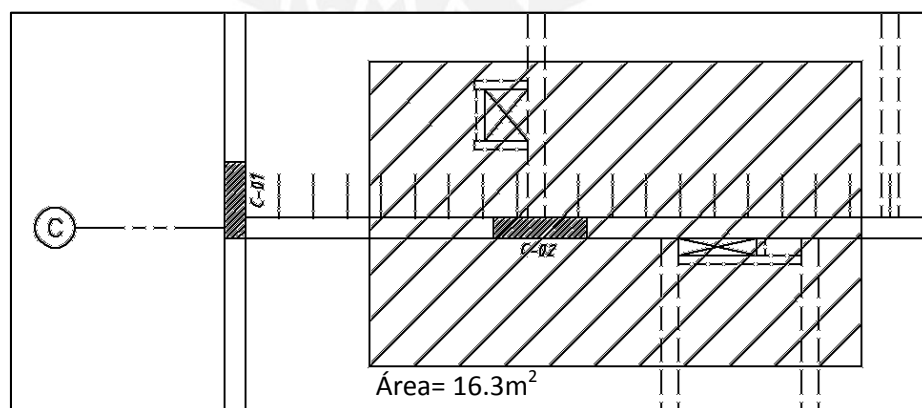


Figura 3.4.1 Área de techo que carga la columna analizada.

- Área de techo = 16.3 m²
- Peso unitario del techo = 1 ton/m²
- Número de pisos = 6
- Carga total en servicio = 16.3x1x6 = **97.80 ton**

Podemos observar que la carga axial estimada no es considerable (menor a 200 ton), por lo tanto se usa la segunda expresión para hallar el área:

$$\text{Área de columna} = \frac{97,800}{0.35 \times 210} = 1,331 \text{ cm}^2$$

Se obtiene un área de 1,331 cm², considerando que se tiene un ancho de 25 cm, se requeriría 54 cm de peralte, pero por la arquitectura se ve por conveniente considerar un peralte de 110cm. Nótese que las placas largas de los ejes B e I (ver figura 2.2.2) brindan una suficiente rigidez en la dirección X-X, por lo que para dimensionar las demás columnas se tratará de peraltarlas en la dirección Y-Y. Se eligen secciones de 25x70 cm, 25x80 cm y 25x90 cm, cuyas áreas cumplen los requerimientos iniciales recomendados, aunque igualmente están sujetas a la comprobación del análisis sísmico.

3.5 Predimensionamiento de placas (muros de corte)

Como ya se mencionó antes, la configuración del edificio en estudio hace que las cargas sísmicas sean tomadas principalmente por las placas, tomando las columnas una cantidad mínima, por lo que las dimensiones de las placas deberán ser estimadas y luego comprobadas en el análisis sísmico del edificio, convirtiéndose en un procedimiento iterativo.

Es difícil encontrar métodos específicos para estimar las dimensiones de una placa, en algunos casos el largo de una placa ya viene dado desde la estructuración del edificio y habría que preocuparse sólo por el espesor, en otros casos se puede probar cambiando ambas dimensiones de manera iterativa, mucho dependerá del criterio y la experiencia del diseñador.

Sin embargo la Norma E.060 nos brinda algunas indicaciones que podemos seguir para establecer algunas dimensiones tentativas. En su artículo 21.9.3.2 señala que el espesor de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura de los elementos que le proporcionan apoyo lateral, ni menor de 15 cm, salvo que el edificio sea de muros de ductilidad limitada, en donde se puede considerar 10 cm de espesor mínimo, el cual no es nuestro caso.

Asimismo el artículo 21.9.3.4 trata sobre las placas que se convierten en muros de contención en los sótanos, para las cuales se deberá considerar como mínimo 20 cm de espesor.

Para el caso particular de nuestro edificio la distancia entre apoyos laterales de las placas corresponde a la altura de piso a piso, la cual es de 2.75 m. El espesor mínimo para esta condición será:

$$e_{min} = \frac{ln}{25} = \frac{2.75}{25} = 11 \text{ cm}$$

Entonces de acuerdo a la Norma E.060 controlará el espesor mínimo de 15 cm.

Nótese además que al tener vigas de 25 cm de ancho en los pórticos con responsabilidad sísmica, el ancho de las placas que sirvan de apoyo para estas vigas deberá ser como mínimo de 25 cm, caso contrario sería imposible tener un anclaje adecuado del refuerzo.

Por lo tanto, considerando que las placas tomarán gran cantidad de carga por sismo y que se tienen vigas sísmicas de 25 cm de ancho, se tomará como espesor inicial para el análisis sísmico 25 cm en todas las placas, excepto las placas largas de los ejes B e I (ver figura 2.2.2),

a las cuales se les asignará el espesor mínimo de 15cm ya que cuentan con una gran rigidez en la dirección X-X y no forman pórticos. Sin embargo, estas placas cuando se encuentran en el sótano sirven además como muros de contención, por lo tanto se aumentará el espesor a 20 cm sólo para el sótano. Se considerarán espesores de 20 y 25 cm para los demás muros de contención.

3.6 Predimensionamiento de la cisterna

El Reglamento Nacional de Edificaciones, en su capítulo IS.010 referente a Instalaciones Sanitarias, nos brinda las pautas necesarias para calcular la capacidad de las cisternas en edificaciones.

En el artículo 6° se indica que los edificios multifamiliares deberán tener una dotación de agua para consumo humano de acuerdo con el número de dormitorios de cada departamento, según la siguiente tabla.

Tabla 3.6.1 Dotación de agua por departamento según la Norma IS.010.

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento (L/d)
1	500
2	850
3	1,200
4	1,350
5	1,500

Además en el artículo 15° se señala que el almacenamiento de agua para combatir incendios debe ser de por lo menos 25 m³.

Como se mencionó antes en la descripción del proyecto, el edificio sólo cuenta con una cisterna y un sistema de bombeo. En el artículo 8° se indica que cuando el edificio sólo cuenta con una cisterna como medio de almacenamiento, ésta tendrá una capacidad de por lo menos la dotación diaria del edificio, con un mínimo de 1,000 litros.

El edificio cuenta en total con 22 departamentos de 3 dormitorios, por cada departamento se necesitarán 1,200 litros por día (1.2 m³). Por lo tanto, la dotación total necesaria será:

$$\text{Dotación} = 22 \times 1.2 + 25 = 51.4 \text{ m}^3$$

Entonces la capacidad mínima de la cisterna será de 51.4 m³. De acuerdo a la arquitectura del edificio, se destinan 17.8 m² para la habilitación de la cisterna. Considerando una altura libre de 0.50 m entre el nivel del agua y el techo tenemos:

$$\text{Altura} = \frac{51.4}{17.8} + 0.5 = 2.9 \text{ m}$$

Por lo tanto la altura de piso a techo en la cisterna será de 2.90 m.

CAPÍTULO 4 METRADO DE CARGAS

Para diseñar un elemento estructural necesitamos conocer y estimar la magnitud de las cargas de gravedad y de sismo que obrarán sobre éste. La Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones nos brinda las condiciones a tener en cuenta para analizar y calcular las cargas de gravedad.

4.1 Consideraciones generales

La Norma E.020 en su sección 1.3 define dos tipos de carga de gravedad:

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

Por lo tanto, para calcular la carga muerta que actúa sobre un elemento necesitamos saber el peso propio del elemento y el peso de los elementos que soporta. En el Anexo 1 de la Norma E.020 se presenta una tabla con los pesos unitarios de diversos materiales y elementos. Para el propósito del presente trabajo utilizaremos los siguientes:

Tabla 4.1.1 Pesos unitarios de materiales según la Norma E.020.

Materiales	Peso unitario (kg/m ³)
Albañilería de unidades sólidas	1,800
Albañilería de unidades huecas	1,350
Concreto simple de grava	2,300
Concreto armado	2,400

Por otra parte, la Norma E.020 en su sección 3.2.1 especifica todos los valores de carga viva repartida en los pisos, las cuales dependen del uso de la edificación. En la siguiente tabla se muestran las cargas especificadas para el caso particular del edificio en estudio:

Tabla 4.1.2 Cargas vivas mínimas repartidas para edificios de vivienda según la Norma E.020.

Ocupación o uso	Carga viva repartida (kg/m ²)
Corredores y escaleras en viviendas	200
Garajes para parqueo exclusivo de automóviles con altura menor de 2.40 m	250

Además, para la azotea se reducirá la carga viva repartida a 100 kg/cm². Teniendo toda esta información se procede a analizar los casos particulares para cada tipo de elemento estructural.

4.2 Metrado de cargas en losas aligeradas

El metrado de losas aligeradas se realiza por vigueta. Para analizar la carga muerta que actúa sobre cada vigueta se considera el peso propio de ésta sumada al peso del piso terminado, que normalmente se toma como 100 kg/m^2 . Para la carga viva se considera un metro lineal de vigueta y se analiza la carga que actúa en esta área, vale decir, se multiplica la carga viva repartida por la separación entre las viguetas.

Si se tiene tabiquería en la dirección perpendicular al armado de la losa, se considera una carga puntual igual al producto del peso por metro lineal de la tabiquería y la separación de las viguetas. Si se tienen tabiques en la dirección del armado, éstos deben ser cargados por vigas chatas, por lo tanto no se toman en cuenta para el análisis de las losas aligeradas.

A manera de ejemplo se desarrollará el metrado para una vigueta continua de los paños que se muestra a continuación.

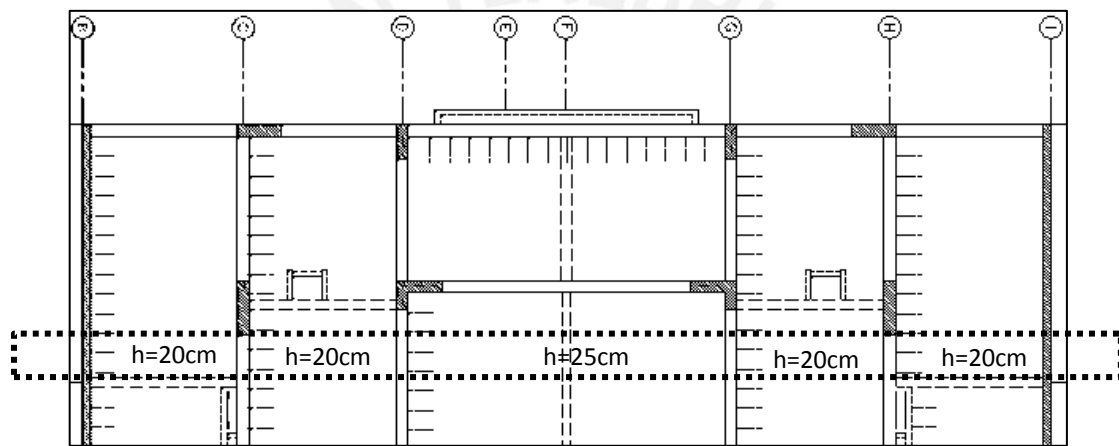


Figura 4.2.1 Vigueta a analizar para el metrado de cargas.

Tenemos:

- Peso unitario del aligerado ($h=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Peso unitario del aligerado ($h=25\text{cm}$) = 350 kg/m^2
- Peso del piso terminado = 100 kg/m^2
- Carga viva unitaria = 200 kg/m^2
- Separación entre viguetas = 0.40 m
- Tabique 1 de $e=10\text{cm}$ y $h=2.55\text{m}$, perpendicular a la losa
- Tabique 2 de $e=15\text{cm}$ y $h=2.55\text{m}$, perpendicular a la losa
- Tabique 3 de $e=15\text{cm}$ y $h=2.50\text{m}$, perpendicular a la losa y en el centro de la luz

Entonces las cargas repartidas por metro lineal que actúan sobre las viguetas serán:

- Para $h=20\text{cm}$: Carga muerta = $0.4 \times (300 + 100) = 160 \text{ kg/m}$
- Para $h=25\text{cm}$: Carga muerta = $0.4 \times (350 + 100) = 180 \text{ kg/m}$
- Para ambos peraltes: Carga viva = $0.4 \times 200 = 80 \text{ kg/m}$

Las cargas puntuales provenientes de los tabiques serán:

- Tabique 1: $P_1 = 0.10 \times 0.4 \times 2.55 \times 1,800 = 184 \text{ kg}$
- Tabique 2: $P_2 = 0.15 \times 0.4 \times 2.55 \times 1,800 = 275 \text{ kg}$
- Tabique 3: $P_3 = 0.15 \times 0.4 \times 2.50 \times 1,800 = 270 \text{ kg}$

En la siguiente figura se muestra la distribución de todas las cargas calculadas en estado de servicio.

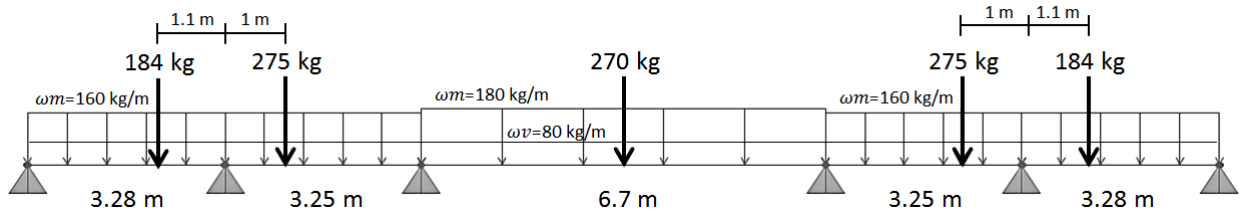


Figura 4.2.2 Cargas actuantes en condición de servicio sobre la viga analizada.

4.3 Metrado de cargas en losas macizas

Para el caso de losas macizas el análisis es más simple. Dado que el metrado de cargas se realiza por unidad de área, se usan las cargas repartidas del peso propio de la losa, de la tabiquería, del piso terminado y de la carga viva según la Norma E.020.

A manera de ejemplo se desarrollará el metrado para la losa maciza del paño mostrado a continuación:

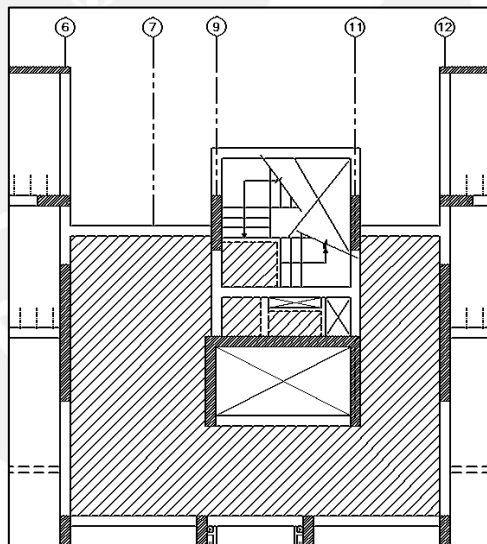


Figura 4.3.1 Losa maciza a analizar para el metrado de cargas.

Tenemos:

- Área de la losa = 44.7 m^2
- Peso unitario del concreto armado = $2,400 \text{ kg/m}^3$
- Peso propio de la losa maciza ($h=15\text{cm}$) = $0.15 \times 2,400 = 360 \text{ kg/m}^2$
- Peso del piso terminado = 100 kg/m^2
- Tabiques de $e=15\text{cm}$ y $h=2.60\text{m}$ repartidos sobre la losa ($\Sigma L=9.4 \text{ m}$)
- Carga viva unitaria = 200 kg/m^2

Entonces las cargas por metro cuadrado que actúan sobre la losa serán:

- Carga muerta = $360 + 100 + (0.15 \times 2.6 \times 9.4 \times 1,800 / 44.7) = 608 \text{ kg/m}^2$
- Carga viva = 200 kg/m^2

4.4 Metrado de cargas en vigas

Cuando una viga no recibe cargas de los techos, su análisis puede ser muy simple, similar al de una vigueta. Si sucede lo contrario, es necesario analizar cuánta área de techo carga cada viga para poder estimar la carga que es transmitida. A esta área se la conoce como “área tributaria”.

La forma del área tributaria dependerá del armado del techo. Si existe una sola dirección de armado, el área tributaria tiene una forma rectangular simple de analizar. Pero si el techo está armado en dos direcciones, las cargas se transmiten de forma diferente, pudiendo estimarlas mediante áreas tributarias en forma de trapecios y triángulos. A este procedimiento se le conoce como el “método del sobre”, y para fines prácticos es lo suficientemente preciso.

Una vez analizada esta área, la viga recibirá tanto la carga muerta como la carga viva que actúen en esta porción de techo. Además es necesario considerar el peso propio de la viga y las cargas repartidas de tabiques si es que los hubiera.

A manera de ejemplo se desarrollará el metrado para la viga V-01 ubicada en el eje H de los pisos típicos, la cual es mostrada a continuación:

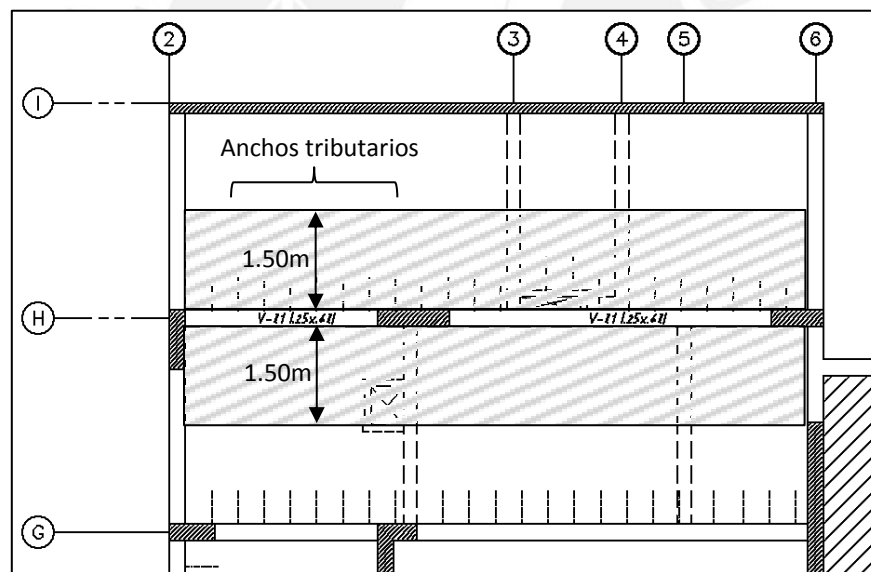


Figura 4.4.1 Viga a analizar para el metrado de cargas.

Tenemos:

- Viga de 25x60 cm.
- Tabique de $e=25\text{cm}$, ubicado sobre la viga.
- Tabiques de $e=15\text{cm}$ y $h=2.55\text{m}$, ubicados sobre el área tributaria ($\Sigma L=8.7\text{ m}$)
- Ancho tributario total = 3 m
- Peso unitario del concreto armado = $2,400\text{ kg/m}^3$
- Peso unitario del aligerado ($h=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Peso del piso terminado = 100 kg/m^2
- Carga viva unitaria = 200 kg/m^2

Calculando:

- Peso propio de la viga = $0.25 \times 0.60 \times 2,400 = 360 \text{ kg/m}$
- Peso unitario del tabique de 25cm = $0.25 \times 2.55 \times 1,800 = 1,148 \text{ kg/m}$
- Peso unitario de los tabiques de 15cm = $0.15 \times 2.55 \times 1,800 = 689 \text{ kg/m}$
- Peso de los tabiques repartidos sobre el área tributaria = $689 \times 8.7 / (3 \times 9.5) = 210 \text{ kg/m}^2$

Finalmente, las cargas distribuidas que actúan sobre la viga son:

- Carga muerta = $3 \times (300 + 100 + 210) + 360 + 1,148 = \mathbf{3,338 \text{ kg/m}}$
- Carga viva = $3 \times 200 = \mathbf{600 \text{ kg/m}}$

4.5 Metrado de cargas en columnas y placas

Dado que las columnas y placas reciben las cargas de todos los elementos del techo, su análisis es un compendio de los procedimientos antes mencionados. El concepto del “área tributaria” es aplicable y muy útil. A manera de ejemplo se desarrollará el metrado para la columna C-02 (ver figura 3.4.1), la cual se pre-dimensionó en el Capítulo 3.

Tenemos:

- Vigas de 25X60 cm
- Columna de 25X110 cm
- Altura de piso a piso = 2.75 m
- Tabiques de $e=15\text{cm}$ y $h=2.55\text{m}$, repartidos sobre el área tributaria ($\Sigma L=7.7\text{m}$)
- Tabiques de $e=25\text{cm}$ y $h=2.55\text{m}$, repartidos sobre el área tributaria ($\Sigma L=2.5 \text{ m}$)
- Área tributaria = 15.8 m^2
- Longitud de vigas en área tributaria = 3.9 m
- Peso unitario del concreto armado = $2,400 \text{ kg/m}^3$
- Peso unitario del aligerado ($h=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Peso del piso terminado = 100 kg/m^2
- Carga viva unitaria (piso típico) = 200 kg/m^2
- Carga viva unitaria (azotea) = 100 kg/m^2

Calculando:

- Área de techo = $15.8 - (0.25 \times 3.9) - (0.25 \times 1.1) = 14.55 \text{ m}^2$
- Peso propio de la losa aligerada = $14.55 \times (300 + 100) = 5,820 \text{ kg}$
- Peso propio de las vigas = $0.25 \times 0.60 \times 3.9 \times 2,400 = 1,404 \text{ kg}$
- Peso de los tabiques = $(0.15 \times 2.55 \times 7.7 + 0.25 \times 2.55 \times 2.5) \times 1,800 = 8,170 \text{ kg}$
- Peso propio de la columna = $0.25 \times 1.1 \times 2.75 \times 2400 = 1,815 \text{ kg}$
- Carga viva (piso típico) = $14.55 \times 200 = 2,910 \text{ kg}$
- Carga viva (azotea) = $15.8 \times 100 = 1,580 \text{ kg}$

Para el piso típico tenemos:

- Carga muerta = $5,820 + 1,404 + 8,170 + 1,815 = 17,209 \text{ kg}$
- Carga viva = $2,910 \text{ kg}$

Para la azotea tenemos:

- Carga muerta = $5,820 + 1,404 + 1,815 = 9,039 \text{ kg}$
- Carga viva = $1,580 \text{ kg}$

Finalmente, considerando 5 pisos típicos y azotea, hallamos las cargas totales:

- Carga muerta total = $5 \times 17,209 + 9,039 = \mathbf{95,084 \text{ kg}}$
- Carga viva total = $5 \times 2,910 + 1,580 = \mathbf{16,130 \text{ kg}}$

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS SÍSMICO

Nuestro país está ubicado en una zona sísmica, por lo que es indispensable analizar el desempeño que tendrán las estructuras durante un evento sísmico. Se sabe que los desplazamientos laterales son los que dañan a las estructuras, es por eso que se trata de controlar dichos desplazamientos. Por lo tanto, es muy importante y obligatorio cumplir con los requerimientos de la Norma E.030.

5.1 Generalidades

La Norma E.030 en su Artículo 3 describe la filosofía del diseño sismorresistente:

- Evitar pérdidas de vidas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a las propiedades

Para lograr un diseño eficiente, acorde con la importancia de la edificación, la Norma E.030 señala los siguientes principios del diseño sismorresistente:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.

5.2 Análisis preliminar

5.2.1 Zonificación

La Norma E.030 en su Artículo 5, basada en la observación de la actividad sísmica durante varios años, divide el territorio nacional en las siguientes zonas:



Figura 5.2.1.1 Zonas sísmicas según la Norma E.030.

Además, se asigna un factor de zona "Z" a cada zona sísmica del territorio nacional. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla 5.2.1.1 Valores del factor de zona según la Norma E.030.

Zona	Factor de zona "Z"
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Para nuestro caso, el edificio se encuentra ubicado en Magdalena del Mar, ciudad de Lima, le corresponde una factor **Z = 0.4**.

5.2.2 Condiciones geotécnicas

Para efectos del análisis sísmico, la Norma E.030 en su Artículo 6 clasifica a los suelos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. A cada tipo de suelo le corresponde un factor de amplificación "S" y un valor para la plataforma del espectro de aceleraciones "T_p".

Tabla 5.2.2.1 Parámetros del suelo según la Norma E.030.

Tipo	Descripción	T _p (s)	S
S ₁	Rocas o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S ₂	Suelos intermedios	0.6	1.2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S ₄	Condiciones excepcionales	-	-

En el caso de tener un suelo con condiciones excepcionales, los valores de T_p y S serán establecidos por el especialista, pero no podrán ser menores que los especificados para el tipo S₃. En nuestro caso, según el estudio de suelos del proyecto se tiene un suelo rígido formado principalmente por grava, característico de la zona de Magdalena, Miraflores y San Isidro. Entonces los factores para el análisis sísmico serán **T_p = 0.4** y **S = 1.0**.

5.2.3 Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica "C" indica la amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo. La Norma E.030 en su Artículo 7 define este factor como:

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

Donde T es el periodo de la estructura, el cual definiremos en el análisis modal.

5.2.4 Categoría de la edificación

La Norma E.030 en su Artículo 10 define el coeficiente de uso e importancia "U" según la clasificación de la edificación. Las edificaciones se clasifican en esenciales, importantes, comunes y menores. Según las condiciones descritas en la Norma E.030, el edificio en estudio clasifica como una edificación común (categoría C), ya que está destinada a vivienda. El factor de uso e importancia correspondiente es **U = 1.0**.

5.2.5 Sistema estructural

Según la Norma E.030, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. Además, mientras el sistema estructural de un edificio cuenta con más ductilidad y sobre-resistencia, es factible reducir las fuerzas sísmicas de diseño para lograr un diseño más eficiente. La Norma

E.030 en su Artículo 12 define el coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R” según el sistema estructural que presente el edificio, así:

Tabla 5.2.5.1 Valores del coeficiente de reducción “R” según la Norma E.030.

Material	Sistema estructural	R (para estructuras regulares)
Acero	Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
	Arriostres excéntricos	6.5
	Arriostres en cruz	6
Concreto armado	Pórticos	8
	Dual	7
	De muros estructurales	6
	Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería	Albañilería armada o confinada	3
Madera	Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Para nuestro caso, según la estructuración realizada en el Capítulo 2, observamos la predominancia de las placas (muros estructurales) en ambos sentidos. Por lo tanto el valor del factor de reducción correspondiente será $R = 6$, para ambas direcciones. Cabe resaltar que para considerar un sistema de muros estructurales, por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base deberá ser tomado por las placas, lo cual se deberá comprobar más adelante en el análisis dinámico.

5.2.6 Configuración estructural

Nótese que los valores de “R” mostrados en la tabla anterior corresponden a estructuras regulares. Cuando una estructura presenta irregularidad, ya sea en planta o en altura, puede ver afectado su desempeño sísmico respecto a estructuras regulares del mismo sistema estructural, por lo que las fuerzas sísmicas se reducen menos con el fin de considerar dichos efectos. En su Artículo 11 la Norma E.030 indica las características de una estructura irregular, a continuación se muestra las irregularidades en planta que presenta el edificio.

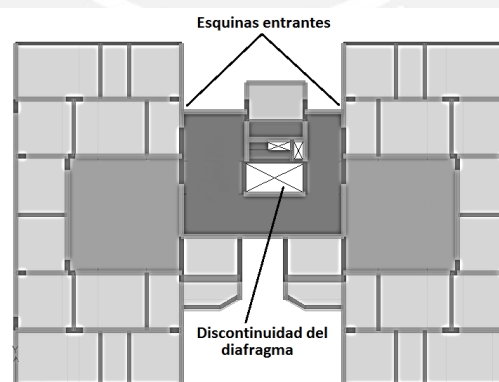


Figura 5.2.6.1 Irregularidad en planta del edificio.

El edificio no presenta irregularidades en altura, pero al ser irregular en planta es necesario establecer un valor de “R” adecuado. La Norma E.030 indica que para estructuras irregulares se toma el 75% del factor de reducción “R” correspondiente al de una estructura regular. En nuestro caso el factor de reducción para el análisis será el 75% de 6, $R_{\text{Análisis}} = 4.5$, para ambas direcciones.

5.3 Análisis Modal

Antes de realizar el análisis sísmico de un edificio es necesario conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales, ya que de estas características dependerá su respuesta durante un evento sísmico. Cabe señalar que el análisis modal es independiente de las cargas que actúan sobre el edificio, y depende, entre otras, de la rigidez y ubicación de los elementos que conforman el sistema estructural.

5.3.1 Modelo para el análisis

Para analizar el edificio se usó el programa ETABS Nonlinear v9.5.0. Este modelo servirá para realizar el análisis modal, el análisis dinámico y el análisis estructural del edificio. Respecto a la elaboración del modelo es importante apuntar:

- Se consideró un solo diafragma para cada piso, asignando 3 grados de libertad a cada piso. Se tendrán 6 diafragmas y 18 modos en total.
- Se restringió el movimiento lateral en la base del primer piso.
- No se consideró el estacionamiento, ya que en la estructuración se vio por conveniente aislarla del edificio mediante una junta.
- Debido a que el suelo tiene buena capacidad portante, se empotraron todas las columnas y placas en sus bases.
- La carga muerta se asigna secuencialmente para simular el proceso constructivo del edificio. El programa tiene una opción para este fin.
- No se consideró el aporte de la masa del sótano.

A continuación se presentan algunas vistas del modelo:

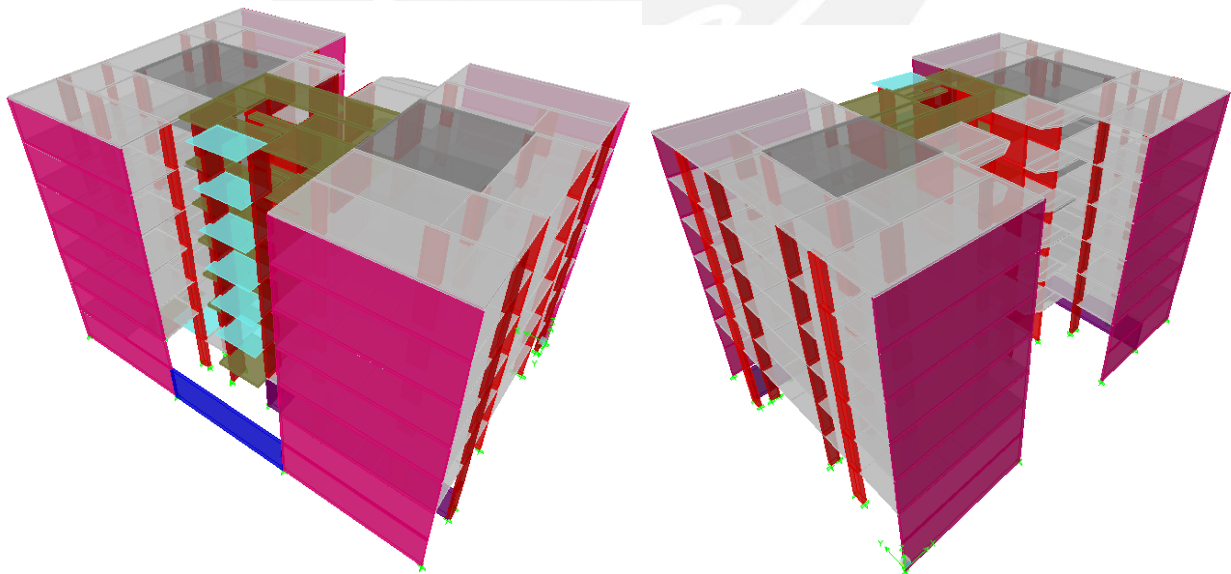


Figura 5.3.1.1 Vistas en 3D del modelo estructural.

5.3.2 Análisis de resultados

Del análisis modal tenemos los siguientes resultados.

Tabla 5.3.2.1 Resultados del análisis modal.

Modo	Periodo (s)	Participación en X-X (%)	Participación en Y-Y (%)
1	<u>0.447</u>	0.0	<u>72.8</u>
2	0.264	1.6	0.0
3	<u>0.252</u>	<u>70.1</u>	0.0
4	0.113	0.0	16.0
5	0.068	0.0	0.0
6	0.063	20.8	0.0
7	0.050	0.0	6.2
8	0.034	0.0	0.0
9	0.031	4.7	0.0
10	0.030	0.0	3.0
11	0.023	0.0	0.0
12	0.022	1.7	0.0
13	0.021	0.0	1.5
14	0.018	0.0	0.0
15	0.017	0.7	0.0
16	0.016	0.0	0.5
17	0.015	0.0	0.0
18	0.014	0.4	0.0

Los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura. Se observa que para X-X el periodo 0.25 s presenta un porcentaje de 70.1%, y para Y-Y el periodo 0.45 s presenta un porcentaje de 72.8%, siendo los más importantes. A priori se puede ver que los periodos son coherentes con el sistema estructural ya que si se observa la abundante presencia de placas en X-X, es de esperarse que en esta dirección se presente un periodo menor que en Y-Y, donde la presencia de placas es menor.

Tabla 5.3.2.2 Periodos fundamentales de la estructura.

Dirección	Periodo T (s)
X-X	0.252
Y-Y	0.447

5.4 Análisis estático

Según el Artículo 17 la Norma E.030, el Análisis Estático es un método que representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Cabe mencionar que este método pierde precisión en estructuras más elevadas. El Artículo 14.2 indica que se podrá diseñar con el análisis estático estructuras regulares de no más de 45 m y estructuras irregulares de no más de 15 m.

Para proceder con el análisis es necesario conocer los diversos parámetros antes estudiados, pero además es necesario conocer el peso de la estructura.

5.4.1 Peso del edificio

En el inciso 16.3 de la Norma E.030 se explica la forma de calcular el peso del edificio para efectos del análisis estático, la cual depende de la categoría del edificio. Como antes se mencionó, el edificio pertenece a la categoría C, para la cual la Norma E.030 indica tomar el 25% de la carga viva, además de las cargas permanentes.

Tabla 5.4.1.1 Cálculo del peso del edificio para el análisis estático.

Nivel	Carga muerta (ton)	Carga viva (ton)	Carga muerta + 25% Carga viva (ton)
Piso 1	626	92.7	649.2
Piso 2	626	92.7	649.2
Piso 3	626	92.7	649.2
Piso 4	626	92.7	649.2
Piso 5	626	92.7	649.2
Azotea	387	46.4	398.6
			P = 3,645 ton

5.4.2 Fuerza cortante en la base

Según el inciso 17.3 de la Norma E.030, la fuerza cortante en la base, correspondiente a cada dirección, se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Donde el valor mínimo para C/R debe ser:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

En nuestro caso, para cada dirección tenemos:

Tabla 5.4.2.1 Cálculo de la fuerza cortante en la base para el análisis estático.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
T_p	0.4	0.4
T	0.252	0.447
Z	0.4	0.4
U	1	1
C_{Calculado} (C=2.5xT_p/T)	4.0	2.24
C_{Diseño} (C ≤ 2.5)	2.5	2.24
S	1	1
R	4.5	4.5
¿C/R > 0.125?	0.56 (Ok)	0.50 (Ok)
ZUCS/R	0.222	0.199
P (ton)	3,645	3,645
V (ton)	810	725

5.5 Análisis dinámico

El análisis dinámico es un procedimiento más completo para analizar sísmicamente una estructura. La Norma E.030 en su inciso 14.1, indica que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados del análisis dinámico.

Según la Norma E.030 existen dos formas de realizar el análisis dinámico: por medio de procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo-historia. La Norma E.030 también indica que para edificios convencionales puede usarse cualquiera de los dos, pero para edificios importantes necesariamente se realizará un análisis tiempo-historia. Como ya mencionamos antes, el edificio en estudio clasifica como una edificación común, por lo tanto realizamos un análisis de combinación espectral.

Al modelo ya definido en el análisis modal se le asigna un caso de carga en cada dirección, definido por el espectro de diseño que estipula la Norma E.030. Además, al definir dichos casos de cargas, se asigna una excentricidad accidental debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel. La Norma E.030, en su inciso 18.2.e, indica un valor del 5% de la dimensión en la dirección perpendicular al análisis.

5.5.1 Aceleración espectral

La Norma E.030 en su inciso 18.2.b indica que se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

Reemplazando los valores antes hallados, hallamos S_a en función de T :

$$S_a = \frac{0.4 \times 1 \times 1}{4.5} \times \frac{2.5 \times 0.4}{T} \times 9.81 = \frac{0.872}{T}$$

Pero: $C \leq 2.5$, por lo tanto: $S_a \leq 2.18$.

Entonces, para el análisis dinámico asistido por computador se define el siguiente espectro.

Tabla 5.5.1.1 Valores de T vs. S_a del espectro de diseño.

T (s)	S_a (m/s ²)
0.00	2.180
0.10	2.180
0.20	2.180
0.30	2.180
0.40	2.180
0.50	1.744
0.60	1.453
0.70	1.246
0.80	1.090
0.90	0.969
1.00	0.872
1.10	0.793
1.20	0.727
1.30	0.671
1.40	0.623
1.50	0.581
1.60	0.545
1.70	0.513
1.80	0.484
1.90	0.459
2.00	0.436

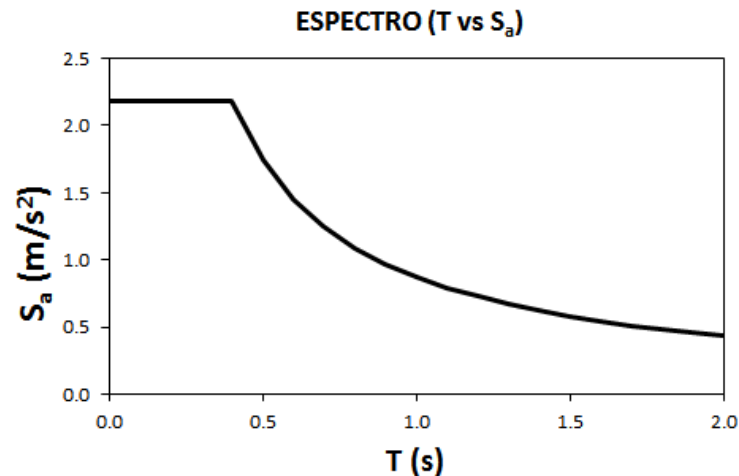


Figura 5.5.1.1 Curva de los valores del espectro de diseño.

5.5.2 Estimación de la respuesta máxima

La Norma E.030 indica el uso de la “combinación cuadrática completa” para el cálculo de la respuesta máxima esperada (r), tanto para las fuerzas internas como para los parámetros globales de fuerzas y desplazamientos.

En su inciso 18.2.c señala: La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Asimismo, la Norma E.030 aclara que se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de masa total de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis.

5.5.3 Fuerza cortante mínima en la base

Una vez realizado el análisis dinámico se obtuvieron las siguientes respuestas máximas de fuerzas cortantes.

Tabla 5.5.3.1 Fuerzas cortantes basales resultantes del análisis dinámico.

Nivel	Sismo en X-X		Sismo en Y-Y	
	Vx (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)
Azotea	135.82	1.29	1.57	123.51
Piso 5	307.61	3.20	3.74	274.88
Piso 4	428.60	4.82	5.35	387.12
Piso 3	515.10	6.09	6.43	468.74
Piso 2	574.08	6.93	7.04	521.49
Piso 1	603.27	7.27	7.27	544.24

La Norma E.030 en su inciso 18.2.c señala que la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructurales regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. De no cumplir con esta condición será necesario escalar todas fuerzas obtenidas para obtener las fuerzas de diseño. En nuestro caso, para una estructura irregular se tiene:

Tabla 5.5.3.2 Comprobación de la fuerza cortante mínima en la base.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
$V_{\text{Dinámico}} \text{ (ton)}$	603	544
$90\% V_{\text{Estático}} \text{ (ton)}$	729	653
$f = 90\% V_{\text{Estático}} / V_{\text{Dinámico}}$	1.21	1.20

Como se ve, no se cumple con la condición de fuerza cortante mínima en la base, por lo que para diseñar los elementos estructurales será necesario amplificar todas las fuerzas y momentos por 1.21 en la dirección X-X y por 1.20 en la dirección Y-Y.

También es necesario calcular qué cantidad de la fuerza cortante es tomada por las placas, para comprobar que el valor asumido de R para el análisis sea coherente con los resultados.

Tabla 5.5.3.3 Comprobación del sistema estructural asumido.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
$V_{\text{Dinámico}} \text{ (ton)}$	603	544
$V_{\text{Placas}} \text{ (ton)}$	596	483
$V_{\text{Placas}} / V_{\text{Dinámico}} \text{ (\%)}$	99%	89%

Para considerar un sistema de muros estructurales, las placas deben tomar como mínimo el 80% de la fuerza cortante en la base. Como se observa en la tabla, se cumple dicha condición, por lo que el valor de R asumido para el análisis es coherente con los resultados.

5.5.4 Control de desplazamientos laterales

Para calcular los desplazamientos laterales, según lo estipula la Norma E.030 en su inciso 16.4, se multiplican por 0.75R los desplazamientos obtenidos como respuesta máxima elástica del análisis dinámico. Esto se hace para estimar los efectos de la incursión en el rango inelástico de la estructura durante un sismo severo.

Tabla 5.5.4.1 Control de desplazamientos para la dirección X-X.

Nivel	Deriva de entrepiso (‰)	Deriva x 0.75R (‰)	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento acumulado (cm)
Piso 1	0.172	0.581	2.75	0.16	0.16
Piso 2	0.314	1.060	2.75	0.29	0.45
Piso 3	0.389	1.313	2.75	0.36	0.81
Piso 4	0.429	1.448	2.75	0.40	1.21
Piso 5	0.432	1.458	2.75	0.40	1.61
Azotea	0.406	1.370	2.75	0.38	1.99

Tabla 5.5.4.2 Control de desplazamientos para la dirección Y-Y.

Nivel	Deriva de entrepiso (‰)	Deriva x 0.75R (‰)	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento acumulado (cm)
Piso 1	0.426	1.438	2.75	0.40	0.40
Piso 2	0.920	3.105	2.75	0.85	1.25
Piso 3	1.124	3.794	2.75	1.04	2.29
Piso 4	1.149	3.878	2.75	1.07	3.36
Piso 5	1.061	3.581	2.75	0.98	4.34
Azotea	0.927	3.129	2.75	0.86	5.20

Observamos que en la dirección X-X tenemos una deriva máxima de 1.46‰, que se da en el piso 4. Y en la dirección Y-Y tenemos en el mismo piso una deriva máxima de 3.88‰. Según lo indicado en el inciso 15.1 de la Norma E.030, la deriva máxima para un edificio de concreto armado es de 7‰. Considerando que el sistema es de muros estructurales, es de esperar que los desplazamientos estén controlados con holgura.

Para calcular la distancia de la junta de separación sísmica (s) la Norma E.030 brinda tres criterios en su inciso 15.2. Se toma el mayor de los 3:

- $s \geq 3\text{ cm}$
- $s = 3 + 0.004 \times (h - 500) = 3 + 0.004 \times (1650 - 500) = 7.6\text{ cm}$

El tercer criterio no es aplicable puesto que no se tiene información sobre los desplazamientos de las edificaciones vecinas.

Además la Norma E.030 señala que el edificio se retirará de las edificaciones adyacentes distancia no menores a los $2/3$ del desplazamiento máximo inelástico, ni menores que $s/2$. Del análisis modal se obtiene un desplazamiento inelástico máximo de 16 cm.

- $\text{Retiro} = \frac{2}{3} D_{\text{máximo}} = \frac{2}{3} \times 16 = 10\text{ cm}$
- $\text{Retiro} = 7.6/2 = 3.8\text{ cm}$

Por lo tanto la distancia de retiro mínima es de **10 cm**.

5.5.5 Control de los efectos de segundo orden (P-Delta)

Dado que los factores de escalamiento hallados en 5.5.3 incrementan en más del 10% las fuerzas internas de los elementos, es necesario comprobar que los efectos de segundo orden no sean significativos.

La Norma E.030 en su artículo 16.5 define el coeficiente de estabilidad Q . Si el valor de Q es mayor a 0.1, entonces es necesario realizar un análisis especial de los efectos de segundo orden.

$$Q = \frac{N_i \Delta_i}{V_i h e_i R}$$

Donde:

- N_i = Fuerza axial de entrepiso
- Δ_i = Desplazamiento de entrepiso
- V_i = Fuerza cortante de entrepiso
- $h e_i$ = Altura de entrepiso
- R = Factor de reducción de fuerza sísmica

Tabla 5.5.5.1 Control de los efectos de segundo orden.

Nivel	$h e_i$ (m)	N_i (ton)	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
			Δ_i (cm)	V_i (ton)	Q	Δ_i (cm)	V_i (ton)	Q
Azotea	2.75	399	0.38	136	0.0009	0.86	124	0.0020
Piso 5	2.75	1,048	0.40	308	0.0011	0.98	275	0.0027
Piso 4	2.75	1,697	0.40	429	0.0013	1.07	387	0.0034
Piso 3	2.75	2,346	0.36	515	0.0013	1.04	469	0.0038
Piso 2	2.75	2,995	0.29	574	0.0012	0.85	521	0.0036
Piso 1	2.75	3,645	0.16	603	0.0008	0.40	544	0.0020

Como vemos, se obtiene valores de Q muy lejanos a 0.1, por lo tanto según lo dispuesto en la Norma E.060 no es necesario tomar en cuenta los efectos de segundo orden en el análisis. En este tema se ahondará en el Capítulo 9 referente al diseño de columnas.

5.5.6 Estabilidad al volteo

Según el artículo 21 de la Norma E.030, el factor de seguridad por volteo debe ser como mínimo 1.5. Esto quiere decir que el momento resistente producido por la fuerza normal en la base debe ser como mínimo 1.5 veces el momento actuante del sismo. Podemos hallar el factor de seguridad así:

$$F.S. = \frac{N \times e_{m\acute{a}x}}{M_{sismo}}$$

Donde $e_{m\acute{a}x}$ es la excentricidad máxima que se puede presentar, normalmente es la distancia del centro de masa al extremo del edificio. Del análisis dinámico tenemos:

Tabla 5.5.6.1 Comprobación de la estabilidad del edificio al volteo.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
M_{sismo} (ton-m)	6,863	6,200
N (ton)	3,645	3,645
e_{máx}(m)	25	10
F.S.	13.3	5.9

Se observa que los factores de seguridad hallados son mayores a 1.5, por lo tanto cumplen con los requerimientos de la Norma E.030.

5.5.7 Análisis considerando una conexión flexible

El edificio presenta una considerable reducción en planta, la cual da lugar a la formación de una conexión flexible entre los dos bloques donde se encuentran los departamentos. Por lo tanto se debe verificar que el modelo asumido con un solo diafragma rígido se ajuste al comportamiento del edificio considerando dos diafragmas independientes unidos mediante una viga ancha. Se compararán los periodos fundamentales y los desplazamientos obtenidos para cada modelo, asimismo se verificará la conexión por fuerza cortante. A continuación se presenta un esquema del modelo considerando una conexión flexible al centro.

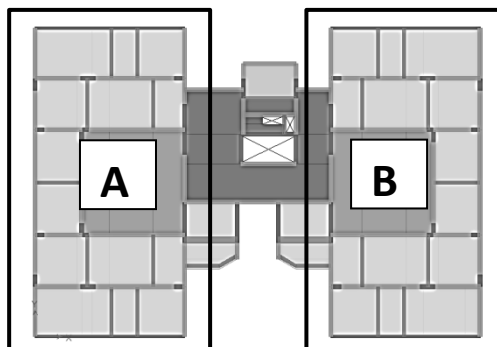


Figura 5.5.7.1 Diafragmas asumidos para analizar la conexión flexible.

Realizando el análisis modal, se obtuvo los siguientes resultados para los periodos fundamentales y sus porcentajes de masa efectiva, en cada dirección.

Tabla 5.5.7.1 Comparación entre los periodos fundamentales obtenidos para cada modelo.

Dirección	Modelo con dos diafragmas		Modelo asumido con un diafragma		Discrepancia entre periodos
	Periodo T (s)	Participación (%)	Periodo T (s)	Participación (%)	
X-X	0.256	68.4	0.252	70.1	2%
Y-Y	0.424	73.6	0.447	72.8	5%

Se observa que la diferencia entre los periodos de cada modelo no es considerable, teniendo una diferencia máxima del 5%, por lo que se concluye que los parámetros de los modos de vibración asumidos para el análisis sísmico se ajustan al comportamiento con diafragmas independientes. Se obtuvo los siguientes resultados para las derivas de entrepiso.

Tabla 5.5.7.2 Comparación de derivas inelásticas para la dirección X-X.

Nivel	Deriva inelástica en A (‰)	Deriva inelástica en B (‰)	Deriva inelástica con un diafragma (‰)	Diferencia entre A y diafragma único	Diferencia entre B y diafragma único
Piso 1	0.591	0.597	0.581	2%	3%
Piso 2	1.077	1.090	1.060	2%	3%
Piso 3	1.326	1.347	1.313	1%	3%
Piso 4	1.465	1.488	1.448	1%	3%
Piso 5	1.478	1.499	1.458	1%	3%
Azotea	1.387	1.411	1.370	1%	3%

Tabla 5.5.7.3 Comparación de derivas inelásticas para la dirección Y-Y.

Nivel	Deriva inelástica en A (‰)	Deriva inelástica en B (‰)	Deriva inelástica con un diafragma (‰)	Diferencia entre A y diafragma único	Diferencia entre B y diafragma único
Piso 1	1.468	1.441	1.438	2%	0%
Piso 2	3.065	3.017	3.105	1%	3%
Piso 3	3.632	3.578	3.794	4%	6%
Piso 4	3.697	3.639	3.878	5%	6%
Piso 5	3.416	3.363	3.581	5%	6%
Azotea	3.007	2.963	3.129	4%	5%

Se observa que en la dirección X-X, las diferencias entre las derivas de cada bloque y la deriva del diafragma en el modelo asumido son mínimas. En la dirección Y-Y, se observa que las diferencias crecen en alguna medida, debido a la menor rigidez presente en dicha dirección. Sin embargo, se tiene una diferencia máxima del orden de 6%, la cual no es considerable.

A continuación se procederá a verificar la conexión por la acción de la fuerza cortante, ya que las losas no llevan estribos y el concreto deberá tomar todos los esfuerzos. En la siguiente figura se muestran las fuerzas cortantes de diseño V_u , obtenidas del análisis para el 6° piso en

la dirección Y-Y, el cual es el caso más crítico. Estas fuerzas se encuentran amplificadas por 1.20 por cortante mínima en la base.

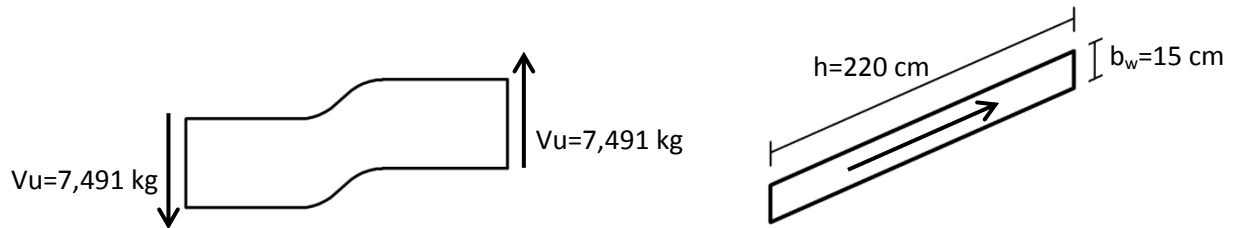


Figura 5.5.7.2 Fuerza cortante actuando en la conexión flexible.

Considerando la base de la conexión $b_w=15\text{cm}$ y estimando el peralte efectivo como el 80% del peralte total h , calculamos la resistencia de diseño ϕV_c :

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 15 \times (0.8 \times 220) = 17,235 \text{ kg}$$

Se observa que $\phi V_c > V_u$. En resumen, se concluye que el modelo asumido es coherente con el comportamiento de los diafragmas independientes unidos mediante una conexión flexible, tanto en los modos de vibración como en los desplazamientos obtenidos. Asimismo, se observa que el espesor de la losa satisface los requerimientos de la fuerza cortante que aparecería en la conexión flexible ante un evento sísmico contemplado en la Norma E.030.

CAPÍTULO 6

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

En nuestro medio el uso de losas aligeradas es muy arraigado ya que permiten ahorro de concreto al usar bloques de relleno, los cual además sirven como encofrados para las viguetas, produciéndose un ahorro también en el encofrado del techo. Dado que las vigas usadas para cubrir el techo se vacían conjuntamente con la losa de manera monolítica, sus secciones toman forma de vigas T, las cuales se denominan “viguetas”.

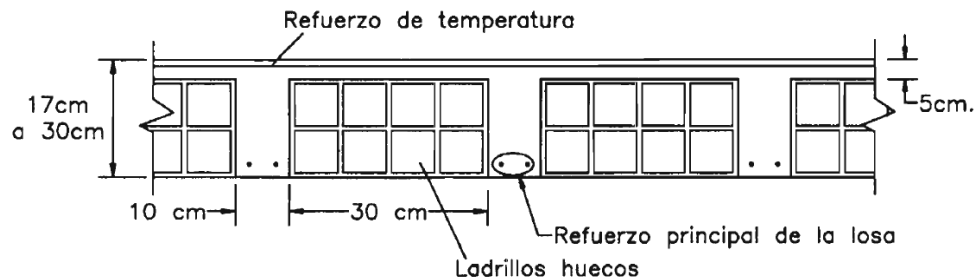


Figura 6.1 Características geométricas de una losa aligerada (Harmsen, 2002).

Las losas aligeradas se diseñan por vigueta, normalmente en un paño se selecciona la vigueta más crítica y su diseño se aplica a las demás viguetas del paño con el objetivo de lograr uniformidad en la distribución de refuerzo.

6.1 Análisis estructural

Salvo casos excepcionales, los techos no reciben solicitaciones sísmicas considerables, por lo que según el método de diseño LRFD estipulado en la Norma E.060, la combinación más crítica será 1.4CM+1.7CV. Para el análisis estructural se asumirá una viga sometida a flexión pura, con las cargas distribuidas y puntuales provenientes del metrado de cargas. Si se tiene paños contiguos donde se prevé que el refuerzo sea continuo, el modelo será el de una viga continua de varios tramos. Se analizan las fuerzas cortantes y momentos máximos obtenidos.

6.2 Diseño por flexión

Dado que el tema del presente trabajo es el diseño, no se ahondará en los fundamentos teóricos del comportamiento de elementos sometidos a flexión.

Las viguetas se deberían diseñar como vigas T, comprobando que el bloque de compresión permanezca en el espesor de la losa (5 cm), pero prácticamente esta condición siempre se cumple. Es por esto que para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular con 40 cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con 10 cm de ancho (Blanco, 1994).

Para el cálculo de la cuantía necesaria por flexión (ρ) se usarán tablas de diseño, las cuales relacionan el valor de la cuantía con el parámetro Ku . Este parámetro se define como:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$$

Donde Mu es el momento último de diseño, “ b ” es el ancho de la sección considerada para el análisis y “ d ” es el peralte efectivo. Se entra a las tablas con el valor de Ku , se lee el valor correspondiente de ρ y se calcula el área de acero As como sigue:

$$Ku \rightarrow \rho \quad As = \rho bd$$

Además, para verificar la longitud del bloque de compresión “ a ” se usa la siguiente expresión:

$$a = \frac{As fy}{0.85 f'c b}$$

Por otro lado, la Norma E.060 en su artículo 10.5 indica que el acero mínimo será el necesario para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi Mn \geq 1.2Mcr$). Pero no será necesario cumplir con esta disposición si el área de acero en tracción proporcionada es mayor o igual a 1.3 veces el área calculada. Para secciones rectangulares la Norma E.060 brinda la siguiente expresión:

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c} b_w d}{fy}$$

Aplicando la expresión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene que el acero mínimo en aligerados es del orden de 0.24% de $b_w d$.

Cabe señalar que para el cálculo del acero mínimo en aligerados se considera sólo el ancho de alma b_w , ya sea para momentos positivos o negativos, y no el ancho b asumido para el cálculo del acero por flexión. (Blanco, 1994)

Para el acero máximo, la Norma E.060 en su artículo 10.3.4 señala que la cuantía de acero en una sección debe ser como máximo el 75% de la cuantía balanceada. Esto permite que se tenga una sección sub-reforzada donde se espera una falla dúctil. Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ la cuantía balanceada es 2.13%, por lo tanto el acero máximo será del orden del 1.59% de bd .

6.3 Diseño por corte

Dado que los aligerados no llevan estribos, el concreto deberá tomar todos los esfuerzos que produzcan las fuerzas cortantes. La Norma E.060 permite un incremento del 10% de la resistencia para aligerados y losas nervadas, entonces la resistencia de diseño para aligerados será:

$$\phi Vc = 1.1 \times \phi 0.53\sqrt{f'c} b_w d$$

Se deberá comprobar que la resistencia ϕVc sea mayor que la fuerza cortante última Vu , obtenida a una distancia “ d ” medida desde la cara de los apoyos. Caso contrario se requerirá retirar los ladrillos de los apoyos para formar ensanches, con el fin de aumentar el tamaño de la sección resistente. Con ensanches alternados el ancho de la sección aumenta de 10 a 25 cm, y con ensanches corridos, aumenta a 40 cm. Si se llega al extremo de exceder la resistencia con ensanches de 25 cm, indefectiblemente se deberá incrementar el peralte de la losa o especificar un concreto con mayor resistencia, lo cual no es deseable.

6.4 Refuerzo por contracción y temperatura

En su artículo 9.7.2, la Norma E.060 especifica las cuantías mínimas para controlar la fisuración producida por los cambios volumétricos que sufre el concreto.

Tabla 6.4.1 Cuantías mínimas por contracción y temperatura según la Norma E.030.

Tipo de barra	ρ
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $fy < 4,200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $fy \geq 4,200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Asimismo, la Norma E.060 indica que para aligerados el espaciamiento de las barras no debe extenderse más de 5 veces el peralte de la losa, ni más de 40 cm. Cabe señalar que esta cuantía mínima se aplica al área bruta de la sección (bh).

6.5 Corte del refuerzo

Para uniformizar el corte del refuerzo se seguirá los criterios especificados en el siguiente esquema:

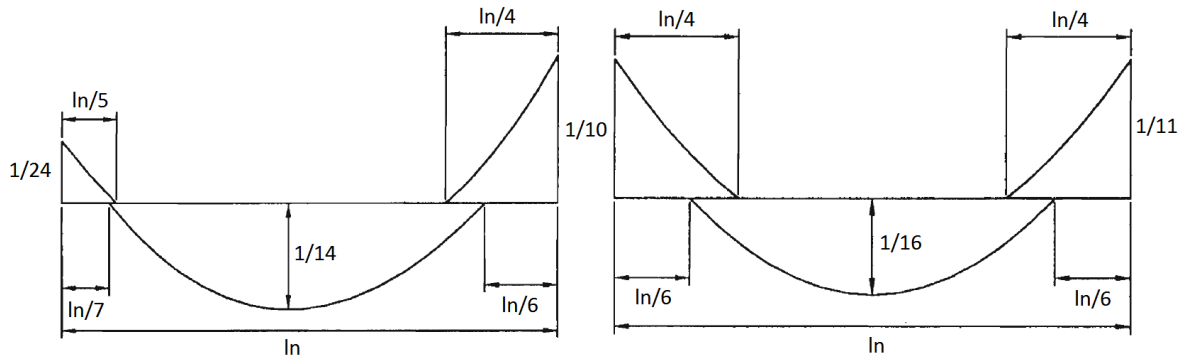


Figura 6.5.1 Corte del refuerzo en tramos exteriores e interiores de las viguetas.

Estos puntos de corte están basados en las envolventes que se obtienen con el método de los coeficientes, propuesto por el ACI. El esquema mostrado es de carácter práctico y generalmente cumple con los requisitos teóricos, salvo casos en los que la envolvente real de momentos flectores presente una forma muy diferente a la mostrada, cuando se tengan cargas puntuales muy elevadas por ejemplo. De ser este el caso se deberá realizar un análisis más detallado de acuerdo a los diagramas reales.

6.6 Control de deflexiones

La Norma E.060 en su artículo 9.6.2 muestra los valores del peralte mínimo para los cuales no será necesario calcular las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 6.6.1 Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones.

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Estos valores se pueden usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de $2,300 \text{ kg/m}^3$) y refuerzo con $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$. En nuestro caso se cumplen estas dos condiciones.

6.7 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se diseñará la vigueta más larga del piso típico, la cual ya fue analizada en el Capítulo 4 de Metrado de Cargas y presenta cambio de peralte.

Del metrado de cargas tenemos:

- Para los tramos con 20 cm de peralte se tiene: $CM = 160 \text{ kg/m}$ y $CV = 80 \text{ kg/m}$.
- Para el tramo con 25 cm de peralte se tiene: $CM = 180 \text{ kg/m}$ y $CV = 80 \text{ kg/m}$.
- Las cargas puntuales de los tabiques son: $P_1=184\text{kg}$, $P_2=275\text{kg}$ y $P_3=270\text{kg}$.
(ver figura 4.2.2)

Hallando las cargas últimas de diseño, tenemos:

- Para los tramos con $h = 20$ cm: $\omega u = 1.4 \times 160 + 1.7 \times 80 = 360$ kg/m
- Para el tramo con $h = 25$ cm: $\omega u = 1.4 \times 180 + 1.7 \times 80 = 388$ kg/m
- $P_{1u} = 1.4 \times 184 = 258$ kg
- $P_{2u} = 1.4 \times 275 = 385$ kg
- $P_{3u} = 1.4 \times 270 = 378$ kg

Una vez calculadas las cargas de diseño, definimos el modelo estructural y obtenemos los diagramas de fuerza cortante y momento flector, ambos en estado último:

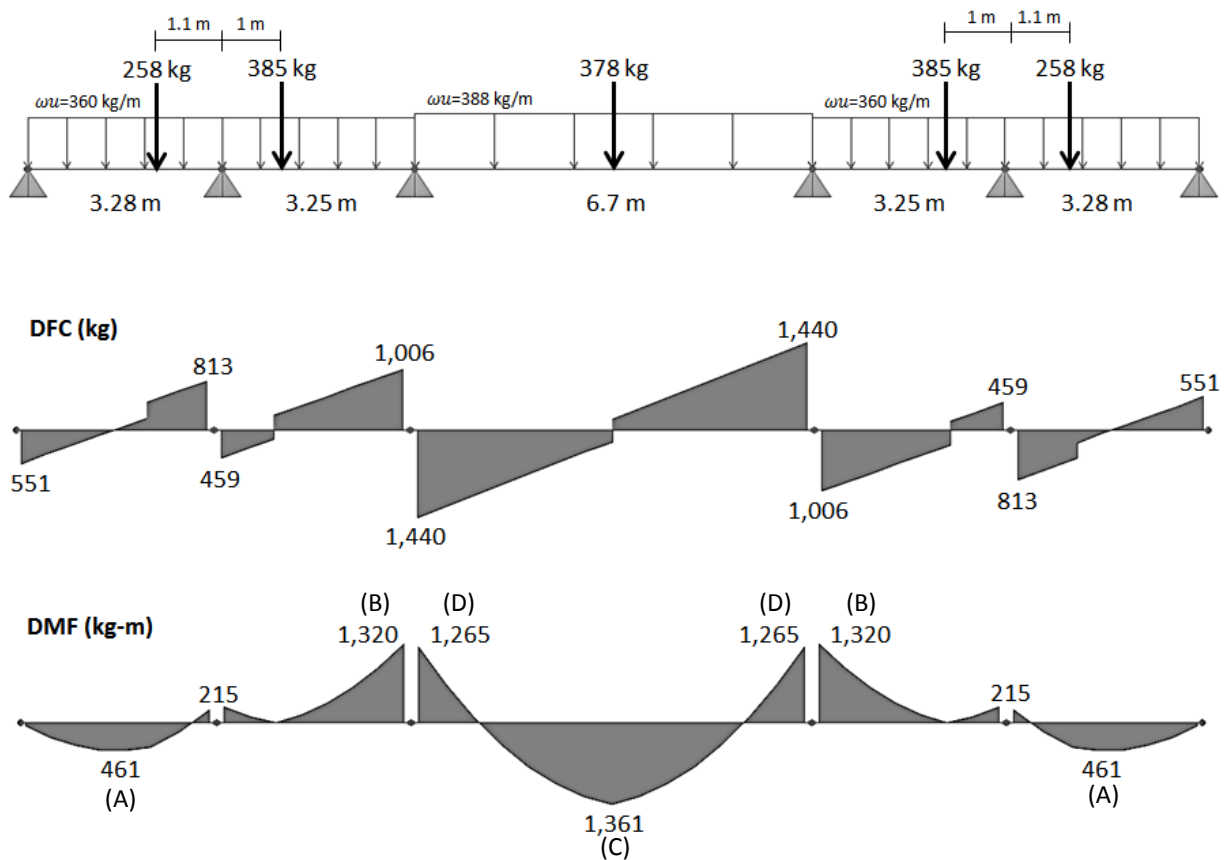


Figura 6.7.1 Modelo estructural y diagramas de fuerzas internas de la vigueta en estudio.

Diseño por flexión

En el diagrama de momento flector podemos observar que existen 4 secciones críticas que necesitarán ser analizadas (A, B, C y D), y que además la vigueta tiene un cambio de peralte. Con los momentos últimos obtenidos en la cara de los apoyos procedemos a calcular el área de acero requerido por flexión.

Tabla 6.7.1 Cálculo del refuerzo por flexión para la vigueta en estudio.

	<i>h</i> = 20 cm		<i>h</i> = 25 cm	
	As ⁺ (A)	As ⁻ (B)	As ⁺ (C)	As ⁻ (D)
b_w (cm)	10	10	10	10
b (cm)	40	10	40	10
d (cm)	17	17	22	22
Mu (kg-m)	461	-1,320	1,361	-1,265
Ku=Mu/bd²	3.99	45.67	7.03	26.14
ρ	0.11%	1.46%	0.19%	0.76%
As_{calculado}=ρbd (cm²)	0.75	2.48	1.67	1.67
As_{min}=0.24%b_wd (cm²)	0.37	0.37	0.48	0.48
As_{máx}=1.59%bd (cm²)	10.86	2.72	14.06	3.51
Refuerzo escogido	1Ø3/8"	2Ø1/2"	1Ø3/8"+ 1Ø1/2"	2Ø1/2"
As_{colocado} (cm²)	0.71	2.58	2.00	2.58
As_{colocado}/As_{calculado}	95%	104%	120%	155%
As_{colocado}/As_{máx}	7%	95%	14%	74%
a < 5cm	0.42 (Ok)	-	1.18 (Ok)	-

Diseño por corte

Considerando que tenemos dos peraltes diferentes, analizamos la resistencia con la carga máxima correspondiente a cada peralte. Las fuerzas cortantes últimas se obtienen a una distancia “*a*” medida desde la cara de los apoyos.

Tabla 6.7.2 Verificación por corte de la vigueta en estudio.

	<i>h</i> =20	<i>h</i> =25
d (cm)	17	22
Vu (kg)	945	1355
ØVc (kg)	1,221	1,580
ØVc/Vu	1.29 (Ok)	1.17 (Ok)

Observamos que se cumplen los requerimientos de resistencia al corte. Por lo tanto no se requerirá el uso de ensanches.

Cálculo del refuerzo por temperatura.

Para el refuerzo por temperatura consideraremos la losa superior del aligerado (*h* =5cm) y un metro de ancho de sección. Según la sección 6.4, $\rho=0.0025$ para barras lisas. Por lo tanto el área de acero por temperatura será:

$$As_{T^{\circ}} = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/m$$

Si consideramos barras de Ø1/4", $A_b=0.32\text{cm}^2$, hallamos el espaciamiento:

$$s = \frac{0.32}{1.25} = 26 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará barras lisas de Ø1/4"@25 cm como refuerzo por temperatura.

Control de deflexiones

Según lo estudiado en la sección 6.6.1, las luces máximas para peraltes de 20 y 25 cm son 4.2 y 5.25 m respectivamente. Como se observa en la figura 6.7.1, la luz del tramo central es de 6.45 m y sobrepasa el límite dispuesto por la norma para omitir el cálculo de las deflexiones.

Entonces se vio por conveniente ubicar una vigueta de distribución en el centro del paño, perpendicular a la dirección del armado.

Esta vigueta de distribución ayuda a controlar las deflexiones, ya que colabora repartiendo las cargas hacia varias viguetas, evitando así un sobreesfuerzo concentrado y consiguiente fisuración en las viguetas principales (Ottazzi, 2010).

Esta vigueta tendrá una de sección similar a las demás viguetas analizadas, con un ancho de alma igual a 10 cm, y 1 varilla de $\phi 1/2''$ corrida arriba y abajo.

Corte del refuerzo

Si observamos el diagrama de momentos flectores de la figura 6.7.11, podemos notar que la forma no coincide plenamente con la del esquema de corte propuesto en la sección 6.5. En el tramo central las varillas superiores se cortarán a $l_n/4$, y las inferiores a $l_n/6$. Debido a que en los tramos adyacentes al tramo central el momento negativo es muy elevado y además se extiende en casi todo el tramo, se vio por conveniente prolongar una de las varillas superiores hasta el tramo exterior.

A continuación se muestra un esquema del paño analizado con el diseño final del refuerzo, indicando también el corte de las varillas.

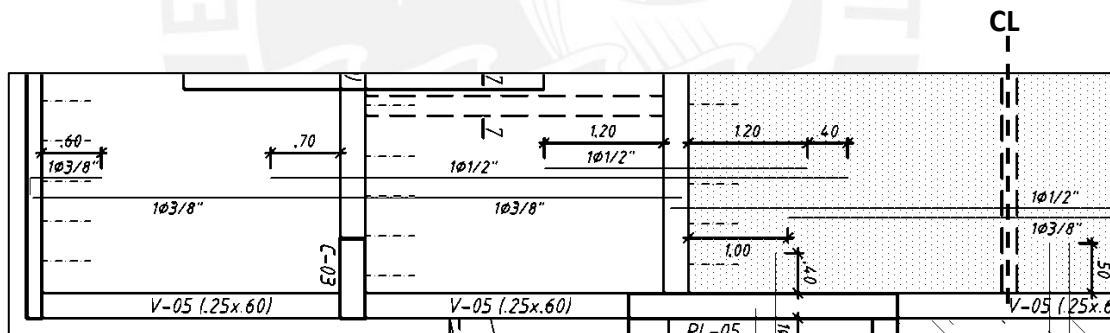


Figura 6.7.2 Distribución final del refuerzo en la losa aligerada analizada.

CAPÍTULO 7

DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Cuando se requiere salvar luces mayores a 6 metros, o cuando se requiere de mayor rigidez en un diafragma, el uso de losas macizas es eficiente y económico.

7.1 Análisis estructural

La Norma E.060 especifica dos métodos para analizar losas armadas en dos direcciones: el método directo y el método de los coeficientes, los cuales son muy útiles para analizar losas rectangulares.

En nuestro caso analizaremos las losas con el método de elementos finitos FEM, ya que el edificio presenta losas de formas irregulares. Este análisis será asistido por un computador, mediante el programa SAP2000. Al igual que en losas aligeradas, la combinación de cargas más crítica en las losas macizas será 1.4CM+1.7CV, se calcula la carga última repartida y se la asigna al modelo. Los resultados se obtienen por metro de ancho, se analizan las fuerzas cortantes y momentos máximos.

7.2 Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión se consideran secciones de un metro de ancho ($b=100$ cm), y se procede de forma similar que con los aligerados, usando las tablas de diseño con las siguientes variables:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} \quad Ku \rightarrow \rho \quad As = \rho bd$$

Una vez calculada el área de acero requerida por metro de ancho As , se elige un diámetro para el refuerzo y usando el área de la barra A_b se calcula el espaciamiento, así:

$$s = \frac{A_b}{As}$$

Debido a que la sección bruta de una losa maciza es considerable, el control de los cambios volumétricos del concreto es muy importante. Según la Tabla 6.4.1, la cuantía mínima por contracción y temperatura en losas macizas es de 0.0018. Por lo tanto, el acero mínimo para losas macizas se calcula como sigue.

$$As_{\min} = 0.0018bh$$

Donde b es el ancho de la sección considerada, y h es el peralte de la losa. Normalmente este refuerzo se distribuye en las dos caras de la losa, dependiendo de su peralte. Es conveniente considerar estas dos mallas como refuerzo base, y colocar bastones donde se requiera mayor cantidad de refuerzo por flexión.

La Norma E.060 en sus artículos 9.7.3 y 9.8.1, indica que en losas macizas, tanto para el refuerzo por contracción y temperatura, como para el refuerzo por flexión, el espaciamiento de las barras no debe extenderse más de 3 veces el peralte de la losa, ni más de 40 cm.

El área de acero máxima viene dada por el límite de 75% de la cuantía balanceada, especificado en la Norma E.060, artículo 10.3.4, con el fin de evitar fallas frágiles en los elementos. Al igual que en aligerados el área de acero máximo es del orden del 1.59% de bd .

7.3 Diseño por corte

El diseño es similar que en los aligerados, ya que las losas macizas tampoco cuentan con refuerzo por corte. La diferencia está que para losas macizas, la Norma E.060 no especifica el incremento del 10% que se usa en los aligerados. Por lo tanto tenemos:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Se deberá comprobar que la resistencia al corte de la sección ϕV_c sea mayor que la resistencia requerida V_u , hallada a una distancia “ d ” medida desde la cara de los apoyos.

7.4 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la losa maciza que se encuentra en la zona central de los ascensores (ver figura 2.2.2), la cual sirvió de ejemplo también para el Capítulo 4 referente al metrado de cargas.

Del metrado de cargas tenemos:

- $CM = 460 \text{ kg/m}^2$
- $CV = 200 \text{ kg/m}^2$

Hallando la carga última de diseño:

- $\omega u = 1.4 \times 608 + 1.7 \times 200 = 1,190 \text{ kg/m}^2$

Realizamos el modelo estructural usando el método FEM de elementos finitos, a continuación se presenta una vista de éste.

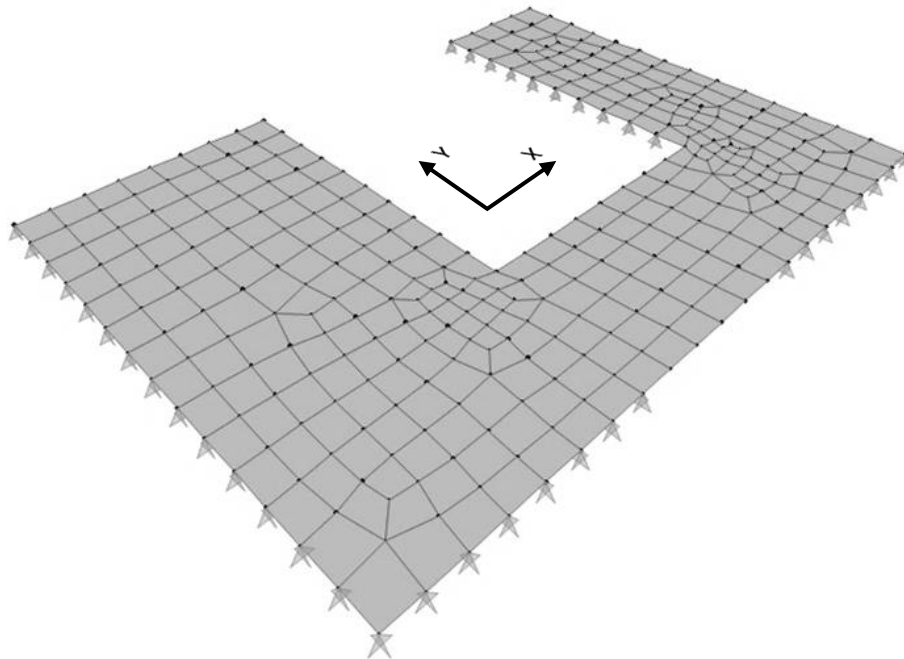


Figura 7.4.1 Vista del modelo estructural de la losa maciza.

Diseño por flexión

Para los momentos paralelos a X-X tenemos el siguiente diagrama, el cual se usará para diseñar el refuerzo en la dirección del eje X.

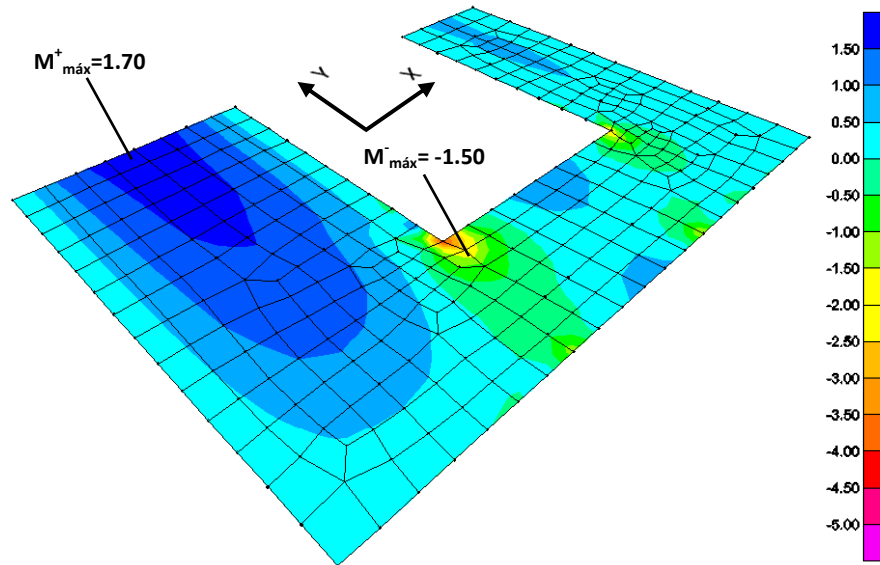


Figura 7.4.2 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección X-X (ton-m/m).

Para los momentos paralelos a Y-Y tenemos el siguiente diagrama, el cual se usará para diseñar el refuerzo en la dirección del eje Y.

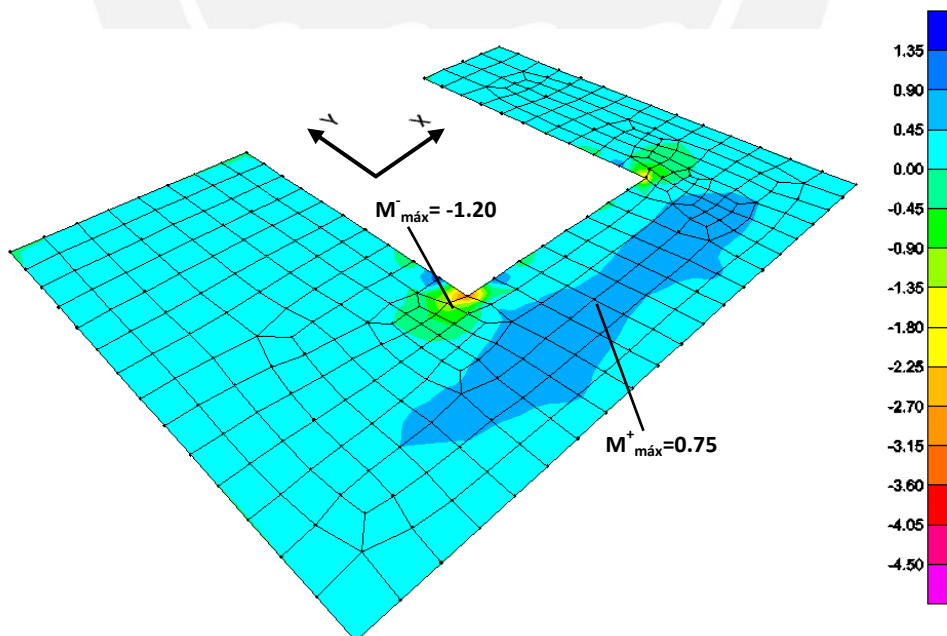


Figura 7.4.3 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton-m/m).

Primero calculamos el acero mínimo por contracción y temperatura:

$$As_{min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

De los diagramas mostrados en la figuras 7.4.2 y 7.4.3 obtenemos los momentos máximos positivos y negativos para cada dirección. Se indican los puntos considerados para los cálculos.

Nótese la gran concentración de esfuerzos en las esquinas interiores. Este fenómeno se controla con varillas inclinadas ubicadas en dichas esquinas, las cuales se tienen que detallar en los planos de estructuras (Ver plano E-09 del Anexo). Para el cálculo del refuerzo principal por flexión no se consideran dichos momentos concentrados, ya que serán tomados por el refuerzo especial inclinado. En su lugar se consideran los momentos en las zonas adyacentes, los cuales son menores y son a los que realmente estará sometido el refuerzo principal superior.

Tabla 7.4.1 Cálculo del refuerzo por flexión para la losa maciza en estudio.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As ⁺	As ⁻	As ⁺	As ⁻
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	15	15	15	15
d (cm)	12	12	12	12
Mu (ton-m)	1.70	-1.50	0.75	-1.20
Ku=Mu/bd²	11.81	10.42	5.21	8.33
ρ	0.33%	0.29%	0.14%	0.23%
As_{calculado}=ρbd (cm²/m)	3.90	3.42	1.68	2.72
As_{min} (cm²/m)	1.35	1.35	1.35	1.35
As_{máx}=1.59%bd (cm²/m)	19.08	19.08	19.08	19.08
Refuerzo escogido	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"
A_b (cm²)	0.71	0.71	0.71	0.71
S_{calculado}=A_b/As (cm)	18.2	20.8	42.3	26.1
S_{escogido} (cm)	20	20	20	20
As_{colocado} (cm²/m)	3.60	3.60	3.60	3.60
As_{colocado}/As_{calculado}	92%	105%	214%	132%
As_{colocado}/As_{máx}	19%	19%	19%	19%

Se considera 2 mallas de Ø3/8@20cm, para la cara superior e inferior de la losa.

Diseño por corte

Para las fuerzas cortantes en la dirección X-X tenemos el siguiente diagrama.

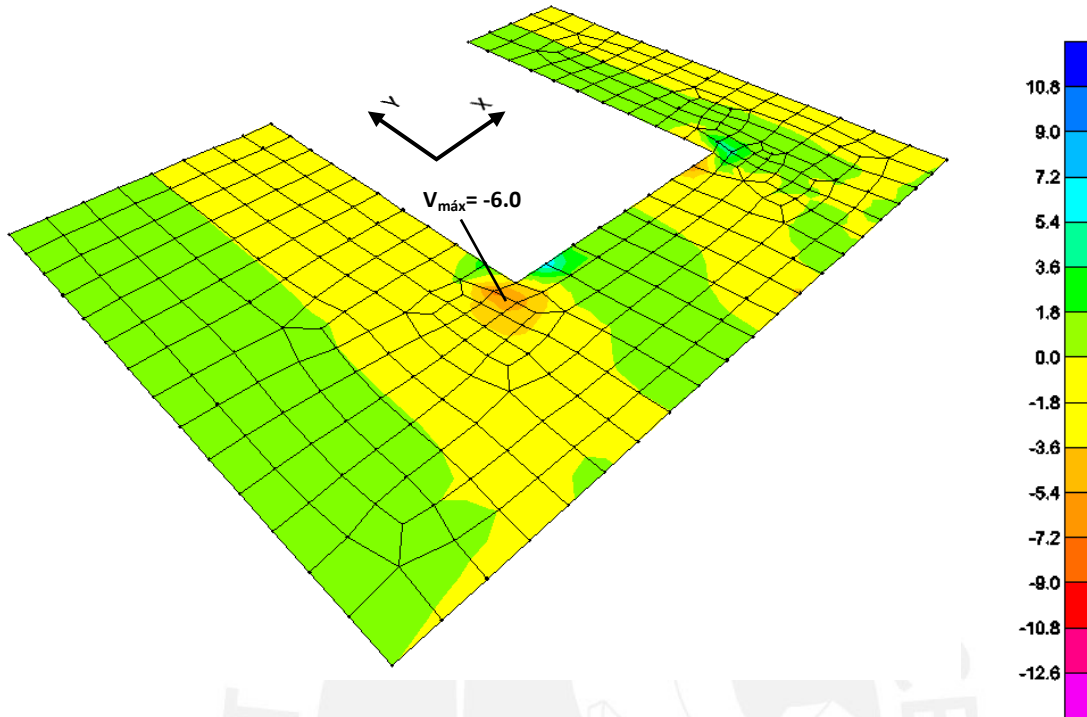


Figura 7.4.4 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección X-X (ton/m).

Para las fuerzas cortantes en la dirección Y-Y tenemos el siguiente diagrama.

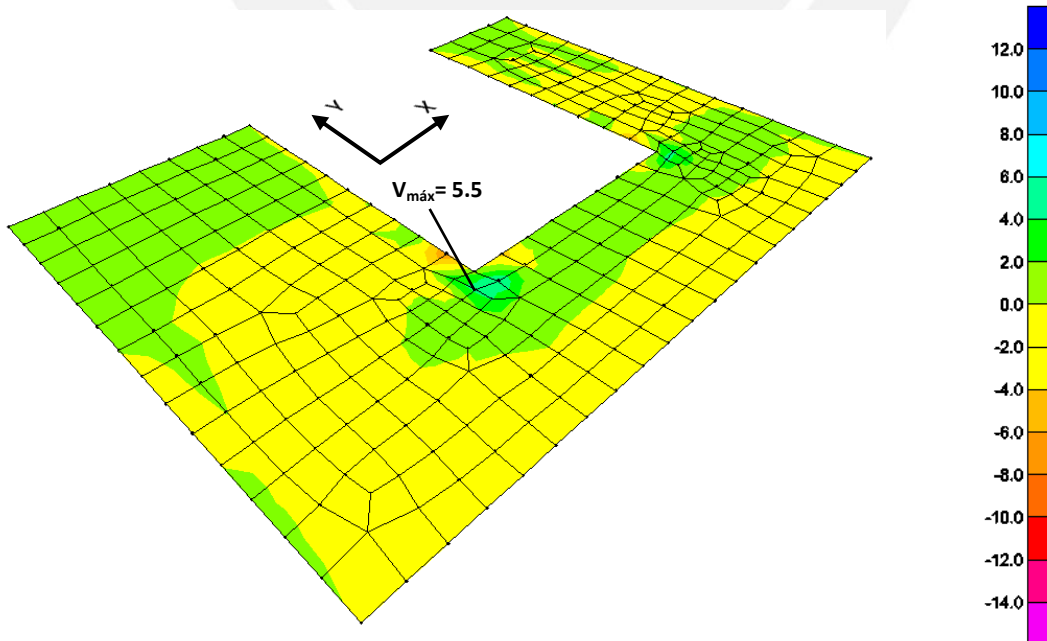


Figura 7.4.5 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton/m).

Se obtienen las fuerzas máximas, las cuales se ubican en los puntos señalados en los diagramas. Verificando los requerimientos de resistencia tenemos:

Tabla 7.4.2 Verificación por corte de la losa maciza en estudio.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
h (cm)	15	15
d (cm)	12	12
Vu (ton/m)	-6.0	5.5
ϕV_c (ton/m)	7.83	7.83
$\phi V_c/V_u$	1.31 (Ok)	1.42 (Ok)

Observamos que se cumple con la resistencia requerida. En el siguiente esquema se muestra el diseño final de la losa maciza (no se muestra el refuerzo de las esquinas, el cual se encuentra especificado en el plano de detalles E-09 del Anexo).

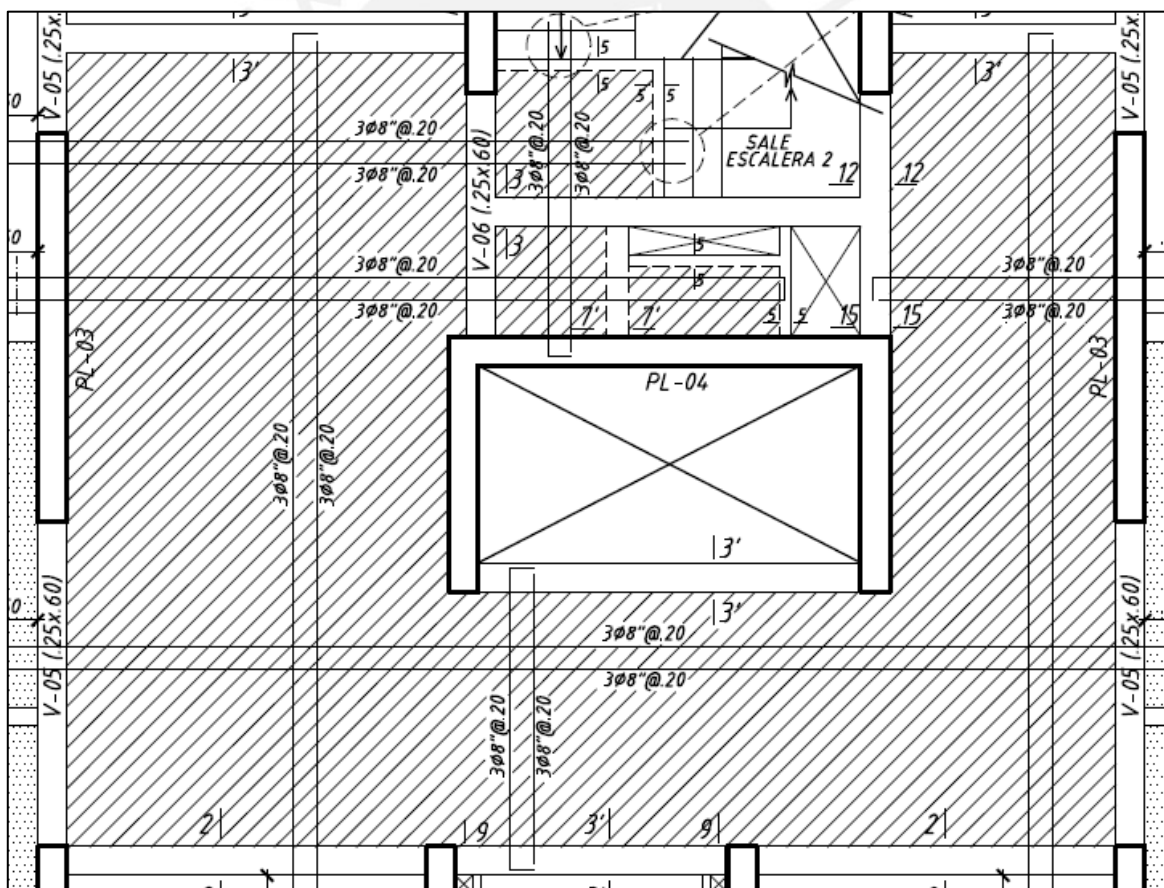


Figura 7.4.6 Distribución final del refuerzo en la losa maciza analizada.

CAPÍTULO 8 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas cumplen dos papeles importantes dentro de la estructura: transmiten las cargas de los techos a los elementos verticales y, de ser el caso, forman junto a éstos los pórticos que absorberán las cargas sísmicas y controlarán el desplazamiento lateral de la estructura. Por lo tanto, se deberá tener especial cuidado en el diseño de las vigas con responsabilidad sísmica, siguiendo las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico.

8.1 Análisis estructural

Las vigas serán modeladas como parte de pórticos, considerando la rigidez de los apoyos (columnas o placas). Las vigas sí pueden absorber cargas de sismo, por lo que se deberá considerar todas las combinaciones de carga propuestas en la Norma E.060.

$$\begin{aligned} U &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\ U &= 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \\ U &= 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS} \end{aligned}$$

Las cargas de gravedad pueden asignarse a un modelo individual y resolver por métodos como el de Cross, de rigidez, del portal, entre otros; las cargas sísmicas requieren un análisis más complicado. El modelo estructural que se definió en el análisis sísmico nos brinda también los valores de las cargas por sismo para cada elemento, las cuales tenemos que amplificar por la cortante mínima en la base, según lo ya estudiado.

Una vez obtenidas las solicitaciones sísmicas y de gravedad que recibirá el elemento, se resuelven todas y cada una de las combinaciones de carga mencionadas, con las cuales obtenemos una envolvente que considere los peores escenarios. Se analizan los valores máximos de las envolventes de fuerza cortante y momento flector.

8.2 Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede de forma similar que en los Capítulos 6 y 7, hallando el parámetro Ku y usando las tablas de diseño para obtener la cuantía:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} \quad Ku \rightarrow \rho \quad As = \rho bd$$

Los límites para el área de acero, según lo ya estudiado, son:

$$As_{\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{f'c} bd}{fy} \quad As_{\text{máx}} = 0.75 \rho_{bal} bd$$

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene:

$$As_{\text{mín}} = 0.24\% bd \quad As_{\text{máx}} = 1.59\% bd$$

Adicionalmente el Capítulo 21 de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil en la estructura. Sobre el refuerzo por flexión en vigas de edificios con sistema de muros estructurales, el artículo 21.4.4 indica lo siguiente:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor que el $A_{s\text{mín}}$.
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

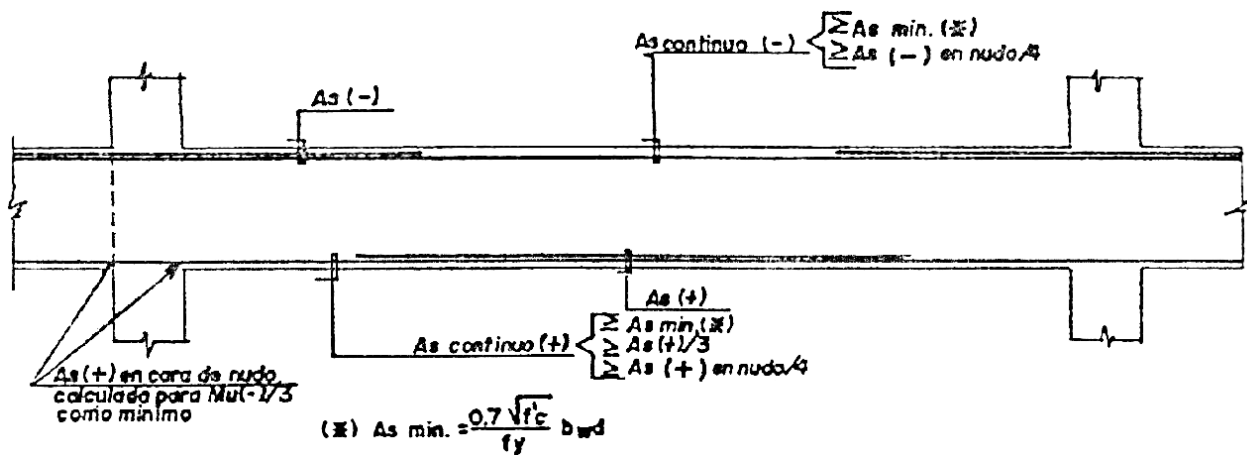


Figura 8.2.1 Disposiciones para el diseño sísmico por flexión según la Norma E.060 (Blanco 1994).

8.3 Diseño por corte

Normalmente en las vigas se presentan fuerzas cortantes mayores a los que el concreto puede resistir, por lo tanto es necesario proporcionar al elemento refuerzo por corte mediante estribos de acero. La resistencia al corte de la sección vendrá dada por la suma de los aportes del concreto y el acero. El aporte del concreto se calcula de igual manera que para losas macizas.

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

La Norma E.060 en su artículo 11.5.7.2 especifica la siguiente expresión para el cálculo del aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga.

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

Donde A_v es el área de refuerzo por corte dentro del espaciamiento s , proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma. Si se usan estribos simples, se encuentran dos ramas dentro del espaciamiento, por consiguiente el área A_v será igual a dos veces el área de la barra A_b , usada en el estribo.

En toda sección de la viga se deberá cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

Donde V_u es la fuerza cortante última de diseño, hallada a una distancia “ d ” medida desde la cara de los apoyos. Si tenemos el valor de V_u para una sección determinada y de V_c que es constante para toda la viga, entonces podemos obtener el valor de la resistencia requerida V_s en dicha sección, y por consiguiente, el espaciamiento requerido para asegurar dicha resistencia.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

El valor de V_s requerido no podrá ser mayor a $2.1\sqrt{f'_c} b_w d$ en ningún caso según el artículo 11.5.7.9 de la Norma E.060. Esto equivale decir que la fuerza cortante máxima que puede presentarse en una viga para cumplir con este requerimiento es:

$$V_{u_{m\acute{a}x}} = 2.6 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$$

Esta disposición busca controlar las fisuras bajo condiciones de servicio y evitar fallas por compresión en el concreto. De no cumplir con esta disposición se requerirá aumentar la sección de la viga o aumentar la resistencia del concreto (Ottazzi, 2010).

Por otro lado, si se necesitase reforzar la sección y se cumple con el requerimiento de $V_{u_{m\acute{a}x}}$, la Norma E.060 en sus artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 limita la separación de los estribos a usarse con el fin de asegurar que las grietas formadas a 45° por la acción de las fuerzas cortantes sean tomadas por al menos un estribo.

- $s_{m\acute{a}x} = d/2$ ó 60cm ; si $V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$
- $s_{m\acute{a}x} = d/4$ ó 30cm ; si $V_s > 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$

En teoría, si $\phi V_c > V_u$ no se requerirían estribos, pero si $V_u > 0.5\phi V_c$ entonces se requiere un área de refuerzo mínimo especificado en el artículo 11.5.6.2. Se toma el menor de los siguientes espaciamientos:

- $s_{m\acute{a}x} = A_v f_y / 0.2\sqrt{f'_c} b_w$
- $s_{m\acute{a}x} = A_v f_y / 3.5 b_w$

Si $V_u < 0.5\phi V_c$ sí corresponden estribos mínimos de montaje.

Adicionalmente, al igual que para el refuerzo por flexión, la sección 21.4 de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico por corte, para vigas correspondientes a edificios con **sistema de muros estructurales**.

- La fuerza cortante de diseño V_u de las vigas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de:
 - La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
 - El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño mencionadas en la sección 8.1 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.
- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm;
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
 - 30 cm.
- Los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

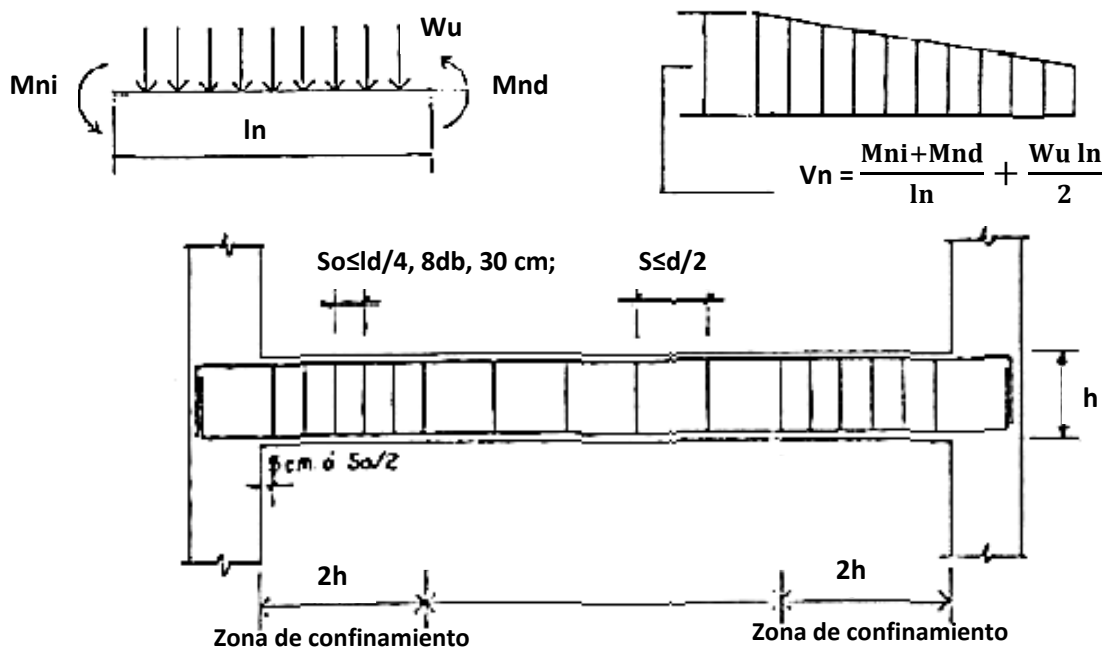


Figura 8.3.1 Disposiciones para el diseño sísmico por corte según la Norma E.060 (Blanco, 1994).

Cabe señalar que estas disposiciones son válidas sólo para el caso de edificios con sistema de muros estructurales. Para edificios aporticados estos requisitos no son suficientes (ver artículo 21.6 de la Norma E.060).

8.4 Control de deflexiones

Los valores de la tabla 6.6.1 referida al peralte mínimo en aligerados a menos que se calculen las deflexiones, también cumplen para el caso de las vigas, según el artículo 9.6.2 de la Norma E.060.

8.5 Control de la fisuración

Las fisuras son inevitables cuando el refuerzo por flexión de una viga empieza a trabajar en condiciones de servicio; sin embargo deben ser controladas para no afectar la estética y la integridad del elemento. Para ejercer dicho control; la Norma E.060 en su artículo 9.9.3 especifica el uso del parámetro "Z". Este parámetro no mide directamente el ancho de las fisuras pero puede servir de referencia siempre y cuando las condiciones del ambiente no sean agresivas. Se deberá distribuir el refuerzo de tal manera que el valor de Z sea menor a 26,000 Kg/cm.

$$Z = f_s \sqrt[3]{dc Act} \quad f_s = \frac{M_s}{0.9 d A_s} \quad Act = \frac{2y_s b}{N^{\circ}_{barras}}$$

- Donde: f_s = Esfuerzo en el acero (kg/cm²)
 dc = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra (cm)
 Act = Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cm²)
 M_s = Momento flector en condiciones de servicio (kg-cm)
 d = Peralte efectivo de la sección (cm)
 A_s = Área total del refuerzo principal de tracción por flexión (cm²)
 y_s = Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)
 b = Ancho de la sección (cm)

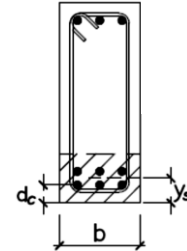


Figura 8.5.1 Control de la fisuración.

8.6 Corte del refuerzo

La Norma E.060 en sus artículos 12.10, 12.11 y 12.12 exige una serie de requisitos para asegurar una adecuada longitud de desarrollo en lugares donde se corte el refuerzo, a continuación se presentan algunos de los más importantes:

- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12d_b$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.
- Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo ld más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.
- El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:
 - V_u en el punto terminal no excede $2/3$ de ϕV_n .
 - El refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $3/4 \phi V_n$.
- Por lo menos $1/3$ del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 15 cm dentro del apoyo.
- Por lo menos $1/3$ del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12d_b$ ó $l_n/16$, la que sea mayor.
- El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida en el tramo según los requerimientos de longitud de anclaje.
- Se deberá tener en cuenta lo descrito respecto a las disposiciones para el diseño sísmico por flexión.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

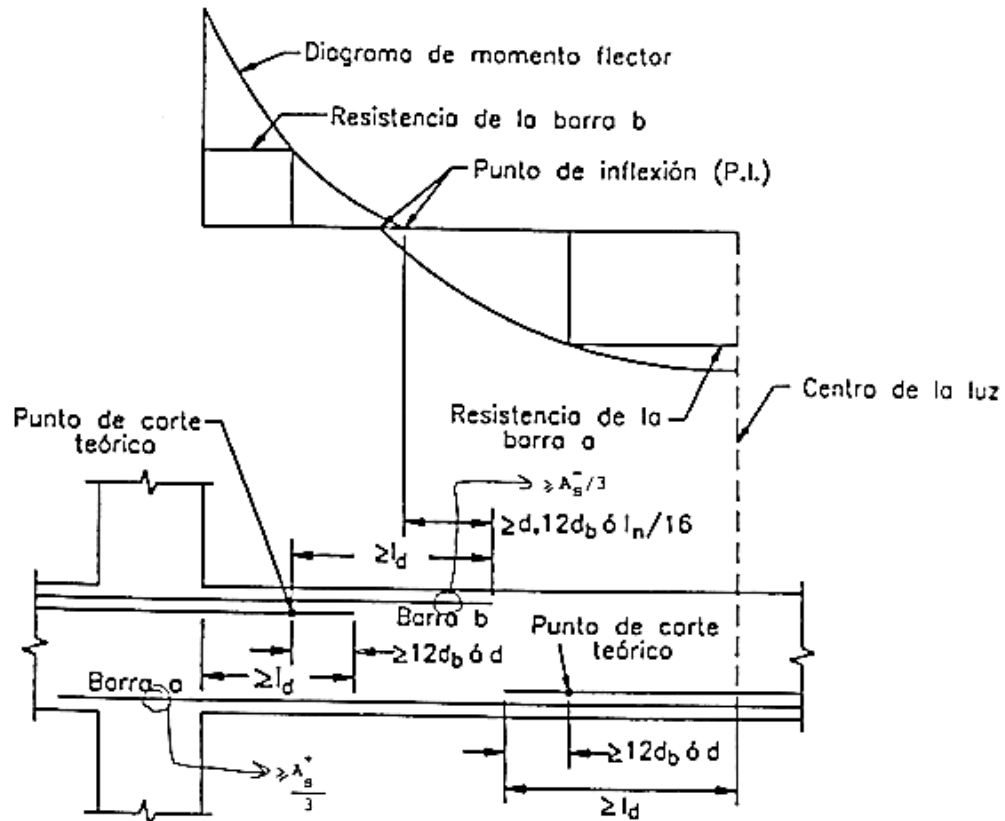


Figura 8.6.1 Consideraciones para el corte del refuerzo según la Norma E.060 (Ottazzi, 2010).

8.7 Empalmes por traslape del refuerzo

La Norma E.060 en sus artículos 12.15 y 12.16, brinda las consideraciones para realizar empalmes en barras a tracción y compresión. Es importante asegurar que en un empalme se logre un adecuado acoplamiento de las barras, de tal manera que éstas desarrollen adecuadamente su resistencia cuando sean solicitadas, y así no alterar la capacidad con la que fue diseñada la sección. De acuerdo al sobre-reforzamiento que exista en la sección y al porcentaje de A_s que se empalme, la Norma E.060 especifica el uso de las siguientes clases de empalmes.

Tabla 8.7.1 Clases de empalmes para barras en tracción según la Norma E.060.

$\frac{A_{s\text{proporcionado}}}{A_{s\text{requerido}}}$	Porcentaje máximo de A_s empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50%	100%
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Siendo la longitud mínima para cada clase de empalme:

- Clase A: $l_{\text{mín}} = 1.0 ld$
- Clase B: $l_{\text{mín}} = 1.3 ld$
- Clase A y B: $l_{\text{mín}} = 30 \text{ cm}$; Donde: ld =longitud de desarrollo en tracción.

Es importante notar que en las zonas con menor esfuerzo se obtendrá un mayor valor para el cociente de sobre-reforzamiento, y por lo tanto, menor longitud de empalme. Se recomienda empalmar en estas zonas, para lo cual es útil analizar los diagramas de momento flector de la viga. Se diferenciarán dos casos, cuando la viga sólo reciba cargas de gravedad y cuando reciba además cargas de sismo.

En una viga que sólo recibe cargas de gravedad, las barras superiores prácticamente no son solicitadas en la zona central de la luz, lo cual convierte esta zona en ideal para empalmar. Por otro lado, para las barras inferiores, los apoyos son una zona ideal al no presentarse momentos positivos.

Sin embargo, cuando una viga recibe cargas de sismo, la envolvente de los momentos ocasionados por éste presenta una forma de "X", aumentando considerablemente los momentos positivos y negativos en los apoyos, y manteniendo casi sin alterar los momentos de la zona central. Es así que el empalme en la zona central para las barras superiores sigue siendo válido; pero para las barras inferiores sería inconveniente seguir empalmado en los apoyos, ya que el momento positivo se incrementa considerablemente. Es por esto que para las barras inferiores se recomienda empalmar en una zona intermedia entre el apoyo y el centro de la luz (Blanco, 1994).

Además, se deberá tener en cuenta lo señalado en la sección 8.2 referente a las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico, donde se menciona que no deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.

Entonces, analizando todo lo descrito, se deberá especificar con criterio la clase de los empalmes a usar y las zonas donde empalmar. El siguiente esquema resume lo explicado en los párrafos anteriores.

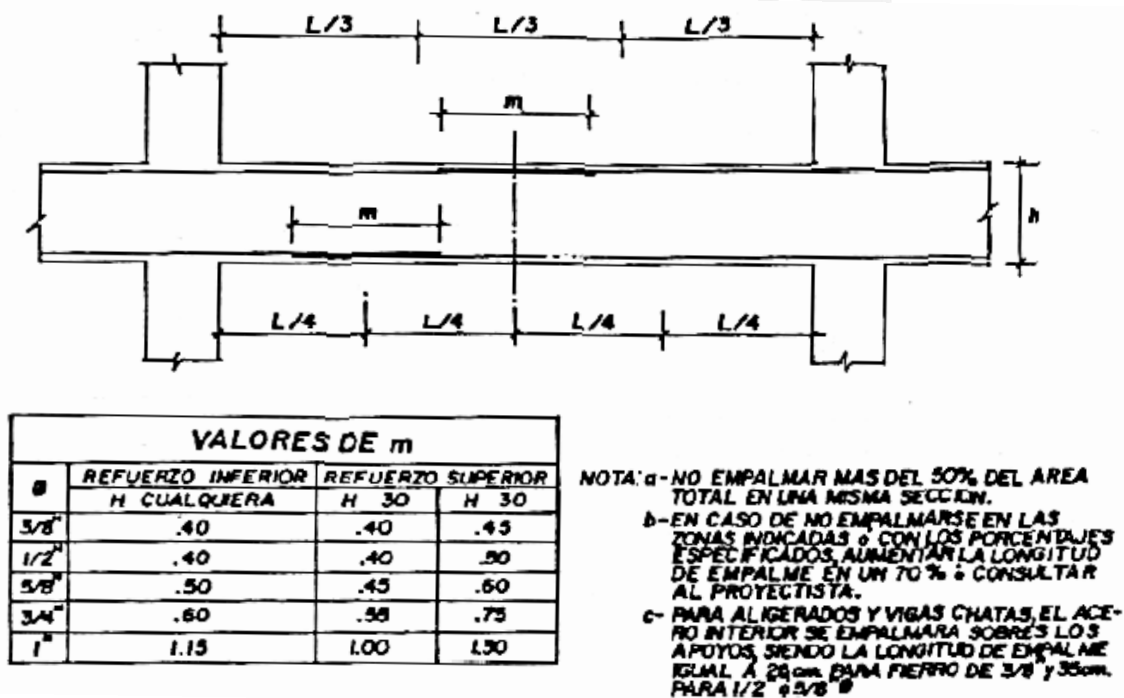


Figura 8.7.2 Consideraciones para especificar las zonas de empalme del refuerzo (Blanco, 1994).

8.8 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se realizará el diseño completo de la viga V-1, ubicada en el eje H del piso típico (ver plano E-07 del Anexo):

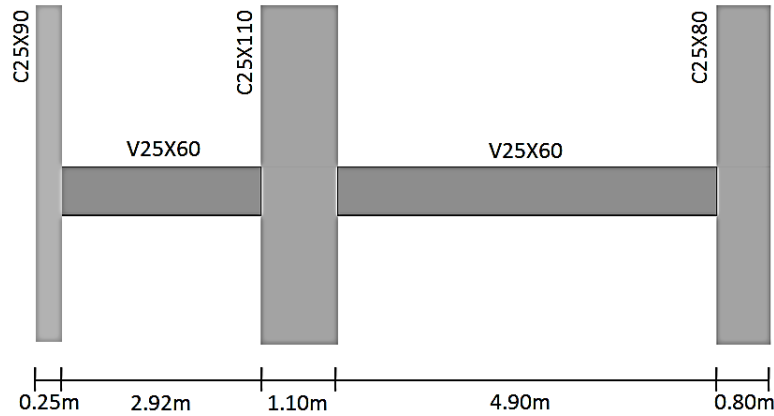


Figura 8.8.1 Esquema de la viga a diseñar.

Diseño por flexión

Del análisis estructural obtenemos la siguiente envolvente de momentos flectores, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en 8.1:

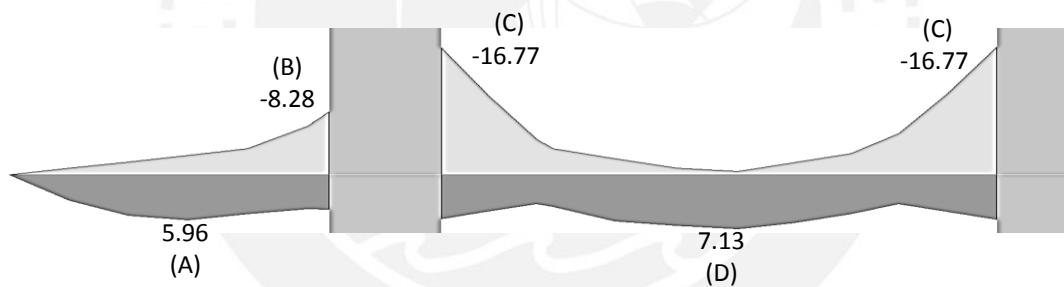


Figura 8.8.2 Envolvente de momentos flectores para la viga a diseñar (ton-m).

Analizando con los valores máximos, correspondientes a las secciones A, B, C y D:

Tabla 8.8.1 Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.

	Sección			
	A	B	C	D
b (cm)	25	25	25	25
h (cm)	60	60	60	60
d (cm)	54	54	54	54
Mu (ton-m)	5.96	-8.28	-16.77	7.13
Ku=Mu/bd²	8.18	11.36	23.00	9.78
ρ	0.22%	0.31%	0.66%	0.27%
As_{calculado}=ρbd (cm²)	3.00	4.21	8.91	3.61
As_{min}=0.24%bd (cm²)	3.24	3.24	3.24	3.24
As_{máx}=1.59%bd (cm²)	21.47	21.47	21.47	21.47
Refuerzo escogido	2Ø5/8"	3Ø5/8"	3Ø5/8"+ 1Ø3/4"	2Ø5/8"
As_{colocado} (cm²)	4.00	6.00	8.84	4.00
As_{colocado}/As_{calculado}	133%	143%	99%	111%
As_{colocado}/As_{máx}	19%	28%	41%	19%

A continuación se muestra un esquema con el refuerzo calculado por flexión, se procederá a verificar los requerimientos de la Norma E.060 para el diseño sísmico.

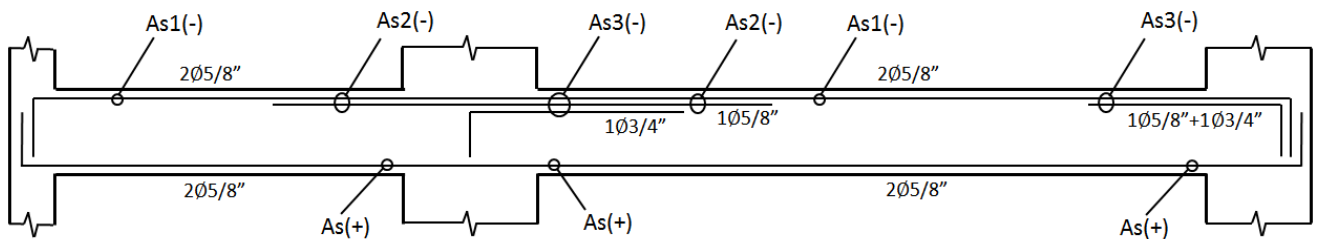


Figura 8.8.3 Esquema del refuerzo calculado por flexión para la viga del ejemplo.

Tenemos:

- $As(+)$ = 4.00cm²
- $As1(-)$ = 4.00 cm²
- $As2(-)$ = 6.00cm²
- $As3(-)$ = 8.84cm²

Para cumplir con los requerimientos de la Norma E.060 especificados en la figura 8.2.1, debemos comprobar que:

- $As(+)$ debe brindar como mínimo un 1/3 (33%) de la resistencia que brindan $As2(-)$ y $As3(-)$, se verificará con $As3(-)$ por ser mayor:

Tabla 8.8.2 Verificación de la resistencia mínima brindada por el acero positivo en los nudos.

	As(+)	As3(-)
b (cm)	25	25
h (cm)	60	60
d (cm)	54	54
As (cm²)	4.00	8.84
ρ	0.30%	0.65%
Ku	10.81	22.63
ØMn (ton-m)	7.88	16.50

Se observa que $As(+)$ brinda el 48% de la resistencia que brinda $As3(-)$, por lo tanto se cumple con el requerimiento de la Norma.

- $As1(-)$ debe ser como mínimo 1/4 (25%) de $As2(-)$ y $As3(-)$, se verifica con $As3(-)$ por ser mayor:

$$\frac{As1(-)}{As3(-)} = \frac{4}{8.84} = 45\%; \text{ se cumple con el requerimiento de la Norma.}$$

Corte del Refuerzo

Para determinar la longitud de los bastones mediante las especificaciones de la figura 8.2.1 primero es necesario saber cuáles son los puntos teóricos de corte.

Capacidad de las armaduras:

- $As(+)$ = 4.00cm² → ØMn = 7.88 ton-m
- $As1(-)$ = 4.00 cm² → ØMn = 7.88 ton-m
- $As2(-)$ = 6.00cm² → ØMn = 11.61 ton-m
- $As3(-)$ = 8.84cm² → ØMn = 16.50 ton-m

Graficando los valores de las capacidades sobre la envolvente de momentos obtenemos los siguientes puntos teóricos de corte:

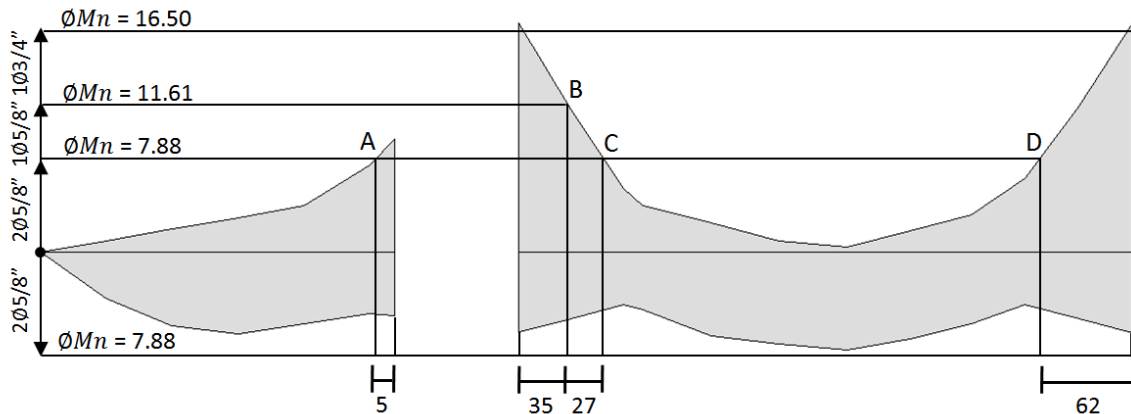


Figura 8.8.4 Puntos teóricos de corte del refuerzo (cotas en cm).

Luego, de acuerdo con lo dispuesto por la Norma E.060, se tiene que cortar el refuerzo como mínimo a una distancia d ó d_b del punto teórico de corte, además todos los bastones serán mayores a la longitud de anclaje l_d .

- $d = 54\text{cm}$
- $12d_b = 19\text{ cm}$ para $\phi 5/8''$ y 23 cm para $\phi 3/4''$.
- l_d para barras superiores ($f'_c = 210\text{ kg/cm}^2$): 75 cm para $\phi 5/8''$ y 90 cm para $\phi 3/4''$.

Tenemos:

- Para el bastón de $\phi 5/8''$ ubicado en el primer tramo (punto A) se tiene $l=5+54=59\text{ cm}$, pero gobierna la longitud de anclaje de 75 cm . Se elige un bastón de 80 cm .
- Para el bastón de $\phi 3/4''$ ubicado en el segundo tramo (punto B) se tiene $l=35+54=89\text{ cm}$, pero gobierna la longitud de anclaje de 90 cm . Se elige un bastón de 90 cm .
- Para el bastón de $\phi 5/8''$ ubicado en el segundo tramo (punto C) se tiene $l=35+27+54=116\text{cm}$. Se elige un bastón de 130 cm , 40 cm mayor al bastón de $\phi 3/4''$.
- Para el bastón de $\phi 5/8'' + \phi 3/4''$ (punto D) se tiene $l=35+27+54=116\text{ cm}$, para uniformizar el armado se elige un bastón de 130 cm , igual al bastón de $5/8''$ del punto C.
- Se cumplen los requerimientos de $A_{s_{min}}$ corrido.

Finalmente, la armadura por flexión queda como sigue.

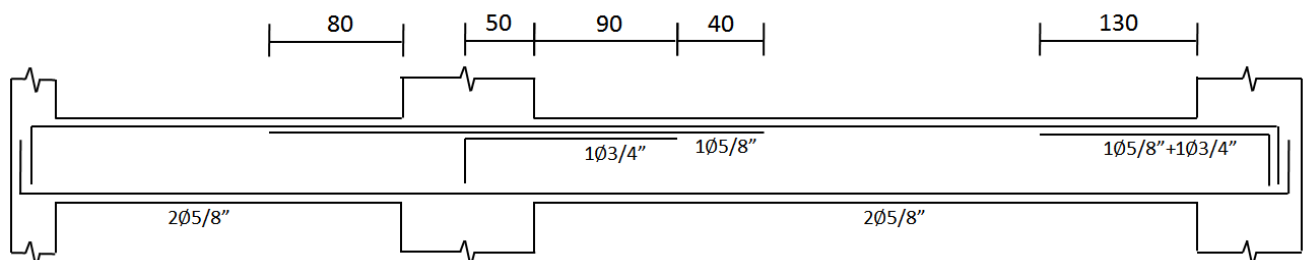


Figura 8.8.5 Distribución final del refuerzo por flexión para la viga en estudio.

Diseño por corte

Del análisis estructural obtenemos la siguiente envolvente de fuerzas cortantes, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en 8.1. Los valores se encuentran reducidos a una distancia “d” de la cara de los apoyos.

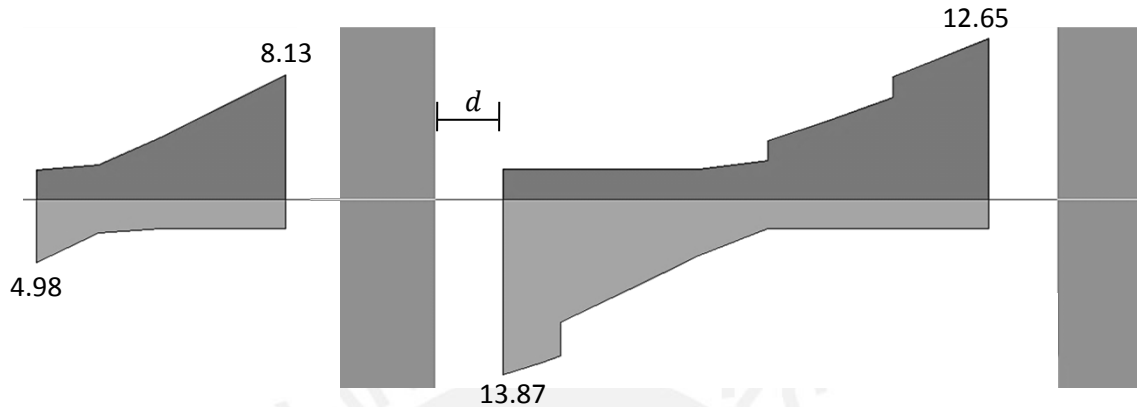


Figura 8.8.6 Envolvente de fuerzas cortantes para la viga en estudio (ton).

Pero según lo especificado en la Norma E.060, al ser la viga en estudio un elemento con responsabilidad sísmica, debemos calcular el V_u por capacidad.

En el primer tramo tenemos:

Apoyo izquierdo:	$As^+ = 4.00 \text{ cm}^2$	→	$Mn = 8.76 \text{ ton-m}$
	$As^- = 4.00 \text{ cm}^2$	→	$Mn = 8.76 \text{ ton-m}$
Apoyo derecho:	$As^+ = 4.00 \text{ cm}^2$	→	$Mn = 8.76 \text{ ton-m}$
	$As^- = 6.00 \text{ cm}^2$	→	$Mn = 12.90 \text{ ton-m}$

En el segundo tramo tenemos:

Apoyo izquierdo:	$As^+ = 4.00 \text{ cm}^2$	→	$Mn = 8.76 \text{ ton-m}$
	$As^- = 8.84 \text{ cm}^2$	→	$Mn = 18.33 \text{ ton-m}$
Apoyo derecho:	$As^+ = 4.00 \text{ cm}^2$	→	$Mn = 8.76 \text{ ton-m}$
	$As^- = 8.84 \text{ cm}^2$	→	$Mn = 18.33 \text{ ton-m}$

Una vez calculadas las capacidades en los apoyos, obtenemos las cortantes según lo indicado en la figura 8.3.1. Del metrado de cargas tenemos: $CM = 2.9 \text{ ton/m}$ y $CV = 0.7 \text{ ton/m}$.

- $\omega u = 1.25 \times (2.9 + 0.7) = 4.5 \text{ ton/m}$
- Luces libres de los tramos: $ln_1 = 2.92 \text{ m}$ y $ln_2 = 4.90 \text{ m}$
- Cortantes isostáticas: $Visost_1 = 4.5 \times 2.92/2 = 6.6 \text{ ton}$ y $Visost_2 = 4.5 \times 4.9/2 = 11.0 \text{ ton}$

El siguiente gráfico muestra las fuerzas cortantes relacionadas con la capacidad en los apoyos, para cuando los momentos actúan en sentido antihorario y horario:

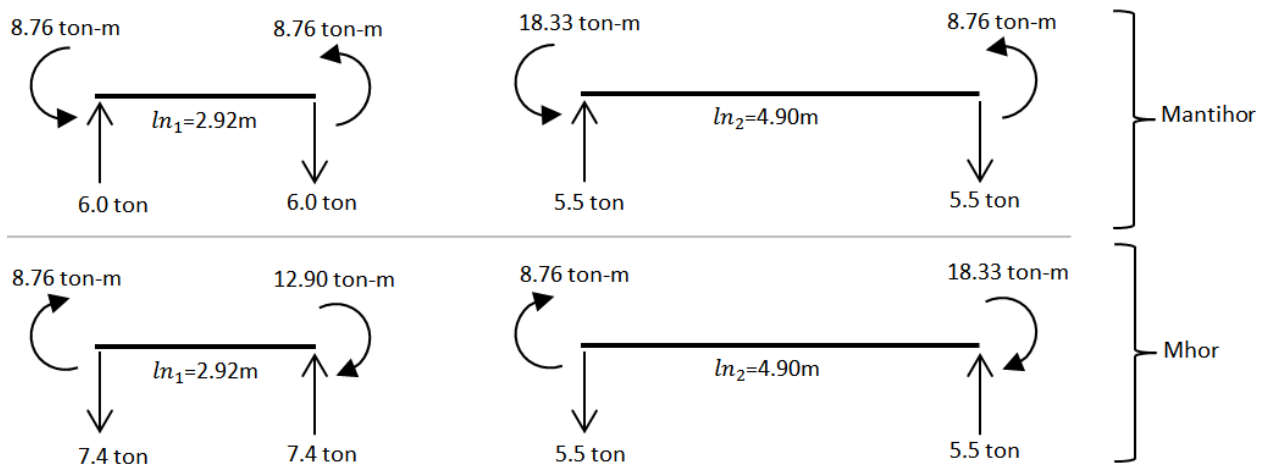


Figura 8.8.7 Fuerzas cortantes relacionadas con la capacidad M_n en los apoyos.

Si a todos estos valores les sumamos la fuerza cortante isostática correspondiente, obtenemos las fuerzas cortantes mostradas en la siguiente figura. Además se muestran las envolventes de dichas fuerzas y las cortantes de diseño V_u , reducidas a una distancia “ d ” de la cara de los apoyos.

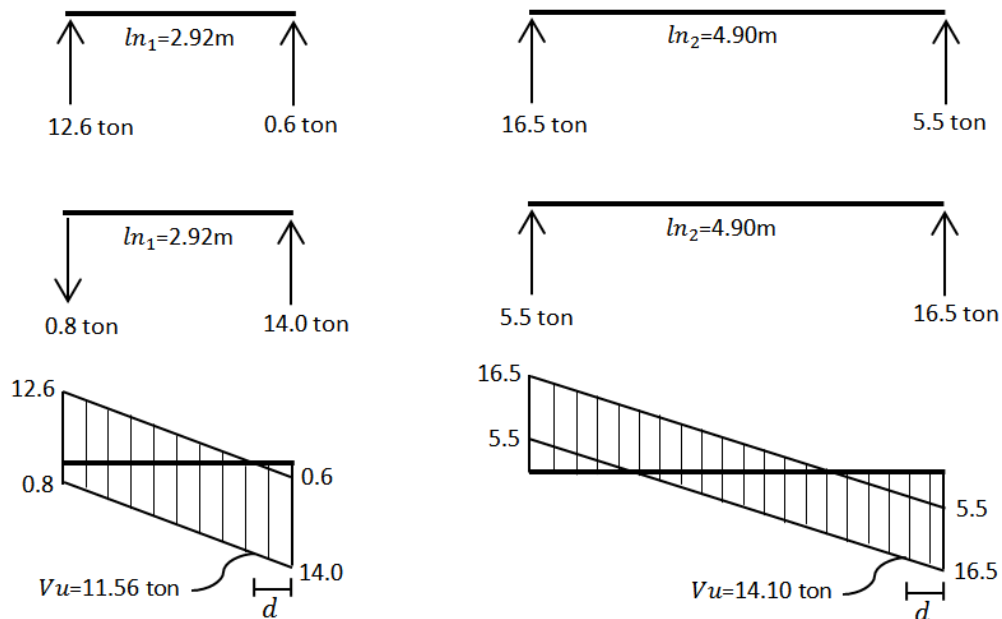


Figura 8.8.8 Fuerzas cortantes y envolventes de diseño calculadas por capacidad.

Observamos que para el primer tramo $V_u = 11.56$ ton (se considera esta carga para todo el tramo por tener fuerzas similares en ambos lados) y para el segundo tramo $V_u = 14.1$ ton. Si comparamos estos valores con los de la envolvente para las combinaciones normales (ver figura 8.8.6), notamos que las fuerzas de diseño se han incrementado de forma considerable. En la mayoría de vigas con responsabilidad sísmica gobierna la cortante obtenida por capacidad, ya que al tomar momentos de sismo requieren de una importante cantidad de refuerzo en los apoyos.

Sin embargo, como ya se explicó en la sección 8.3, la Norma E.060 también considera trabajar con las cortantes obtenidas con el sismo amplificado por 2.5, si es que éstas son menores a las halladas por capacidad. Se hace esto con el fin de no considerar un caso extremo e improbable. Tenemos la siguiente envolvente con el sismo amplificado:

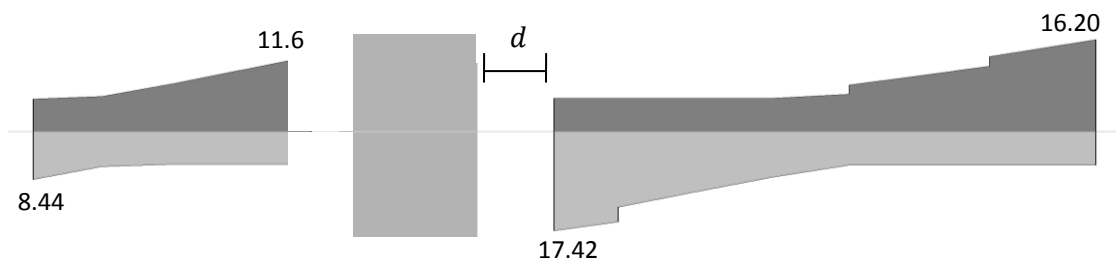


Figura 8.8.9 Envolvente de fuerzas cortantes con el sismo amplificado por 2.5.

Se observa que las cortantes con el sismo amplificado son mayores en alguna medida a las cortantes por capacidad, por lo tanto se usarán estas últimas para el diseño (ver figura 8.8.8). Tenemos:

- Para el primer tramo: $V_u = 11.56$ ton (para ambos apoyos)
- Para el segundo tramo: $V_u = 14.10$ ton (para ambos apoyos)

Hallando el aporte del concreto a la resistencia: $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 10.37$ ton; $\phi V_c = 8.81$ ton. Notamos que $V_u > \phi V_c$ en ambos tramos, por lo tanto se necesita refuerzo. Calculamos la cortante que deberá resistir el refuerzo y el espaciamiento necesario, usando estribos simples de $\phi 3/8$ " tenemos 2 ramas en cada espaciamiento, $A_v = 2A_b = 2 \times 0.71 = 1.42$ cm². Usando las expresiones mencionadas en 8.3 tenemos:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

- Para el primer tramo: $V_s = 11.56/0.85 - 10.37 = 3.23$ ton $\rightarrow s = 1.42 \times 4,200 \times 54 / 3,230 = 100$ cm
- Para el segundo tramo: $V_s = 14.10/0.85 - 10.37 = 6.22$ ton $\rightarrow s = 1.42 \times 4,200 \times 54 / 6,220 = 52$ cm

Se observa que los espaciamientos requeridos son muy grandes, en parte se debe a que la sección no está muy sobre-reforzada, se requerirían estribos mínimos. Sin embargo, como el elemento tiene responsabilidad sísmica se deberá tener en cuenta las consideraciones de la Norma E.060 para el espaciamiento de los estribos, las cuales han sido descritas en la sección 8.3.

- Zona de confinamiento mínima = $2h = 1.20$ m
- El primer estribo debe estar como máximo a 10 cm del apoyo.

En esta zona de confinamiento, los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:

- $d/4 = 13.5$ cm
 - $10d_b$ (barra longitudinal) = $10 \times 5/8 \times 2.54 = 15.9$ cm
 - $24d_b$ (estribo) = $24 \times 3/8 \times 2.54 = 22.9$ cm
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \therefore s_{\text{máx}} = 14 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será: $d/2 = 54/2 = 27$ cm. Por lo tanto, se elige: 1@5, 12@10, resto @20; en cada extremo de ambos tramos.

1.25m (Zona de confinamiento)

Control de deflexiones

Cada tramo de la viga cuenta con un extremo apoyado y otro extremo continuo. Según la tabla 6.6.1, para esta condición la viga en cada tramo debe contar con un peralte mínimo de $ln/18.5$. Tenemos para cada tramo:

$$h_{min1} = \frac{ln_1}{18.5} = \frac{2.92}{18.5} = 16 \text{ cm} \quad h_{min2} = \frac{ln_2}{18.5} = \frac{4.9}{18.5} = 26 \text{ cm}$$

La viga cuenta con $h = 60$ cm, por lo tanto se cumple con los requerimientos de peralte mínimo a menos que se calculen las deflexiones, según la Norma E.060.

Control de la fisuración

Tenemos el siguiente diagrama de momentos flectores en condición de servicio (M_s):

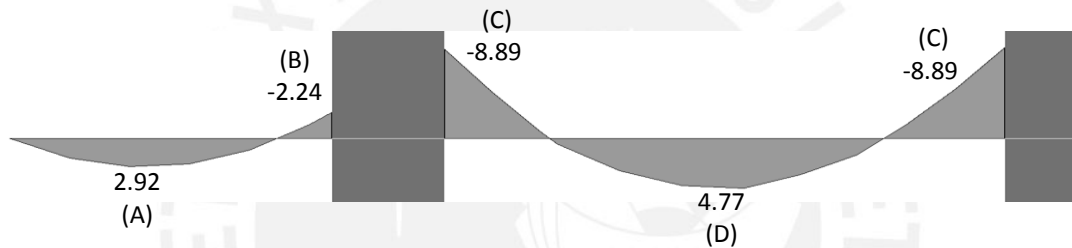


Figura 8.8.10 Diagrama de momentos flectores en condición de servicio para la viga en estudio.

Tenemos que verificar que estas cargas no producirán fisuras considerables en la viga. Calculando el parámetro Z para las secciones A, B, C y D mostradas en la figura 8.8.2, tenemos:

Tabla 8.8.3 Cálculo del parámetro Z para el control de la fisuración.

	Sección			
	A	B	C	D
b (cm)	25	25	25	25
h (cm)	60	60	60	60
d (cm)	54	54	54	54
As (cm²)	4.00	6.00	8.84	4.00
Ms (ton-m)	2.92	-2.24	-8.89	4.77
ys (cm)	5.8	5.8	6	5.8
N° barras	2	3	3.11	2
fs=Ms/0.9dAs (kg/cm²)	1,502	768	2,069	2,454
Act=2ysb/N° barras (cm²)	145.00	96.67	96.46	145.00
dc (cm)	5.8	5.8	6	5.8
Z=fs³/(dcAct) (kg/cm)	14,178	6,334	17,244	23,161
Z/26,000	55%	24%	66%	89%

Como ya se mencionó en la sección 8.5 de este trabajo, el límite que propone la Norma E.060 para el valor del parámetro Z es de 26,000 kg/cm, se observa que en todas las secciones se cumple con este requerimiento.

Observamos además que en la sección D, el valor de Z es el 89% del límite permitido. Esto se debe en parte a que el acero colocado es el 111% del acero requerido (ver tabla 8.8.1), valor cercano al 100%, y que en la sección se cuenta con sólo 2 barras de refuerzo; sin embargo se cumple con el límite establecido para el valor de Z .

CAPÍTULO 9 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas, junto a las placas, transmiten las cargas de las vigas y techos hacia la cimentación, y además controlan los desplazamientos laterales de la estructura. Dependiendo si en el edificio predominan las columnas o placas, se deberá tener especial consideración en el diseño sísmico para lograr un comportamiento dúctil durante un evento sísmico.

9.1 Análisis estructural

Al igual que las vigas, las columnas se modelan como parte de pórticos; y las cargas sísmicas también se obtendrán del modelo estructural usado para el análisis sísmico. Una vez obtenidas las cargas sísmicas y de gravedad, se procede a resolver todas las combinaciones que establece la Norma E.060.

$$\begin{aligned}U &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\U &= 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \\U &= 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}\end{aligned}$$

La mayoría de columnas reciben momentos en las dos direcciones, X-X e Y-Y. Es conveniente analizar cada dirección por separado, y obtener las combinaciones de carga respecto a cada eje. A diferencia de las vigas, no se trabaja con una envolvente, sino se estudia cada combinación por separado.

9.2 Diseño por flexocompresión uniaxial

En las columnas normalmente se presentan cargas axiales considerables, y por lo tanto importantes esfuerzos de compresión que afectan el comportamiento frente a solicitaciones de momento. A esta acción simultánea de momentos flectores y cargas axiales se la conoce como "flexocompresión". A la curva que relaciona simultáneamente la resistencia a la compresión y a la flexión de una columna se la conoce como diagrama de interacción. Existen nomogramas para secciones con formas predeterminadas que son muy útiles para secciones no muy complejas; en caso contrario se puede recurrir a programas de computadora.

El diseño es un procedimiento iterativo, se empieza asumiendo una armadura para la sección y se elaboran los diagramas de interacción correspondientes a cada dirección del análisis, usando los factores de reducción especificados para cada tipo de solicitación. Para dar por concluido el diseño, todas las combinaciones de carga deben cumplir con ubicarse por debajo de la curva de resistencia de la sección asumida; y dependiendo de la holgura en la iteración, también se debe considerar disminuir la armadura.

En el artículo 10.9.1, la Norma E.060 especifica los límites para las cuantías del refuerzo longitudinal en columnas: como mínimo 1%, para contrarrestar los efectos del flujo plástico en el concreto; y como máximo 6%, para evitar la congestión del refuerzo en el elemento. Estas cuantías se aplican al área total bruta de la sección.

9.3 Diseño por flexión biaxial

En teoría, si existen momentos actuando en ambos ejes de la sección, se debería construir un diagrama de interacción a manera de una superficie. Este procedimiento es muy complicado y engorroso, por lo que la Norma E.060 propone una forma conservadora de estimar el rango en el cual el diseño por flexocompresión uniaxial conserva su validez. En su artículo 10.18 propone evaluar las siguientes expresiones, basándose en las ecuaciones de Bresler.

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1 : \quad \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{no}} < 0.1 : \quad \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde:

P_u	= Carga axial última de diseño
M_{ux}	= Momento último de diseño respecto al eje X
M_{uy}	= Momento último de diseño respecto a eje Y
ϕP_{nx}	= Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en X ($e_y=0$)
ϕP_{ny}	= Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en Y ($e_x=0$)
ϕP_{no}	= Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de carga axial ($e_x=e_y=0$)
ϕM_{nx}	= Resistencia de diseño respecto al eje X
ϕM_{ny}	= Resistencia de diseño respecto al eje Y

9.4 Efectos de la esbeltez

Al diseñar una columna se asumen excentricidades de diseño M/P , las cuales en la realidad pueden alterarse debido a la curvatura, dependiendo de la esbeltez del elemento. Estos efectos que no son contemplados en el análisis elástico reciben el nombre de “efectos de segundo orden”. La Norma E.060 propone dos métodos para estimar estos efectos, dependiendo de si el entrepiso donde se encuentra ubicada la columna en estudio presenta o no desplazamiento lateral importante.

Según la Norma E.060, una estructura se considera sin desplazamiento lateral si al hacer un análisis de segundo orden resulta que el incremento de los momentos en los extremos de las columnas no excede de 5%. Alternativamente se permite hacer uso del índice de estabilidad Q , descrito en la sección 5.5.5 de este trabajo.

9.4.1 Estructuras sin desplazamiento lateral

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{k lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) ; \quad \left[34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \right] \leq 40$$

Donde:

- $M1$ = Menor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y negativo si hay doble curvatura.
- $M2$ = Mayor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, siempre positivo.
- k = Factor de longitud efectiva. La Norma E.060 indica que para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir $k=1$ conservadoramente.
- lu = Longitud sin arriostrar en la columna.
- r = Radio de giro de la sección transversal.

En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 en su artículo 10.12.3 indica que se deben amplificar los momentos de diseño mediante la siguiente expresión:

$$M1 = \delta ns M1 \quad M2 = \delta ns M2$$

Donde: δ_{ns} es el factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1 \text{ ; donde: } P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k lu)^2} \text{ y } EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta d} \text{ ó } \frac{(0.4E_c I_g)}{1 + \beta d}$$

Además:

C_m =Factor que relaciona la forma del diagrama de momentos y el tipo de curvatura. Para elementos con curvatura simple se toma igual a uno. Para elementos con doble curvatura (la mayoría de casos) se calcula usando $C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2)$, pero como mínimo se debe tomar $C_m=0.4$.

P_u =Fuerza axial última de diseño.

P_c =Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler).

EI =Producto del módulo de elasticidad y la inercia de la sección considerando fisuramiento

E_c =Módulo de elasticidad del concreto.

I_g =Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada).

E_s =Módulo de elasticidad del acero.

I_{se} =Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada).

βd =Para estructuras sin desplazamiento lateral es la relación entre el momento último debido a la carga muerta permanente M_{cm} y el momento último de diseño M_u , siempre positivo.

Adicionalmente se indica que si M_2/P_u es menor que $(1.5+0.03h)$; para el cálculo de C_m se deberán amplificar los momentos M_1 y M_2 considerando una excentricidad mínima de $(1.5+0.03h)$, o en su defecto tomar $C_m = 1$. Nótese que h es el peralte de la columna en la dirección analizada, en cm.

9.4.2 Estructuras con desplazamiento lateral

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras con desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{k lu}{r} \leq 22$$

Donde k deberá ser calculado considerando los desplazamiento laterales, y no debe ser menor que 1. En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 en su artículo 10.13.3 indica que se deben usar las siguientes expresiones:

$$M_1 = \delta_{ns} M_1 + \delta_s M_{1s} \quad M_2 = \delta_{ns} M_2 + \delta_s M_{2s}$$

Donde:

δ_{ns} = Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados. Se calcula usando las mismas expresiones de la sección 9.4.1.

δ_s = Factor de amplificación de momento para pórticos no arriostrados. Es un solo valor para columnas pertenecientes a un mismo pórtico.

M_{1s} y M_{2s} = Cargas de sismo amplificadas.

Para el cálculo del factor δ_s se debe hacer un análisis de segundo orden; sin embargo la Norma E.060 presenta dos alternativas para esto.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q}; \quad 1 \leq \delta_s \leq 1.5$$

Donde Q es el índice de estabilidad del entrepiso y se calcula según lo estudiado en la sección 5.5.5 de este trabajo. Si δs excede el límite de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden o usar la siguiente expresión:

$$\delta s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}}$$

Donde las sumatorias se realizan por entrepiso y P_c se calcula usando las mismas expresiones presentadas en la sección anterior. Nótese además que algunas variables cambian respecto del caso de edificios sin desplazamiento lateral. Por ejemplo, βd y k .

Un valor adecuado para βd puede ser cero, ya que para estructuras con desplazamiento lateral la carga sostenida no es la causante de la deformación lateral, sino que ésta es causada por el sismo que es eventual y de corta duración (Blanco, 1994). Para el valor de k en pórticos con desplazamiento lateral existen nomogramas como los de Jackson y Moreland que permiten obtener gráficamente dicho valor.

9.5 Diseño por corte

La Norma E.060 en su artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para estimar conservadoramente el aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

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

Donde Nu es la carga axial en kg y positiva por ser de compresión. Al igual que las vigas, las columnas llevan estribos que sirven como refuerzo por corte. La resistencia requerida para el acero y el espaciamiento necesario se calcula mediante:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Se deberá cumplir para todas las combinaciones que $\phi V_n > V_u$, donde $V_n = V_c + V_s$. Además, la Norma E.060 dispone consideraciones especiales para el diseño sísmico por corte en las columnas, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil durante un evento sísmico. Para el cálculo de la fuerza cortante de diseño se deberá realizar un análisis por capacidad similar a lo especificado para las vigas en la sección 8.3 de este trabajo, como se muestra a continuación:

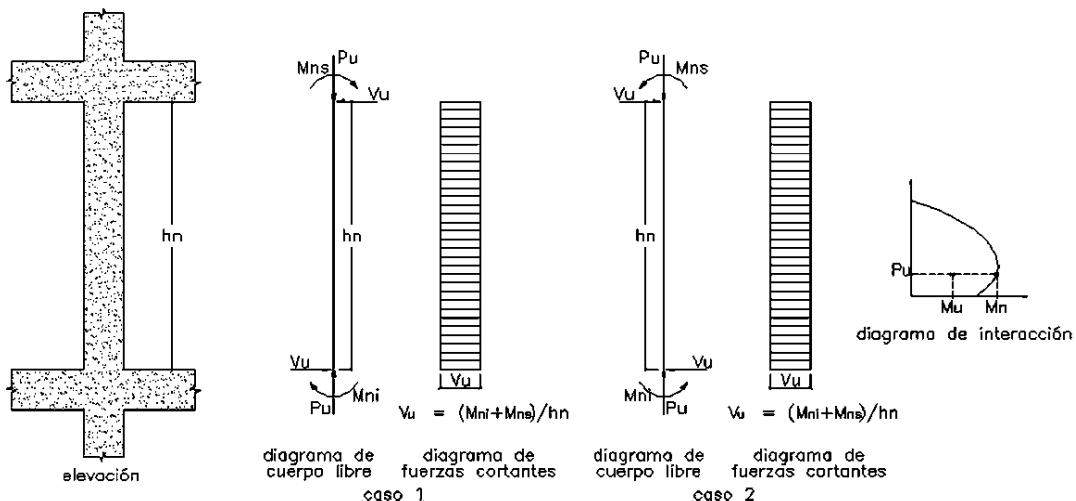


Figura 9.5.1 Fuerza cortante de diseño en columnas según la Norma E.060.

Además se deberá comparar esta fuerza V_u con la envolvente de fuerzas cortantes considerando las cargas sísmicas amplificadas por 2.5, y elegir el menor valor para no considerar escenarios improbables.

Cabe señalar que estas disposiciones son válidas sólo para el caso de edificios con sistema de muros estructurales. Para edificios aporticados estos requisitos no son suficientes (ver artículo 21.6 de la Norma E.060).

Por otro lado, de acuerdo al artículo 21.4.5 de la Norma E.060, el espaciamiento de los estribos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 10 cm.
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 50 cm.
- Fuera de la longitud L_o , la separación no será mayor que:
 - La requerida por fuerza cortante.
 - La mitad del peralte efectivo
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 48 veces el diámetro del estribo.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 30 cm.
- El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor entre:
 - $s_{m\acute{a}x} = Av Fy / 0.2 \sqrt{f'c} b_w$
 - $s_{m\acute{a}x} = Av Fy / 3.5 b_w$
 - 15 cm.

A continuación se muestra un esquema que resume todas estas disposiciones.

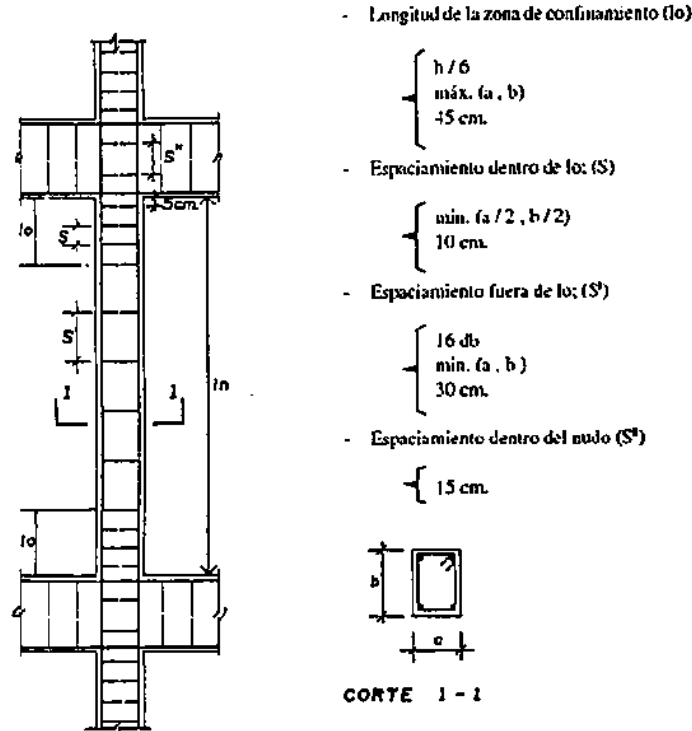


Figura 9.5.2 Disposiciones para el espaciamiento de estribos según la Norma E.060. (Blanco,1994).

9.6 Empalmes por traslape del refuerzo

Sabiéndose que en la mayoría de columnas, la zona central presenta poco esfuerzo por flexión y poca congestión de acero, es conveniente realizar el empalme aquí. Sin embargo también se pueden realizar empalmes cerca a los nudos, ya que las sollicitaciones de momento en columnas no son elevadas respecto a su carga axial, sobre todo en edificios de muros. Para este último caso se deberá incrementar la longitud del empalme. En el siguiente esquema se muestra algunas consideraciones:

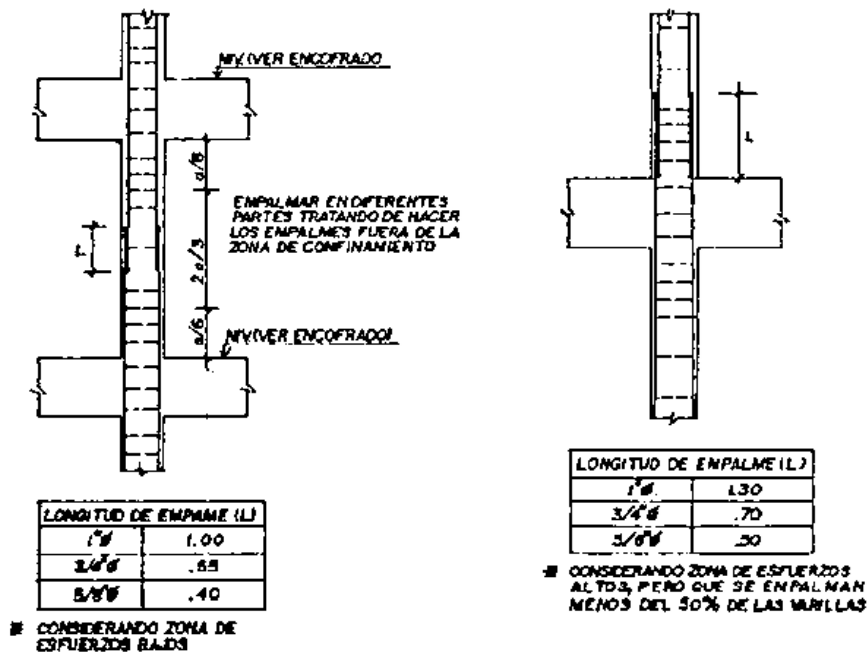


Figura 9.6.1 Consideraciones para el empalme del refuerzo en columnas (Blanco, 1994).

9.7 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño completo de la columna C-04 del eje H (ver plano E-04 del Anexo). Dimensiones 25x70 cm. Del análisis estructural tenemos las siguientes cargas para el primer piso.

Tabla 9.7.1 Cargas obtenidas del análisis estructural para la columna en estudio.

Carga	P (ton)	M _{X-X} (ton-m)	M _{Y-Y} (ton-m)	V _{X-X} (ton)	V _{Y-Y} (ton)
CM	66.62	0.90	-0.14	0.66	0.18
CV	11.23	0.20	-0.03	0.14	0.04
Sismo en X-X	28.63	14.59	0.36	9.32	0.22
Sismo en Y-Y	20.27	3.84	1.97	2.75	1.12

Efectos de la esbeltez

En el análisis sísmico, sección 5.5.5, se verificó que el edificio no presenta ningún entrepiso con desplazamiento lateral; por lo tanto se verificarán los efectos de la esbeltez de acuerdo a la sección 9.4.1. Tenemos que en la mayoría de columnas convencionales los momentos M_1 y M_2 son iguales, se podrán ignorar los efectos de la esbeltez si se verifica que:

$$\frac{k lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 34 - 12(-1) = 46 ; \text{ pero: } \left[34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \leq 40 , \text{ entonces: } \frac{k lu}{r} \leq 40$$

Verificando en ambas direcciones, y considerando el radio de giro r igual a $0.3h$, lu como la altura de entrepiso 275 cm y $k=1$; tenemos:

Para la dirección X-X: $klu/r_x = 1 \times 275 / (0.3 \times 70) = 13.1$

Para la dirección Y-Y: $klu/r_y = 1 \times 275 / (0.3 \times 25) = 36.7$

Se verifica que en ambas direcciones el valor de klu/r es menor que 40, por lo tanto no se tomarán en cuenta los efectos de la esbeltez para esta columna.

Diseño por flexocompresión uniaxial

Evaluando las combinaciones de carga tenemos:

Tabla 9.7.2 Combinaciones de carga P_u y M_u para la columna en estudio.

Combinación	P_u (ton)	M_{u-X} (ton-m)	M_{u-Y} (ton-m)
1.4CM+1.7CV	112.36	1.60	-0.24
1.25(CM+CV)+CSX	125.94	15.97	0.15
1.25(CM+CV)-CSX	68.68	-13.22	-0.57
0.9CM+CSX	88.59	15.40	0.24
0.9CM-CSX	31.33	-13.78	-0.48
1.25(CM+CV)+CSY	117.58	5.21	1.76
1.25(CM+CV)-CSY	77.04	-2.46	-2.17
0.9CM+CSY	80.23	4.65	1.85
0.9CM-CSY	39.69	-3.03	-2.09

Calculamos el refuerzo mínimo para una sección de 25x70 cm. Tenemos un área total de 1750cm^2 y considerando una cuantía mínima de 1% obtenemos 17.5cm^2 . Se empezará la iteración con 10 barras de $\varnothing 5/8"$, 20cm^2 de refuerzo. Tenemos la siguiente sección:

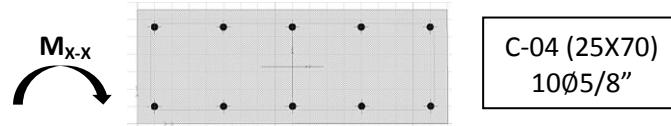


Figura 9.7.1 Sección de la columna a diseñar.

Elaborando el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicando los puntos (Mu,Pu), tenemos:

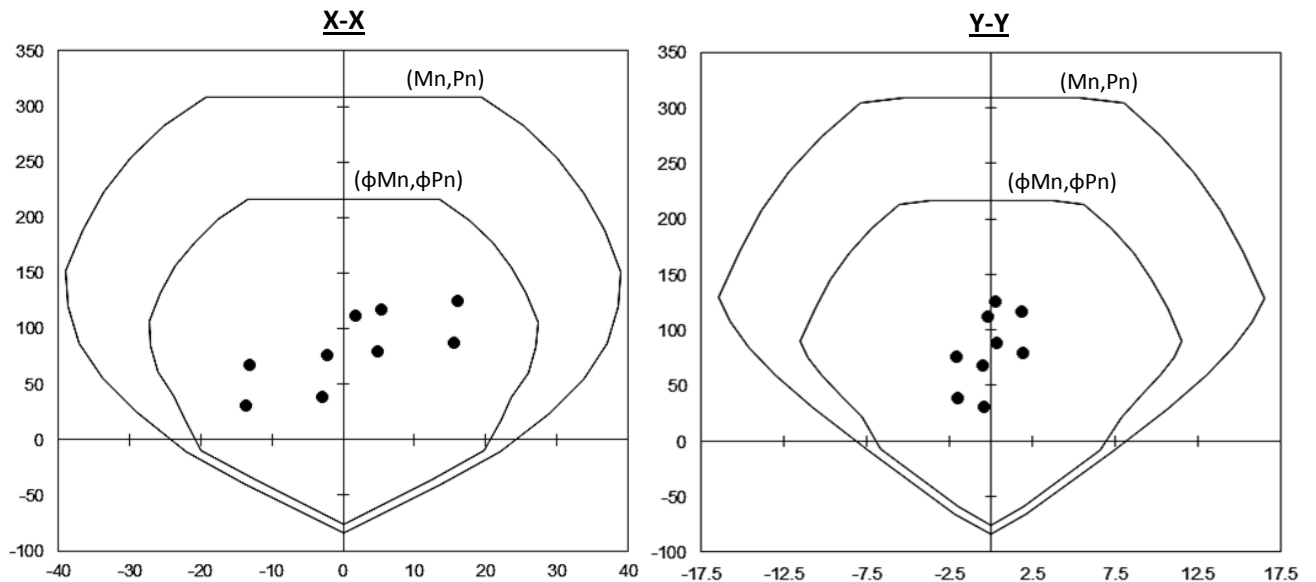


Figura 9.7.2 Puntos (Mu,Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección.

Observamos que los puntos (Mu,Pu) se ubican por debajo de las curvas de resistencia, con un margen razonable considerando que se tiene una cuantía mínima en la sección.

Flexión biaxial

Para dar por terminado el diseño por flexocompresión, se verificará por flexión biaxial. Se usará la combinación "1.25(CM+CV)+CSX", por ser la que mayor momento presenta.

Tenemos: $\phi P_{no} = 270 \text{ ton}$

$P_u = 125.94 \text{ ton} \rightarrow 125.94/270 = 0.47 > 0.1 \therefore$ Se usa la fórmula de Bresler

$M_{u_{x-x}} = 15.97 \text{ ton-m} \rightarrow \phi P_{nx} = 205 \text{ ton}$

$M_{u_{y-y}} = 0.15 \text{ ton-m} \rightarrow \phi P_{ny} = 216 \text{ ton}$

$$P_{u_{\max}} = \left[\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \right]^{-1} = \left[\frac{1}{205} + \frac{1}{216} - \frac{1}{270} \right]^{-1} = 172 \text{ ton}$$

Observamos que se cumplen los requerimientos, ya que $P_u = 125.94 \text{ ton}$ y $P_{u_{\max}} = 172 \text{ ton}$. El refuerzo final por flexocompresión es de 10 barras de $\phi 5/8$ ".

Diseño por corte

Calculamos las fuerzas cortantes considerando las capacidades en los nudos de la columna. Tenemos los valores de P_u para cada combinación, y de los diagramas de interacción (ver figura 9.7.2) se obtienen las capacidades Mn_{x-x} y Mn_{y-y} .

Tabla 9.7.3 Capacidades en los nudos relacionadas con P_u para cada combinación.

Combinación	P_u (ton)	Mn_{x-x} (ton-m)	Mn_{y-y} (ton-m)
1.4CM+1.7CV	112.36	38	16.0
1.25(CM+CV)+CSX	125.94	39	16.3
1.25(CM+CV)-CSX	68.68	35	13.7
0.9CM+CSX	88.59	37	15.0
0.9CM-CSX	31.33	30	11.0
1.25(CM+CV)+CSY	117.58	39	16.0
1.25(CM+CV)-CSY	77.04	36	14.4
0.9CM+CSY	80.23	36	14.4
0.9CM-CSY	39.69	32	11.6

Tenemos un Mn máximo de 39 ton-m para la combinación “1.25(CM+CV)+CSX”, por lo tanto la fuerza cortante última de diseño sería: $V_u = (39+39)/2.75 = 28.36\text{ton}$. Adicionalmente verificaremos con las cargas sísmicas amplificadas por 2.5.

Tabla 9.7.4 Combinaciones de V_u evaluadas con el sismo sin amplificar y amplificado por 2.5.

Combinación	Sismo x 1		Sismo x 2.5	
	$V_{u_{x-x}}$ (ton)	$V_{u_{y-y}}$ (ton)	$V_{u_{x-x}}$ (ton)	$V_{u_{y-y}}$ (ton)
1.4CM+1.7CV	1.16	0.32	1.16	0.32
1.25(CM+CV)+CSX	10.32	0.50	24.30	0.83
1.25(CM+CV)-CSX	-8.32	0.06	-22.30	-0.28
0.9CM+CSX	9.91	0.38	23.89	0.71
0.9CM-CSX	-8.73	-0.06	-22.71	-0.39
1.25(CM+CV)+CSY	3.75	1.40	7.88	3.08
1.25(CM+CV)-CSY	-1.75	-0.85	-5.88	-2.53
0.9CM+CSY	3.34	1.28	7.47	2.96
0.9CM-CSY	-2.16	-0.96	-6.28	-2.64

Nótese que el valor de $V_u = 28.36\text{ton}$ obtenido por capacidad es significativamente mayor que 10.32ton , obtenido con las combinaciones de carga convencionales. Sin embargo, con el sismo amplificado por 2.5 obtenemos $V_u = 24.30\text{ton}$, menor al obtenido por capacidad. Por lo tanto, según lo permitido por la Norma, se trabajará con este último valor.

Calculando el aporte del concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140A_g} \right) b_w d = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{125.94}{140 \times 25 \times 70} \right) \times 25 \times 64 = 12.3 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 12.3 = 10.46 \text{ ton}$$

Observamos que $V_u > \phi V_c$. Considerando estribos dobles de $\phi 3/8$ ” tenemos 4 ramas en cada espaciamiento, $A_v = 4A_b = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$. Calculando la resistencia y el espaciamiento requeridos para el refuerzo, tenemos:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{24.3}{0.85} - 12.3 = 16.3 \text{ ton} \quad s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2.84 \times 4,200 \times 64}{16,300} = 47 \text{ cm}$$

Por fuerza cortante se requiere 47cm de espaciamiento. Considerando lo dispuesto por la Norma E060, la zona de confinamiento debe ser como mínimo el mayor entre:

- $l_n/6=275/6=45\text{cm}$
 - La mayor dimensión: 70cm
 - 50cm
- } $\therefore L_o = 70 \text{ cm}$

El espaciamiento dentro de esta zona de confinamiento no será mayor que:

- $8db$ (longitudinal $\phi 5/8''$) = $8 \times 5/8 \times 2.54 = 12.70\text{cm}$
 - La mitad de la menor dimensión: $25/2 = 12.5\text{cm}$
 - 10cm
- } $\therefore S_o = 10 \text{ cm}$

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no será mayor que:

- El requerido por V_u : 47cm
 - $d/2 = 64/2 = 32\text{cm}$
 - $16db = 25.40\text{cm}$
 - $48db$ (estribos de $\phi 3/8''$) = $48 \times 3/8 \times 2.54 = 45.72\text{cm}$
 - La menor dimensión: 25cm
 - 30cm
- } $\therefore s = 25 \text{ cm}$

En el nudo, el espaciamiento no será mayor que:

- $s_{m\acute{a}x} = A_v F_y / 0.2 \sqrt{f'c} b_w = 2.84 \times 4,200 / 0.2 \sqrt{210} \times 70 = 59\text{cm}$
 - $s_{m\acute{a}x} = A_v F_y / 3.5 b_w = 2.84 \times 4,200 / 3.5 \times 70 = 49\text{cm}$
 - 15 cm
- } $\therefore s = 15 \text{ cm}$

El diseño final de la columna será:

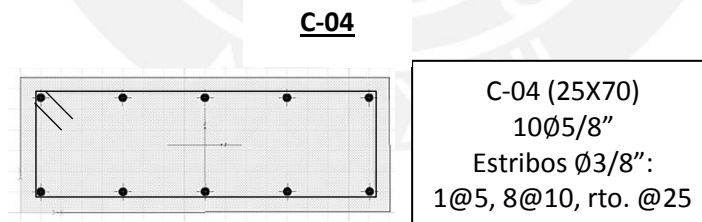


Figura 9.7.3 Diseño final de la columna analizada.

CAPÍTULO 10

DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)

Los muros de corte son aquellos que además de las cargas verticales, también reciben cargas horizontales paralelas a su plano, principalmente provenientes de sollicitaciones sísmicas. En nuestro medio son conocidos como “placas” y en edificios altos su uso es fundamental, ya que aportan rigidez lateral ayudando a controlar los desplazamientos durante un evento sísmico.

19.1 Análisis estructural

Se aplica lo mismo que para columnas (ver sección 9.1).

19.2 Refuerzo mínimo horizontal y vertical

Dadas las importantes dimensiones que presentan los muros de corte, la Norma E.060 especifica cuantías mínimas de refuerzo para evitar la fisuración. En su artículo 11.3 señala:

$$\rho_h \geq 0.002 \qquad \rho_v \geq 0.0015$$

Estos mínimos aplican siempre y cuando no se requiera cuantías mayores por corte. El espaciamiento no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro, ni 40 cm. Si el espesor es mayor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en ambas caras del muro. El refuerzo vertical no necesita estar confinado salvo que su cuantía exceda de 0.01.

19.3 Diseño por flexión

De acuerdo a la esbeltez del elemento, su comportamiento por flexión varía notablemente, por consiguiente el diseño del refuerzo vertical por flexión debe diferenciarse para dos casos:

19.3.1 Muros esbeltos ($H/L \geq 1$)

En muros esbeltos el comportamiento es similar al estudiado para el caso de columnas, donde las fallas más probables son las del tipo dúctil, debido a la formación de rótulas plásticas en la base. El diseño se realizará por flexocompresión.

Se asume el acero principal en los núcleos confinados y el acero repartido en el resto de la sección. Se ubican los núcleos confinados en los extremos y donde se presenten vigas o muros perpendiculares al plano del elemento. Por último, se elaboran los diagramas de interacción para cada dirección y se ubican los puntos (M_u, P_u) para comprobar la validez de la iteración.

19.3.2 Muros bajos ($H/L < 1$)

En estos casos la falla más probable es del tipo frágil, por tracción diagonal del elemento, por lo tanto la fuerza cortante gobierna el diseño. El comportamiento no corresponde a la de un elemento sometido a flexocompresión y es semejante al de una viga de gran peralte.

Para calcular el acero de refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse con la siguiente expresión (Blanco, 1994).

$$M_u = \phi A_s f_y z; \quad \text{donde: } z = 0.4L \left(1 + \frac{H}{L}\right); \text{ si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1 \quad \text{y} \quad z = 1.2H; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

19.4 Diseño por corte

La Norma E.060 en sus artículos 11.10.3 a 11.10.10, indica las consideraciones para el diseño del refuerzo por corte en placas.

El aporte del concreto se puede calcular mediante las siguientes expresiones, considerando la magnitud de la carga axial.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} t d; \quad \text{si } \frac{Pu}{Ag} \geq 0.1f'_c \qquad V_c = 0; \quad \text{si } \frac{Pu}{Ag} < 0.1f'_c$$

Donde t es el espesor del muro y d el peralte efectivo, el cual deberá ser calculado mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones, sin embargo la Norma E.060 permite el uso de $d=0.8L$.

Además la Norma E.060 señala algunos límites para las resistencias calculadas.

$$V_c \leq \alpha_c \sqrt{f'_c} t d; \quad \text{donde: } \alpha_c = 0.80; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \quad \text{y} \quad \alpha_c = 0.53; \quad \text{si } \frac{H}{L} \geq 2.0$$

Donde el valor de α_c varía linealmente para valores intermedios de H/L . Además se especifica un límite para el valor de $V_n = V_c + V_s$, según la siguiente expresión.

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} t d$$

Si $V_u \leq 0.27\sqrt{f'_c} t d$, se requerirá el refuerzo mínimo especificado en la sección 10.1.

Si $V_u > 0.27\sqrt{f'_c} t d$ ó $V_u > \emptyset V_c$, se deberá calcular la cuantía del refuerzo horizontal según:

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \qquad \rho_h = \frac{V_s}{f_y t d}; \quad \rho_{h \text{ mín}} = 0.0025$$

Además, la cuantía de refuerzo vertical deberá ser calculada según:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025); \quad \rho_{v \text{ mín}} = 0.0025$$

La Norma E.060 indica que no es necesario considerar la cuantía de refuerzo vertical mayor que la horizontal, salvo que la relación H/L sea menor a 2, en cuyo caso es sí será necesario considerar que $\rho_v \geq \rho_h$. Para los espaciamientos, tanto vertical como horizontal, se debe cumplir que:

$$s_{\text{máx}} = 3t \quad \text{y} \quad s_{\text{máx}} = 40 \text{ cm}$$

Adicionalmente la Norma E.060 en su artículo 21.9.5.3, referente a las disposiciones para el diseño sísmico de muros estructurales, señala que la fuerza cortante de diseño debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada en el muro:

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

Y esta fuerza cortante deberá ser considerada para el diseño en una altura medida desde la base no menor de L y $M_u/(4V_u)$, previendo la formación de rótulas plásticas.

10.5 Empalmes por traslape del refuerzo

Los núcleos confinados se pueden considerar individualmente como columnas, por consiguiente los empalmes se pueden especificar de acuerdo con lo dispuesto en la sección 9.6.

10.6 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la placa PL-03 del eje 12 (ver plano E-04 del Anexo). Esta placa nace desde el sótano, donde existe una gran densidad de muros, por lo que las cargas disminuyen notablemente para la sección ubicada en la base del sótano. Entonces, la sección crítica se ubicará en la base del primer piso, para el cual tenemos las siguientes cargas provenientes del análisis estructural.

Tabla 10.6.1 Cargas obtenidas del análisis estructural para la placa en estudio.

Carga	P (ton)	M _{X-X} (ton-m)	M _{Y-Y} (ton-m)	V _{X-X} (ton)	V _{Y-Y} (ton)
CM	155.43	-0.03	-16.43	-0.01	-6.99
CV	24.39	-0.01	-2.99	0.00	-1.05
Sismo en X-X	11.99	1.72	28.63	0.49	7.74
Sismo en Y-Y	44.42	0.14	393.97	0.05	56.81

Tenemos para la placa: $H=16.5\text{m}$ y $L=3.35\text{m}$ y $t=25\text{cm}$. La relación $H/L = 16.5/3.35 = 4.9$ es mayor a 1, por consiguiente se considera un muro esbelto y se diseñará por flexocompresión.

Diseño por flexocompresión

Obtenemos las combinaciones de carga P_u y M_u según lo especificado por la Norma E.060.

Tabla 10.6.2 Combinaciones de carga P_u y M_u para la columna en estudio.

Combinación	P_u (ton)	M_{u-x} (ton-m)	M_{u-y} (ton-m)
1.4CM+1.7CV	259.07	-0.05	-28.08
1.25(CM+CV)+CSX	236.77	1.68	4.36
1.25(CM+CV)-CSX	212.79	-1.76	-52.91
0.9CM+CSX	151.88	1.69	13.85
0.9CM-CSX	127.90	-1.74	-43.42
1.25(CM+CV)+CSY	269.20	0.10	369.69
1.25(CM+CV)-CSY	180.36	-0.18	-418.24
0.9CM+CSY	184.31	0.11	379.18
0.9CM-CSY	95.47	-0.16	-408.76

Se procederá a realizar una estimación del acero para la primera iteración mediante la siguiente expresión, usando el mayor momento $M_{u-y}=418.24$ ton-m.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (0.9L)} = \frac{418.24 \times 10^5}{0.9 \times 4,200 \times (0.9 \times 335)} = 37 \text{ cm}^2$$

En el armado preliminar se consideran núcleos confinados de 25x80cm en los extremos, y en cada núcleo 12 barras de $\emptyset 3/4"$; además se tiene una viga perpendicular al plano de la placa, por lo que se considera un núcleo central adicional de 25x60cm, con 6 barras de $\emptyset 3/4"$.

Adicionalmente en el resto de la sección se considera 2 barras de $\phi 1/2''$ separadas cada 25 cm. El armado descrito se muestra en la siguiente figura.

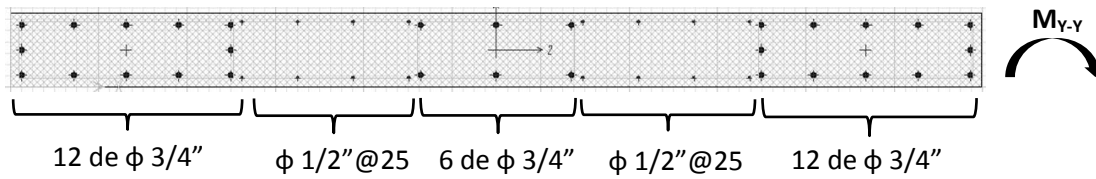


Figura 10.6.1 Armado preliminar por flexión para la placa del ejemplo.

Notamos que en cada extremo tenemos aproximadamente 34 cm^2 de acero, cercanos a los 37 cm^2 estimados con la ecuación aproximada. Elaborando los diagramas de interacción para cada dirección y ubicando los puntos (M_u, P_u) , tenemos:

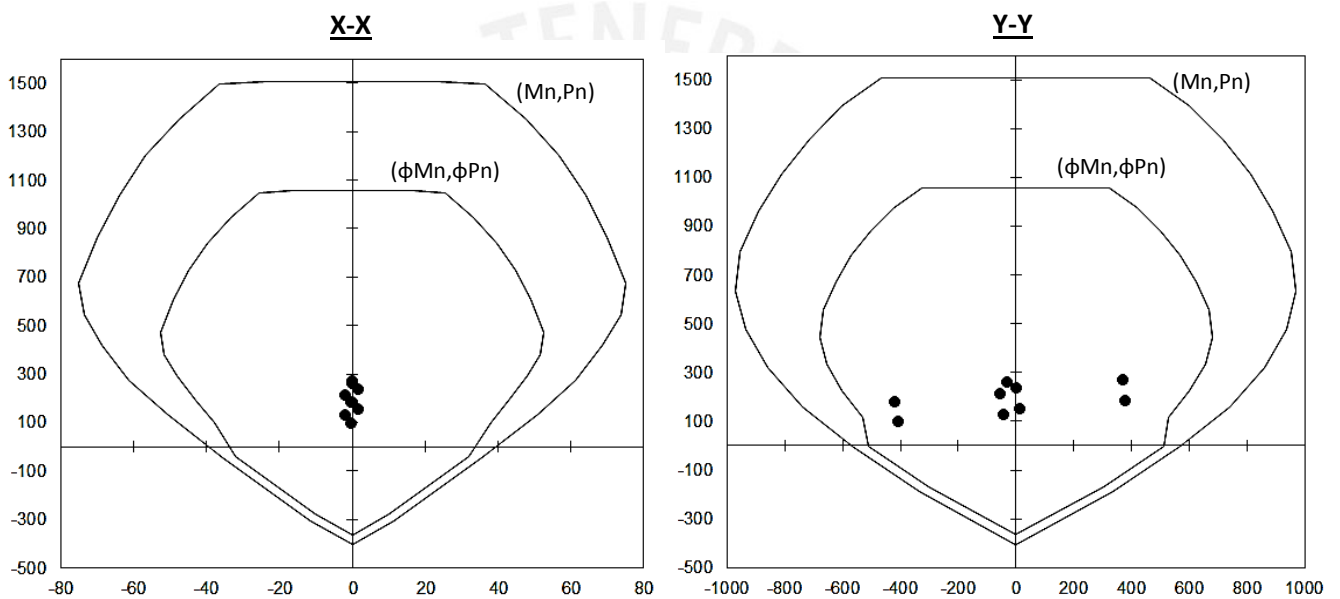


Figura 10.6.2 Puntos (M_u, P_u) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección.

Notamos que el refuerzo asumido cumple con los requerimientos para ambas direcciones con un margen aceptable.

Diseño por corte

Tenemos que $P_u = 180.36 \text{ ton}$, $P_u/Ag = 180,360/(335 \times 25) = 21.5 \text{ kg/cm}^2$, valor cercano al $10\% f'_c$, por lo tanto se desprecia el aporte del concreto a la resistencia.

$$V_c = 0$$

Para la combinación "1.25(CM+CV)-CSY" obtenemos $V_u = 66.86 \text{ ton}$. La capacidad asociada a la carga $P_u = 180.36 \text{ ton}$ es $M_{n,y} = 755 \text{ ton-m}$. Hallando la fuerza cortante de diseño tenemos:

$$V_{u \text{ diseño}} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right) = 66.86 \times \frac{755}{418.24} = 120.7 \text{ ton}; \quad \left(\frac{755}{418.24} \right) = 1.81 \leq 4.5 \rightarrow \text{cumple}$$

El esfuerzo cortante deberá ser tomado íntegramente por el refuerzo horizontal, calculando la resistencia requerida para el acero tenemos:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{120.7}{0.85} - 0 = 142 \text{ ton}$$

Verificando el límite dispuesto para V_n :

$$V_n = V_c + V_s = 0 + 142 = 142 \text{ ton}$$

$$V_{n_{\max}} = 2.6\sqrt{f'c} t d = 2.6 \times \sqrt{210} \times 25 \times (0.8 \times 335) = 252 \text{ ton}$$

Se cumple con el límite. Calculando la cuantía del refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y t d} = \frac{142,000}{4,200 \times 25 \times (0.8 \times 335)} = 0.51\% ; \quad \rho_{v \text{ mín}} = 0.25\% \rightarrow \text{cumple}$$

Obtenemos $\rho_h = 0.51\%$. Calculando el área de acero para un metro de altura:

$$A_s = \rho b h = 0.51\% \times 25 \times 100 = 12.75 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Dado el ancho de la placa, se distribuirá el refuerzo en ambas caras, en cada cara se tendrá $6.38 \text{ cm}^2/\text{m}$. Calculando la separación necesaria para barras de $\phi 1/2''$:

$$s = \frac{A_b}{A_s} = \frac{1.29}{6.38} = 20.2 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 3t = 3 \times 25 = 75 \text{ cm} \quad \text{y} \quad s_{\max} = 40 \text{ cm}$$

El espaciamiento calculado cumple con los máximos establecidos, entonces el refuerzo horizontal será 2 barras de $\phi 1/2''$ separadas cada 20 cm. Calculando la cuantía del refuerzo vertical, tenemos:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{1,650}{335} \right) (0.51\% - 0.0025) \approx 0$$

$$\rho_{v \text{ mín}} = 0.25\%$$

Correspondería una separación de 40 cm para barras de $\phi 1/2''$, pero los requisitos por flexocompresión gobiernan la cuantía del refuerzo vertical. Con el armado por flexocompresión la cuantía vertical es del orden de 1.26%, muy superior al mínimo de 0.25%. El diseño final de la placa será:

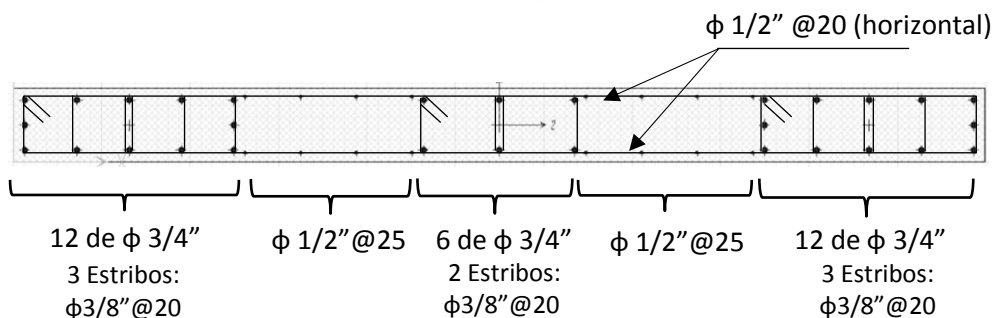


Figura 10.6.3 Armado final para la placa del ejemplo.

CAPÍTULO 11

DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones reciben las cargas de los elementos verticales y las transmiten al terreno. El diseño debe buscar no sobrepasar los límites de resistencia en el suelo, en los esfuerzos internos; y los límites de estabilidad.

Uno de los parámetros más importantes para el diseño de cimentaciones es la presión admisible en el suelo, el cual proviene del estudio de mecánica de suelos EMS. Para el proyecto presentado en este trabajo, el EMS especifica una presión admisible de 4 kg/cm^2 y un peso específico de $1,900 \text{ kg/m}^3$, típico de los suelos granulares del distrito de Magdalena del Mar.

Existen diferentes tipos de cimentaciones, entre las más usadas para edificios convencionales en nuestro país tenemos: zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas. Para el caso particular del edificio en estudio tenemos sólo zapatas aisladas y combinadas.

11.1 Diseño de zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son las cimentaciones más comunes, ya que son económicas y eficientes. Su uso es factible siempre y el elemento vertical se encuentre en el centro de gravedad de la zapata y los momentos provenientes de dicho elemento no sean elevados. Para efectos del diseño se definirán los siguientes parámetros:

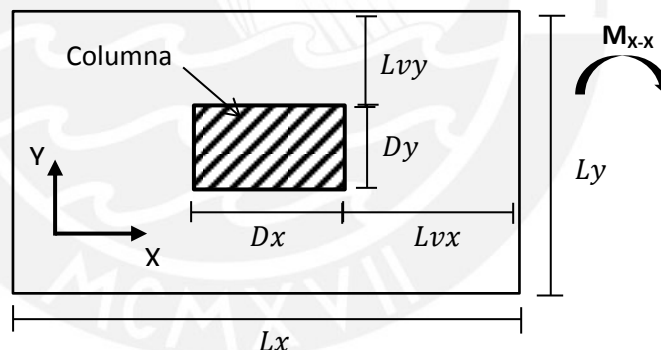


Figura 11.1.1 Parámetros de diseño para zapatas aisladas.

11.1.1 Análisis estructural

Las cargas que actúan sobre las cimentaciones provienen del análisis estructural del elemento que soportan. Para el cálculo de las presiones sobre el suelo, las cargas deben analizarse en condiciones de servicio, debido a que la presión admisible del suelo σ_{adm} está determinada con un F.S. para dichas condiciones. Se deberá considerar un caso donde actúen sólo las cargas de gravedad, y otro caso donde actúe además el sismo. Las cargas provenientes del análisis sísmico se encuentran en condiciones de resistencia, por lo que se deberá tomar sólo el 80% de sus magnitudes (artículo 15.2.5 de la Norma E.060).

Para el análisis de las fuerzas y momentos de diseño se asume un modelo simplificado, considerando a los extremos como vigas en volado empotradas en las caras del elemento vertical. Además, para este caso, la reacción del suelo debe ser llevada a condiciones últimas de resistencia.

11.1.2 Dimensionamiento por presión admisible

Para el dimensionamiento preliminar se deberá cumplir que la carga actuante en servicio dividida entre el área de la zapata sea menor que la presión admisible del suelo. La Norma E.060, en su artículo 15.2.4, permite un incremento del 30% en la presión admisible del suelo cuando se incluyen los efectos de sismo.

$$\text{Área req.} = \frac{(1 + \%PP)(P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm}} \qquad \text{Área req.} = \frac{(1 + \%PP)(P_{CM} + P_{CV}) + P_{CS}}{1.3\sigma_{adm}}$$

Donde el porcentaje del peso propio de la zapata $\%PP$, se considera dependiendo de la capacidad portante del suelo, según:

- $\%PP = 15$ a 8% , para: $0.5 < \sigma_{adm} < 2 \text{ kg/cm}^2$
- $\%PP = 8$ a 4% , para: $2 < \sigma_{adm} < 4 \text{ kg/cm}^2$

Una vez obtenida el área requerida se determinan las dimensiones de la zapata considerando volados en ambos sentidos, Lvx y Lvy . Siempre que sea posible, es conveniente considerar estas longitudes iguales, tratando de diseñar una zapata simétrica. Por consiguiente, las dimensiones de la zapata en cada dirección son:

$$Lx = Dx + 2Lvx \qquad Ly = Dy + 2Lvy \qquad LxLy \geq \text{Área req.}$$

Donde Dx y Dy son las dimensiones del elemento vertical en cada dirección (ver figura 11.1.1). Las dimensiones de la zapata aquí obtenidas son preliminares y deberá verificarse que el esfuerzo máximo, producido por la acción conjunta de la carga axial y los momentos, sea menor a la presión admisible del suelo. Se asume la siguiente distribución de esfuerzos:

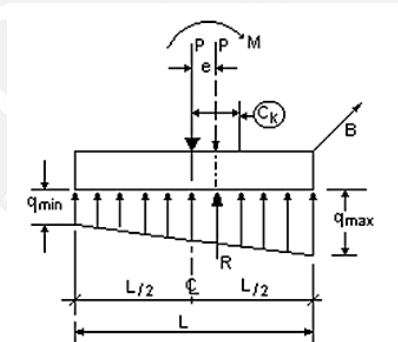


Figura 11.1.2.1 Distribución de esfuerzos asumida para los cálculos (Arango, 2005).

El esfuerzo máximo se presentará en las esquinas de la zapata y se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6 \Sigma M_{X-X}}{Lx^2Ly} \pm \frac{6 \Sigma M_{Y-Y}}{LxLy^2}$$

Si el esfuerzo máximo obtenido $\sigma_{m\acute{a}x}$ excede de la presión admisible σ_{adm} , se deberá aumentar las dimensiones de la zapata o considerar el uso de zapatas conectadas.

Para que la distribución asumida en la figura 11.1.2.1 sea válida, los esfuerzos mínimos obtenidos no deben ser negativos, ya que el suelo por su naturaleza no puede resistir

tracciones. De no cumplirse con esta condición se deberá redistribuir los esfuerzos en la dirección correspondiente, mediante la distribución triangular propuesta por G.G. Meyerhof.

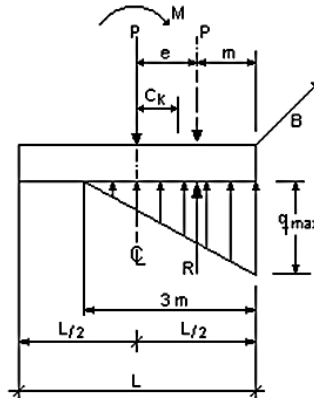


Figura 11.1.2.2 Método de Meyerhof para la redistribución de esfuerzos (Arango, 2005).

Donde $\sigma_{m\acute{a}x}$ se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Para momentos en X-X: } \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2R}{3Ly \left(\frac{Lx}{2} - \frac{M_{X-X}}{P} \right)}$$

$$\text{Para momentos en Y-Y: } \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2R}{3Lx \left(\frac{Ly}{2} - \frac{M_{Y-Y}}{P} \right)}$$

Al igual que para el caso anterior, deberá verificarse que no se exceda la presión admisible del suelo. Es importante señalar que la excentricidad de ninguna manera debe ser mayor que la tercera parte de la dimensión en la dirección de análisis, ya que se estaría bordeando los límites dispuestos para la estabilidad al volteo. De no cumplir con estos límites se debe considerar el uso de zapatas conectadas o combinadas.

$$\frac{M_{X-X}}{P} \leq \frac{Lx}{3} \qquad \frac{M_{Y-Y}}{P} \leq \frac{Ly}{3}$$

11.1.3 Reacción amplificada del suelo

Para obtener la reacción amplificada del suelo en condiciones últimas σ_u , se considera el esfuerzo máximo obtenido en el dimensionamiento, amplificado por 1.6 para efectos de cargas de gravedad y por 1.25 para efectos de cargas sísmicas. El valor de 1.6 se puede disminuir si se hace un cálculo más detallado. Por simplificación y conservadoramente, este esfuerzo amplificado se distribuye de forma uniforme en la base de la zapata, según lo mostrado en la siguiente figura.

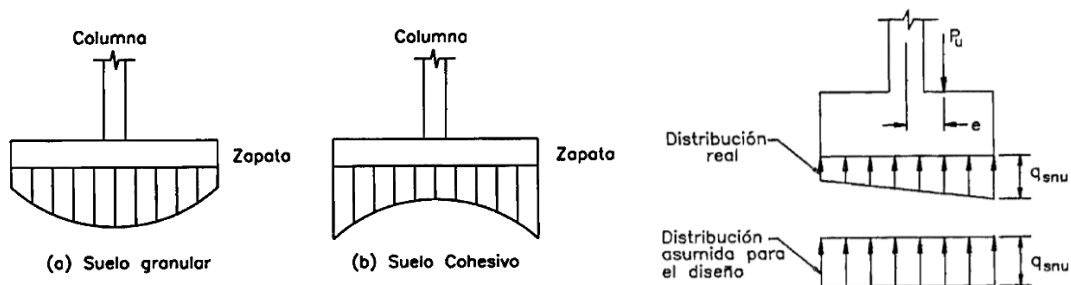


Figura 11.1.3.1 Distribuciones reales y asumidas para la reacción del suelo (Harmsen, 2002).

11.1.4 Verificación del corte por punzonamiento

Se debe verificar que el peralte asumido h , sea suficiente para que el concreto pueda soportar las fuerzas cortantes debidas al efecto de punzonamiento, ya que las zapatas no llevan refuerzo por corte. Normalmente este efecto gobierna el diseño del peralte y es más crítico mientras mayores sean las dimensiones de la zapata. La sección crítica es la encerrada por el perímetro ubicado a una distancia " $d/2$ " de la cara de los apoyos, tal como se muestra en la siguiente figura.

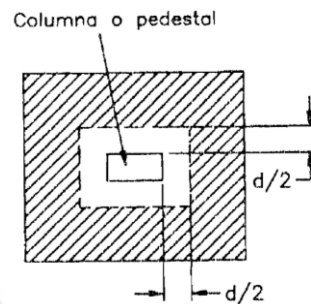


Figura 11.1.4.1 Sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento (Harmsen, 2002).

La resistencia requerida por punzonamiento V_u , se calcula mediante la siguiente expresión.

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

Donde: A_o = Área encerrada por la sección crítica y se calcula mediante: $A_o = (D_x + d)(D_y + d)$

La resistencia de diseño ϕV_c , será el menor de los siguientes valores:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad \phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad \phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica y se calcula mediante: $b_o = 2(D_x + D_y + 2d)$

d = Peralte efectivo de la zapata, se considera un recubrimiento de 10cm.

α_s = Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes. Se toma 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para esquineras.

β = Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor.

Deberá cumplirse que $\phi V_c > V_u$, de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

11.1.5 Verificación del corte por flexión

Según lo explicado en 11.1.1, asumiendo que los volados están empotrados en la cara del elemento, la sección crítica para la verificación por corte está ubicada a una distancia " d " de la cara.

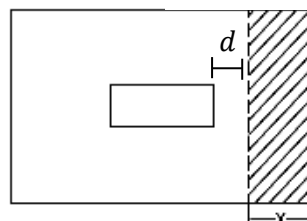


Figura 11.1.5.1 Sección crítica para la verificación del corte por flexión.

La resistencia requerida por corte V_u , se calcula en cada dirección mediante las siguientes expresiones.

Para la dirección X-X: $V_u = \sigma_u L_y (L_v x - d)$ Para la dirección Y-Y: $V_u = \sigma_u L_x (L_v y - d)$

La resistencia de diseño ϕV_c se calcula según:

Para la dirección X-X: $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} L_y d$ Para la dirección Y-Y: $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} L_x d$

Para ambas direcciones deberá cumplirse que $\phi V_c > V_u$, de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

11.1.6 Diseño por flexión

Al modelar los extremos como vigas en voladizo empotradas en la cara del elemento, aparecerán importantes momentos que traccionarán las fibras inferiores de la zapata. Por consiguiente, se deberá proveer de refuerzo en la parte inferior de la zapata y en ambas direcciones.

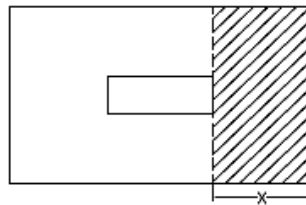


Figura 11.1.6.1 Sección considerada para el cálculo del refuerzo por flexión.

La resistencia requerida por flexión en cada dirección se calcula mediante las siguientes expresiones.

Para la dirección X-X: $M_u = \sigma_u L_v x^2 L_y / 2$ Para la dirección Y-Y: $M_u = \sigma_u L_v y^2 L_x / 2$

El cálculo del refuerzo necesario se realizará usando las tablas de diseño, las cuales relacionan el parámetro K_u y la cuantía ρ , similar al procedimiento de diseño en elementos sometidos a flexión pura.

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad K_u \rightarrow \rho \quad A_s = \rho b d \quad s = \frac{A_b}{A_s}$$

Además, según lo especificado en el artículo 9.7 de la Norma E.060, deberá tenerse en cuenta que la cuantía mínima para el refuerzo inferior en zapatas es de 0.0018. La separación del refuerzo no debe exceder de $3h$, ni de 40 cm.

11.1.7 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la zapata que soporta a la C-02 del eje C. Las dimensiones de la columna son:

$$L_x = 1.10 \text{ m} \quad L_y = 0.25 \text{ m}$$

Del análisis estructural se obtienen las siguientes cargas en la base de la columna, todas en condición de servicio.

Tabla 11.1.7.1 Cargas obtenidas del análisis estructural para la zapata aislada a diseñar.

Carga	P (ton)	M _{X-X} (ton-m)	M _{Y-Y} (ton-m)
CM	106.29	2.93	0.07
CV	17.47	0.27	0.01
Sismo en X-X	3.60	27.32	0.25
Sismo en Y-Y	6.54	3.42	1.53

Dimensionamiento por presión admisible

Hallamos el área requerida, estimando el peso propio de la zapata como el 5% de las cargas de gravedad.

$$\text{Área req.} = \frac{1.05(P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05(106.29 + 17.47)}{40} = 3.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Área req.} = \frac{1.05(P_{CM} + P_{CV}) + P_{CS}}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{1.05(106.29 + 17.47) + 6.54}{1.3 \times 40} = 2.62 \text{ m}^2$$

Se requiere un área de 3.25m², considerando volados iguales de 70 cm para ambas direcciones, tenemos una zapata de 2.5 X 1.65 m, con un área de 4.13 m². Se procederá a verificar los esfuerzos en las esquinas por la acción de los momentos. Considerando un peralte de 60cm, tenemos:

- Peso propio de la zapata = 4.13x0.60x2.4 = 5.95 ton
- Peso de la tierra sobre la zapata = (4.13 - 1.1x.25)x0.6x1.9 = 4.4 ton
- Total peso propio + relleno = 10.35ton

Se considerará 3 escenarios: sólo cargas de gravedad, cargas de gravedad + sismo en X-X y cargas de gravedad + sismo en Y-Y. Para los escenarios que consideren los efectos del sismo la presión admisible será 52 ton/m².

Caso 1: Sólo cargas de gravedad

- R = 106.29+17.47+10.35 = 134.11 ton
- ΣM_{X-X} = 2.93+0.27 = 3.20 ton-m
- ΣM_{Y-Y} ≈ 0

$$\sigma = \frac{134.11}{4.13} \pm \frac{6 \times 3.20}{2.5^2 \times 1.65} \pm 0 = 32.47 \pm 1.86$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 34.33 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{cumple} \quad \sigma_{\text{mín}} = 30.61 \text{ ton/m}^2 > 0 \rightarrow \text{cumple}$$

Caso 2: Cargas de gravedad + sismo en X-X:

- R = 134.11+3.6 = 137.71 ton
- ΣM_{X-X} = 3.20+27.32 = 30.52 ton-m
- ΣM_{Y-Y} ≈ 0

$$\sigma = \frac{137.71}{4.13} \pm \frac{6 \times 30.52}{2.5^2 \times 1.65} \pm 0 = 33.34 \pm 17.76$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 51.10 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{adm} = 52 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{cumple} \quad \sigma_{\text{mín}} = 15.58 \text{ ton/m}^2 > 0 \rightarrow \text{cumple}$$

Caso 3: Cargas de gravedad + sismo en Y-Y:

- $R = 134.11 + 6.54 = 140.65 \text{ ton}$
- $\Sigma M_{X-X} = 3.20 + 3.42 = 6.62 \text{ ton-m}$
- $\Sigma M_{Y-Y} = 1.54 \text{ ton-m}$

$$\sigma = \frac{140.65}{4.13} \pm \frac{6 \times 6.62}{2.5^2 \times 1.65} \pm \frac{6 \times 1.54}{2.5 \times 1.65^2} = 34.06 \pm 3.85 \pm 1.36$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 39.27 \text{ ton/m}^2 \quad \sigma_{\text{adm}} = 52 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{cumple} \quad \sigma_{\text{mín}} = 28.85 \text{ ton/m}^2 > 0 \rightarrow \text{cumple}$$

Observamos que para todos los casos se cumple con los límites de presión admisible y de presión mínima, por lo tanto las dimensiones L_x y L_y son suficientes. La reacción amplificada del suelo será el esfuerzo máximo que se obtiene para el caso 2, amplificado por 1.25.

$$\sigma_u = 1.25 \times 51.1 = \mathbf{63.88 \text{ ton/m}^2}$$

Verificación del corte por punzonamiento

El peralte efectivo de la zapata es $d=50 \text{ cm}$. Calculando la resistencia requerida V_u , tenemos:

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d) = (1.1 + 0.5)(0.25 + 0.5) = 1.20 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u(A_{\text{total}} - A_o) = 63.88 \times (4.13 - 1.20) = 187.17 \text{ ton}$$

Calculando la resistencia de diseño ϕV_c , tenemos:

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) = 2(1.1 + 0.25 + 2 \times 0.5) = 4.70 \text{ m}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.85 \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{110/25}\right) \sqrt{210} \times 470 \times 50 = 224 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.85 \times 0.27 \left(\frac{40 \times 50}{470} + 2\right) \sqrt{210} \times 470 \times 50 = 489 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 470 \times 50 = 307 \text{ ton}$$

Considerando el menor valor obtenido, $\phi V_c = 224 \text{ ton}$, observamos que $\phi V_c > V_u$.

Verificación del corte por flexión

Calculando la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para dirección, tenemos:

Para la dirección X-X: $V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d) = 63.88 \times 1.65 (0.7 - 0.5) = 21.08 \text{ ton}$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} L_y d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 165 \times 50 = 53.86 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{cumple}$$

Para la dirección Y-Y: $V_u = \sigma_u L_x (L_{vy} - d) = 63.88 \times 2.5 (0.7 - 0.5) = 31.94 \text{ ton}$

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} L_x d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 250 \times 50 = 81.60 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{cumple}$$

Diseño por flexión

Calculando las resistencias requeridas por flexión M_u , tenemos:

- Para la dirección X-X: $M_u = \sigma_u L_v x^2 L_y / 2 = 63.88 \times 0.7^2 \times 1.65 / 2 = 25.82 \text{ ton} - \text{m}$
- Para la dirección Y-Y: $M_u = \sigma_u L_v y^2 L_x / 2 = 63.88 \times 0.7^2 \times 2.5 / 2 = 39.13 \text{ ton} - \text{m}$

Calculando el refuerzo por flexión, tenemos:

Tabla 11.1.7.2 Cálculo del refuerzo por flexión para la zapata del ejemplo.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
b (cm)	165	250
h (cm)	60	60
d (cm)	50	50
Mu (ton-m)	25.82	39.13
Ku=Mu/bd²	6.26	6.26
ρ	0.17%	0.17%
As_{calculado}=ρbd (cm²)	14.03	21.25
As_{min}=0.0018bh (cm²)	17.82	27.00

Se observa que el refuerzo mínimo controla el diseño. Considerando barras de $\phi 5/8"$ y para un metro de ancho, tenemos:

$$A_s = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2 \quad s = \frac{A_b}{A_s} = \frac{2}{10.8} = 19 \text{ cm}$$

Se coloca una malla inferior de $\phi 5/8"@20\text{cm}$. El diseño final de la zapata se muestra en la siguiente figura.

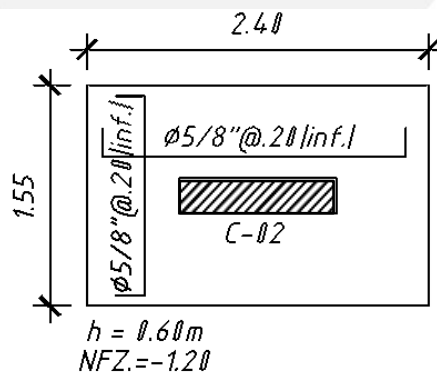


Figura 11.1.7.1 Esquema del diseño final para la zapata aislada del ejemplo.

11.2 Diseño de zapatas combinadas

Las zapatas combinadas son aquellas que soportan dos o más elementos verticales. Generalmente se usan cuando las áreas de dos zapatas se sobreponen, o cuando existen excentricidades grandes en un elemento vertical que se encuentra en el límite de propiedad.

Se cumplen las mismas hipótesis y procedimientos que para zapatas aisladas, con algunas acotaciones adicionales:

- Se asume que la zapata combinada es un sólido rígido.
- Se deberá trasladar todas las cargas puntuales y momentos actuantes hacia el centro de gravedad de la zapata. Se deberá tener en cuenta los momentos de traslación que se generarán al trasladar las cargas puntuales.
- Si la forma lo permite, para los cálculos y verificaciones se podrá analizar por franjas, modelando los elementos verticales como apoyos simples. Si la zapata presenta una forma compleja e irregular, es conveniente realizar un modelo de elementos finitos, similar a una losa.
- En la mayoría de zapatas combinadas se requiere de refuerzo superior por flexión, debido a la separación de los apoyos. La cuantía mínima en lugares donde se requiera refuerzo superior es de 0.0012, según el artículo 10.5.4 de la Norma E.060.

11.2.1 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se procederá a diseñar la zapata que soporta a las columnas C-05, C-09 y la placa PL-07 (Ver plano E-01 del Anexo) Del análisis estructural obtenemos las siguientes cargas, todas en condiciones de servicio:

Tabla 11.2.1.1 Cargas obtenidas del análisis estructural para la zapata combinada a diseñar.

Carga	C-05			C-09			PL-07		
	P (ton)	M _{X-X} (ton-m)	M _{Y-Y} (ton-m)	P (ton)	M _{X-X} (ton-m)	M _{Y-Y} (ton-m)	P (ton)	M _{X-X} (ton-m)	M _{Y-Y} (ton-m)
CM	100.68	14.23	-0.02	164.91	14.09	0.11	49.08	0.56	0.08
CV	16.68	1.99	0.00	28.38	2.08	0.11	8.54	0.07	0.02
Sismo en X-X	7.08	14.31	0.09	20.03	5.79	4.45	4.93	0.31	0.03
Sismo en Y-Y	9.52	1.50	0.55	5.27	1.22	25.54	5.50	0.10	0.06

Se considera las siguientes dimensiones preliminares, h=80cm.

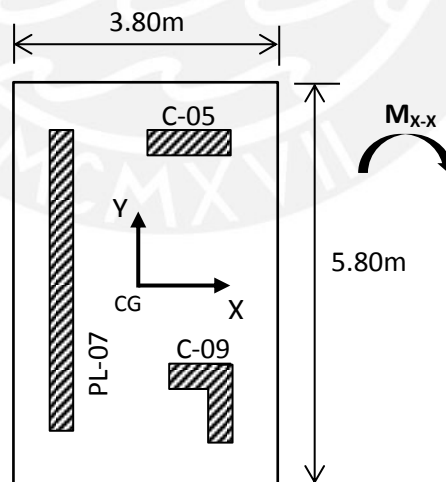


Figura 11.2.1.1 Dimensiones preliminares y coordenadas para la zapata combinada a diseñar.

Tenemos:

- Área de la zapata: 22 m²
- Área en planta de los elementos: 1.48 m²
- Inercia en X-X: $3.8^3 \times 5.8 / 12 = 26.52 \text{ m}^4$
- Inercia en Y-Y: $3.8 \times 5.8^3 / 12 = 61.79 \text{ m}^4$
- Peso propio de la zapata = $22 \times 0.8 \times 2.4 = 42.24 \text{ ton}$
- Peso del relleno sobre la zapata = $(22 - 1.48) \times 0.6 \times 1.9 = 23.4 \text{ ton}$
- Total peso propio + relleno = $42.24 + 23.4 = 65.64 \text{ ton}$

Primero se trasladará todas las cargas al C.G. de la zapata. Considerando la ubicación del origen de coordenadas como se muestra en la figura 11.2.1.1, se tienen las siguientes coordenadas para el C.G. de cada elemento.

Tabla 11.2.1.2 Coordenadas del centro de gravedad para cada elemento.

Elemento	X _{CG} (m)	Y _{CG} (m)
C-05	0.55	1.98
C-09	0.89	-1.53
PL-07	-0.97	0.35

A continuación se muestra los momentos de traslación y los momentos totales finales, reducidos al centro de gravedad de la zapata.

Tabla 11.2.1.3 Cargas totales reducidas al centro de gravedad de la zapata combinada.

Caso	Elemento	P (ton)	M _{X-X} (ton-m)	M _{Y-Y} (ton-m)	M _{X-X} Trasl. (ton-m)	M _{Y-Y} Trasl. (ton-m)	M _{X-X} Total (ton-m)	M _{Y-Y} Total (ton-m)
(A) Sólo cargas de gravedad	C-05	117.36	16.22	-0.03	64.56	231.82	80.78	231.80
	C-09	193.29	16.17	0.22	172.84	-295.85	189.01	-295.63
	PL-07	57.62	0.63	0.09	-56.17	20.17	-55.55	20.26
(B) Cargas de gravedad + Sismo en X-X	C-05	124.44	30.52	0.06	68.45	245.81	98.98	245.87
	C-09	213.32	21.96	4.67	190.75	-326.51	212.71	-321.83
	PL-07	62.55	0.93	0.13	-60.98	21.89	-60.05	22.02
(C) Cargas de gravedad - Sismo en X-X	C-05	110.28	1.91	-0.12	60.67	217.84	62.58	217.72
	C-09	173.26	10.38	-4.23	154.93	-265.19	165.31	-269.43
	PL-07	52.69	0.32	0.06	-51.37	18.44	-51.05	18.50
(D) Cargas de gravedad + Sismo en Y-Y	C-05	126.88	17.72	0.53	69.80	250.63	87.52	251.15
	C-09	198.56	17.38	25.76	177.55	-303.92	194.94	-278.15
	PL-07	63.12	0.73	0.15	-61.54	22.09	-60.81	22.25
(E) Cargas de gravedad - Sismo en Y-Y	C-05	107.84	14.71	-0.58	59.32	213.02	74.04	212.44
	C-09	188.02	14.95	-25.32	168.13	-287.78	183.08	-313.10
	PL-07	52.12	0.53	0.03	-50.81	18.24	-50.29	18.28

A continuación se muestra una tabla resumen que muestra la reacción de suelo R y los momentos totales, para cada caso de carga. Además se calcula el esfuerzo máximo en la esquina con coordenadas (1.9,-2.9), la cual será la más crítica.

Tabla 11.2.1.4 Cálculo de la presión máxima sobre el suelo para la zapata combinada.

Caso	R (ton)	M _{X-X} (ton-m)	M _{Y-Y} (ton-m)	R/A (ton/m ²)	M _{X-X} X/I _{X-X} (ton/m ²)	M _{Y-Y} Y/I _{Y-Y} (ton/m ²)	σ _{máx}	σ _{min}	σ _{adm}
(A)	433.91	214.24	-43.57	19.72	15.35	2.05	37.12	2.32	40
(B)	465.95	251.64	-53.94	21.18	18.03	2.53	41.74	0.62	52
(C)	401.87	176.83	-33.20	18.27	12.67	1.56	32.50	4.04	52
(D)	454.20	221.64	-4.75	20.65	15.88	0.22	36.75	4.55	52
(E)	413.62	206.83	-82.39	18.80	14.82	3.87	37.49	0.11	52

Se observa que los esfuerzos no exceden la presión admisible, y además, aunque existen valores cercanos a cero, no se llega tener esfuerzos de tracción. Para estimar la reacción amplificada del suelo se tomará el mayor esfuerzo 41.74 ton/m².

$$\sigma_u = 1.25 \times 41.74 = 52.2 \text{ ton/m}^2$$

Verificación del corte por punzonamiento

Se considerará las secciones críticas para cada elemento, según la siguiente tabla:

Tabla 11.2.1.5 Parámetros de los elementos para la verificación por punzonamiento.

Elemento	b_o (m)	A_o (m ²)
C-05	5.50	1.71
C-09	5.90	1.90
PL-07	10.30	4.00
TOTAL =	21.7	7.61

El peralte efectivo de la zapata es $d = 70\text{cm}$. Calculando la resistencia requerida V_u tenemos:

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) = 52.2 \times (22 - 7.61) = 748.28 \text{ ton}$$

Calculando la resistencia suministrada ϕV_c , tenemos:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{580/380} \right) \sqrt{210} \times 2,170 \times 70 = 2,291 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 \times 0.27 \left(\frac{40 \times 70}{2,170} + 2 \right) \sqrt{210} \times 2,170 \times 70 = 1,663 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} \times 2,170 \times 70 = 1,983 \text{ ton}$$

Considerando el menor valor obtenido ($\phi V_c = 1,663 \text{ ton}$), tenemos que $\phi V_c > V_u$.

Verificación del corte por flexión

Para analizar las fuerzas cortantes en la zapata se realiza un modelo de elementos finitos, similar a lo estudiado en el Capítulo 7, con losas macizas. En la siguiente figura se indica los valores máximos obtenidos para las secciones críticas ubicadas a una distancia $d = 70\text{cm}$ de la cara de los apoyos.

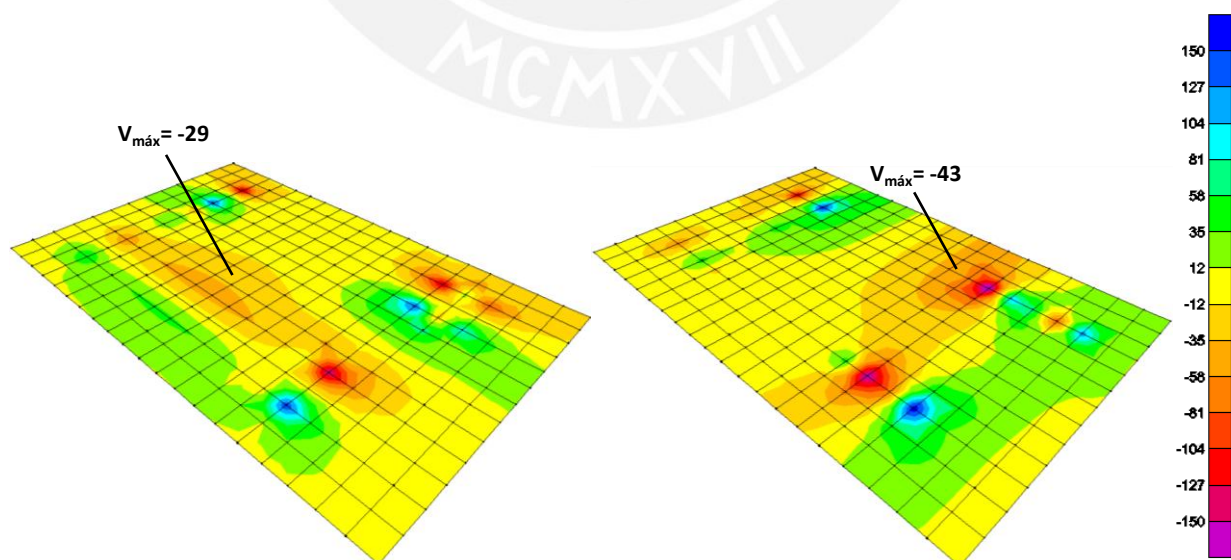


Figura 11.2.1.2 Diagramas de fuerza cortante en ambas direcciones para la zapata combinada (ton/m).

Calculando la resistencia para un metro de ancho tenemos:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L y d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 70 = 45.70 \text{ ton.}$$

Tenemos que $\phi V_c > V_u$, para ambas direcciones.

Diseño por flexión

Del mismo modelo usado para verificar el corte por flexión, se obtiene los siguientes resultados para los momentos flectores. Los momentos negativos máximos se obtienen en la cara de los apoyos.

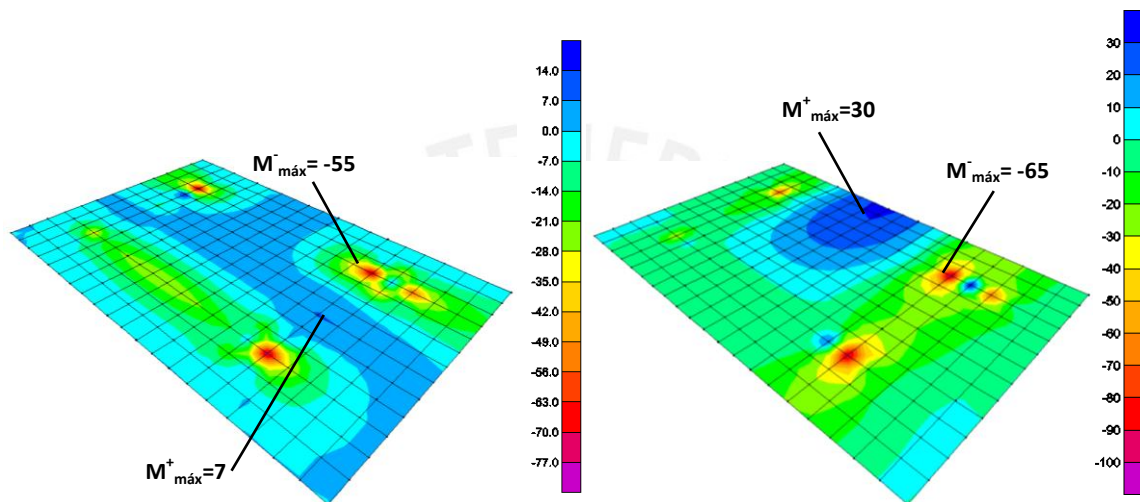


Figura 11.2.1.3 Diagramas de momento en ambas direcciones para la zapata combinada (ton-m/m).

Según la Norma E.060, el refuerzo mínimo en zapatas es:

- $A_{s_{mín}}$ superior = $0.0012bh = 0.0012 \times 100 \times 80 = 9.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_{s_{mín}}$ inferior = $0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 80 = 14.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calculando el refuerzo requerido por flexión tenemos:

Tabla 11.2.1.6 Cálculo del refuerzo requerido por flexión para la zapata combinada en estudio.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As ⁺ (sup.)	As ⁻ (inf.)	As ⁺ (sup.)	As ⁻ (inf.)
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	80	80	80	80
d (cm)	70	70	70	70
Mu (ton-m)	7	-55	30	-65
Ku=Mu/bd²	1.43	11.22	6.12	13.27
ρ	0.04%	0.31%	0.17%	0.37%
As_{calculado}=ρbd (cm²/m)	2.80	21.70	11.90	25.90
As_{mín} (cm²/m)	9.60	14.40	9.60	14.40
Refuerzo escogido	1Ø5/8"	1Ø1"	1Ø3/4"	1Ø1"
A_b (cm²)	2.0	5.1	2.0	5.1
s_{calculado}=A_b/As (cm)	20.83	23.50	23.87	19.69
s_{escogido} (cm)	20	20	20	20

El diseño final de la zapata se muestra a continuación.

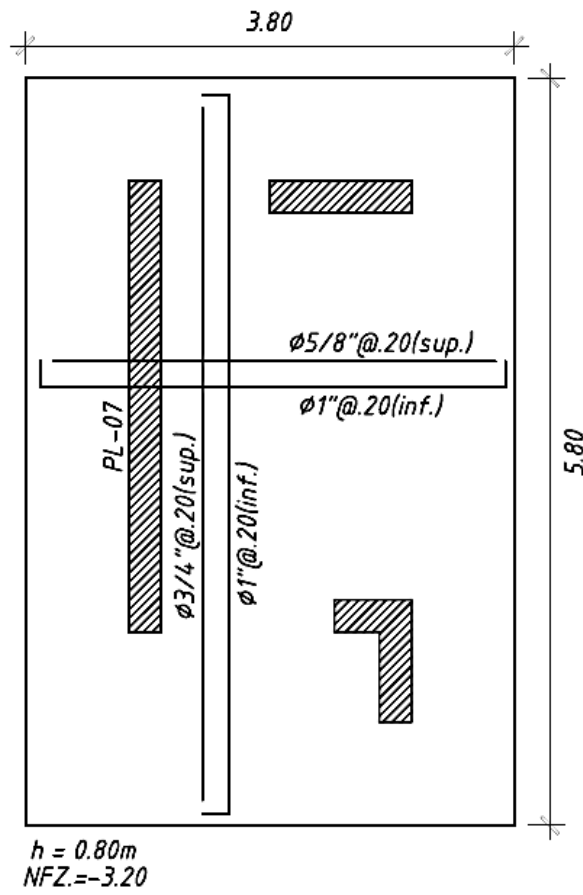


Figura 11.2.1.4 Distribución final del refuerzo para la zapata combinada del ejemplo.

CAPÍTULO 12

DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

Este capítulo comprende el diseño de elementos estructurales que no han sido estudiados en los capítulos anteriores, pero son igualmente importantes. Los elementos comprendidos son: las escaleras, los muros de sótano, la cisterna y las calzaduras.

12.1 Diseño de escaleras

Existen diferentes tipos de escaleras, dependiendo de sus condiciones de apoyo. Para el caso del edificio en estudio se tiene escaleras convencionales de varios tramos, apoyadas en vigas o losas. Estas escaleras se modelan como losas macizas armadas en una dirección, simplemente apoyadas, y se sigue los mismos procedimientos de diseño estudiados en el Capítulo 7, referente a losas macizas. A manera de ejemplo se diseñará el primer tramo de la escalera Nro. 1, que conecta el sótano con el primer piso (ver plano A-01 del Anexo).

Tenemos las siguientes características para la escalera:

- Paso (p) = 25 cm
- Contrapaso (cp) = 17 cm
- Garganta (t) = 15 cm
- Sobrecarga = 200 kg/m²

Metrado de cargas

Para calcular el peso propio de la escalera en el tramo inclinado (dentado), usamos la siguiente expresión.

$$\omega_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 2,400 \left[\frac{0.17}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.17}{0.25}\right)^2} \right] = 639 \text{ kg/m}$$

Considerando un metro de ancho y 100 kg/m² para la carga del piso terminado, tenemos:

En el descanso:

$$\begin{aligned} \text{CM} &= 0.15 \times 1 \times 2,400 + 1 \times 100 = 460 \text{ kg/m} \\ \text{CV} &= 200 \text{ kg/m} \\ \omega_u &= 1.4 \times 460 + 1.7 \times 200 = \mathbf{984 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

En el tramo inclinado:

$$\begin{aligned} \text{CM} &= 1 \times 639 + 1 \times 100 = 739 \text{ kg/m} \\ \text{CV} &= 200 \text{ kg/m} \\ \omega_u &= 1.4 \times 739 + 1.7 \times 200 = \mathbf{1,375 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Definimos el siguiente modelo estructural y obtenemos las cargas de diseño.

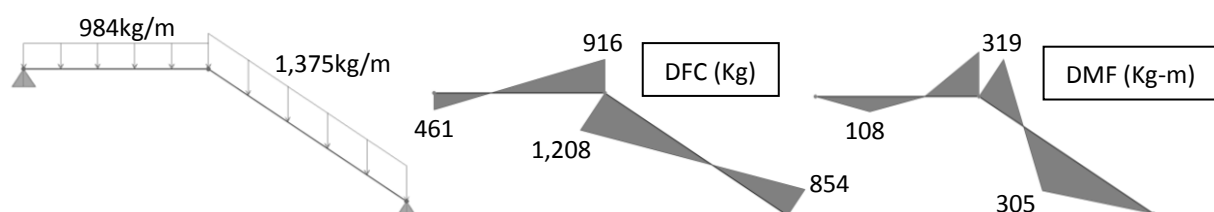


Figura 12.1.1 Modelo estructural y cargas últimas de diseño obtenidas para la escalera del ejemplo.

Diseño por corte

Verificando por corte, tenemos para una sección de $b=100\text{cm}$ y $d=12\text{cm}$:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7,834 \text{ kg}$$

Del DFC obtenemos $V_u=1,208 \text{ kg}$. Notamos que la resistencia de diseño ϕV_c satisface los requerimientos de V_u .

Diseño por flexión

Del DMF observamos que el mayor momento M_u es 319 kg-m . Calculando el acero requerido por flexión tenemos:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.319}{100 \times 12^2} = 2.22 \quad K_u \rightarrow \rho \quad \rho = 0.06\% \quad A_s = 0.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calculamos el acero mínimo requerido por temperatura:

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Notamos que el acero mínimo requerido por temperatura supera largamente el requerido por flexión, esto se debe a las luces reducidas que presenta la escalera. La Norma E.060 indica que si se coloca más del 30% del A_s requerido por flexión, se puede dar por satisfecho el requerimiento respecto al momento de agrietamiento ($\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$). Considerando barras de $\phi 3/8"$, tenemos un espaciamiento $s=0.71/2.7=26.3\text{cm}$, por lo tanto se colocará mallas de $\phi 3/8" @ 25\text{cm}$, tanto longitudinal como transversalmente. A continuación se presenta un esquema del armado.

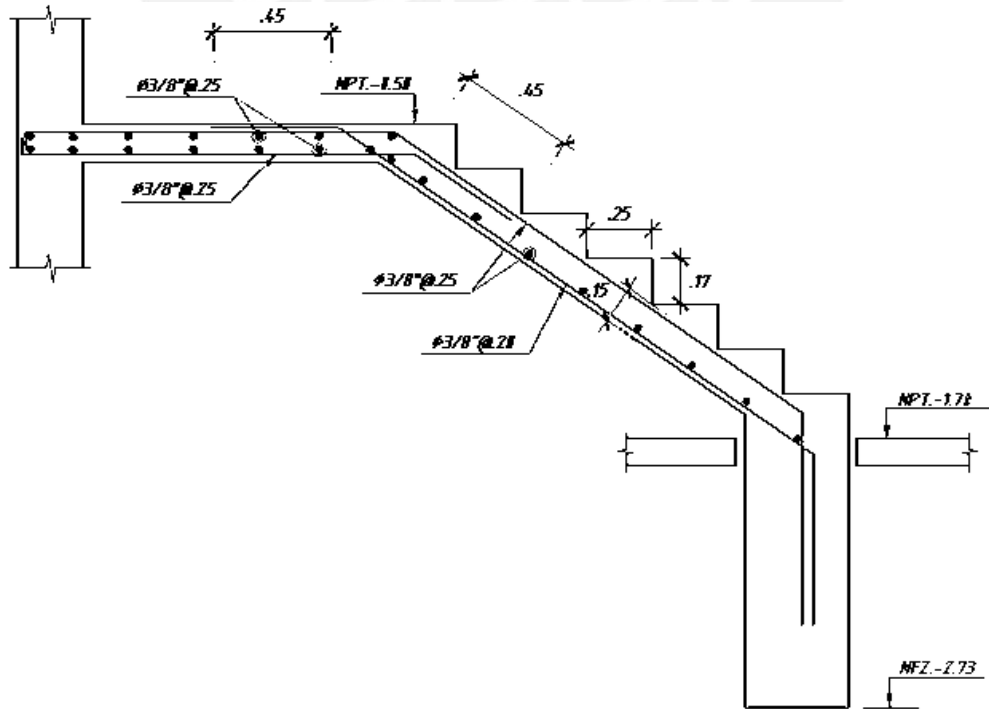


Figura 12.1.2 Esquema del armado final para la escalera del ejemplo.

12.2 Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano o muros de contención se caracterizan por recibir, además de cargas axiales y momentos flectores, cargas perpendiculares a su plano. Normalmente se encuentran restringidos arriba y abajo por los techos de los sótanos, por lo que se modelan como vigas simplemente apoyadas.

El empuje del suelo depende mucho de las características de éste. La teoría de Rankine propone las siguientes expresiones para estimar los empujes que actúan sobre un muro de sótano.

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} \quad E_A = K_A \gamma H \quad E_{s/c} = K_A \omega_{s/c}$$

Donde:

- K_A = Coeficiente de empuje activo del suelo.
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.
- γ = Peso específico del suelo.
- H = Altura de suelo que ejerce el empuje activo.
- $\omega_{s/c}$ = Sobrecarga actuante en el terreno.
- E_A = Empuje activo del suelo, carga distribuida triangular.
- $E_{s/c}$ = Empuje producido por la sobrecarga, carga distribuida rectangular.

Cabe señalar que esta teoría es aplicable sólo para suelos granulares, compactados y secos; el cual es nuestro caso. Se deberá verificar que la resistencia al corte, suministrada por el concreto, sea suficiente para soportar los efectos de las cargas perpendiculares al plano del elemento. El diseño por flexión es similar a lo estudiado para losas macizas, pero se debe considerar 4 cm de recubrimiento, especificado por la Norma E.060 para muros en contacto con el suelo. A manera de ejemplo se desarrollará el diseño del muro ubicado en el estacionamiento del sótano.

Tenemos los siguientes datos:

- $\phi = 30^\circ$
- $\gamma = 1,900 \text{ kg/m}^3$
- $H = 2.60 \text{ m}$
- $\omega_{s/c} = 250 \text{ kg/m}$
- $H_{muro} = 3.40 \text{ m}$
- $t_{muro} = 20 \text{ cm}$

Nótese que los empujes hallados con las expresiones antes mencionadas se encuentran en condiciones de servicio. La Norma E.060 especifica un factor de amplificación de 1.7 para llevar las cargas del empuje del suelo a condiciones últimas de resistencia. Hallando los empujes últimos, tenemos:

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen} 30^\circ}{1 + \operatorname{sen} 30^\circ} = 0.33$$

$$E_A u = 1.7 \times 0.33 \times 1,900 \times 2.6 = 2,771 \text{ kg/m} \quad E_{s/c} u = 1.7 \times 0.33 \times 250 = 140 \text{ kg/m}$$

En la siguiente figura se muestra las cargas asignadas al modelo estructural, y los resultados obtenidos del análisis.

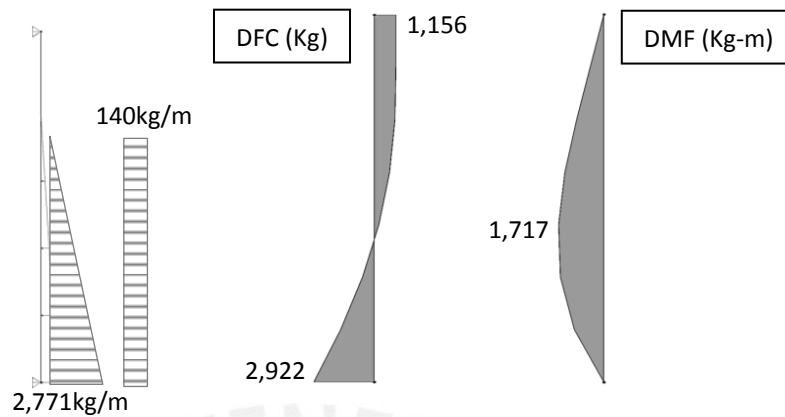


Figura 12.2.1 Modelo estructural y cargas últimas de diseño obtenidas para el muro de sótano.

Por recomendación del asesor, también se consideró una distribución rectangular para el empuje del suelo, con un valor de $0.6K_A \gamma H$. Esta distribución será propuesta en la actualización de la Norma E.060.

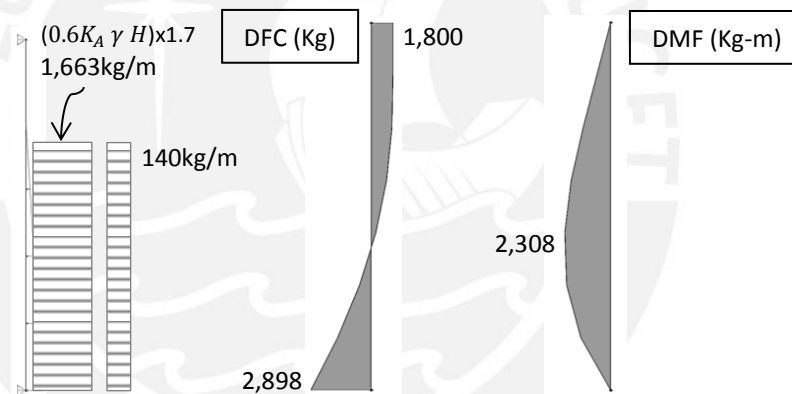


Figura 12.2.2 Modelo estructural y cargas últimas de diseño considerando empuje rectangular.

Observamos que la distribución rectangular es más conservadora en cuanto a momento. Considerando 4 cm de recubrimiento, tenemos un peralte efectivo $d=16$ cm. Calculamos la resistencia de diseño ϕV_c .

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 16 = 10,445 \text{ kg}$$

Del los DFC observamos que el máximo valor de V_u es 2,922 kg, cumple con ser menor que la resistencia proporcionada. Calculando el refuerzo requerido por flexión, tenemos:

$$K_u = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{2,308}{100 \times 16^2} = 9.02 \quad K_u \rightarrow \rho \quad \rho = 0.24\% \quad A_s = 3.84 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad s = \frac{0.71}{3.84} = 19 \text{ cm}$$

Tenemos los siguientes requerimientos de acero mínimo por T° , considerando barras de $\phi 3/8''$.

- $A_{s_{\text{mín}}} T^\circ = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \rightarrow s = 0.71/3.60 = 20 \text{ cm}$

Por lo tanto, se colocará mallas de $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ en ambas caras del muro. A continuación se muestra un corte donde se aprecia el armado del refuerzo.

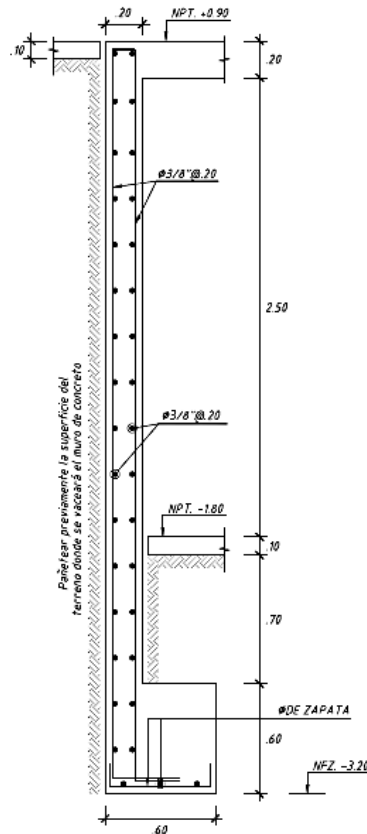


Figura 12.2.3 Esquema del armado final para el muro de sótano del ejemplo.

12.3 Diseño de la cisterna

Las paredes de la cisterna son un caso especial de muros de contención. Los procedimientos de diseño son similares, con algunas salvedades.

- Según la Norma E.060, a diferencia que el empuje del suelo, el empuje hidrostático se amplifica por 1.4 para ser llevado a condiciones últimas. Esto es debido a la menor incertidumbre que existe en la estimación de las cargas que ejerce el agua.
- Se debe considerar los diferentes escenarios de carga a los que serán sometidos los muros, ya que la presencia del agua en la cisterna no es constante.
- La cuantía mínima para muros en contacto con el agua es 0.0028 según el ACI, con el objetivo de minimizar lo más posible las fisuras y evitar la corrosión del refuerzo.

La cisterna del edificio en estudio tiene diferentes tipos de muro, ya que no se encuentra totalmente enterrada (ver plano A-01 del Anexo). Existe un muro que además sirve como muro de contención (**Caso A**), cuyo caso crítico será cuando la cisterna este vacía. Los otros tres muros sólo reciben cargas por el empuje hidrostático (**Caso B**), y las caras externas se encuentran totalmente libres, por consiguiente el caso crítico será cuando la cisterna esté llena.

Caso A

Tenemos los siguientes datos:

- $K_A = 0.33$
- $\gamma = 1,900 \text{ kg/m}^3$
- $H = 3 \text{ m}$
- $\omega_{s/c} = 200 \text{ kg/m}$
- $H_{muro} = 3 \text{ m}$
- $t_{muro} = 25 \text{ cm}$

Los empujes últimos serán:

$$E_{Au} = 1.7 \times 0.33 \times 1,900 \times 3 = 3,198 \text{ kg/m} \quad E_{s/cu} = 1.7 \times 0.33 \times 200 = 112 \text{ kg/m}$$

A continuación se muestra las cargas asignadas al modelo estructural, y los resultados obtenidos del análisis.

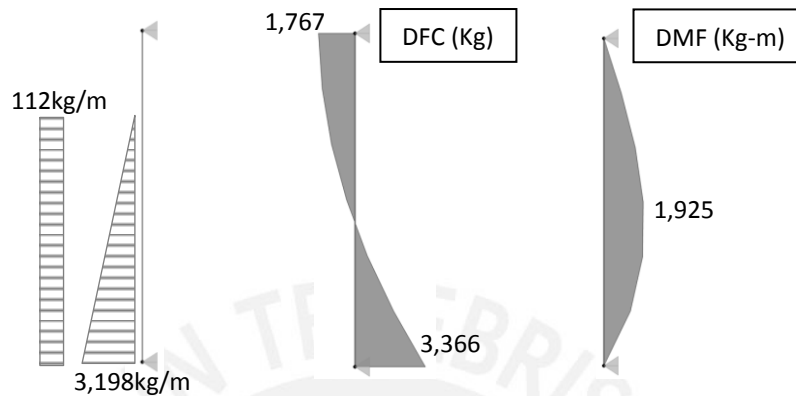


Figura 12.3.1 Modelo estructural y cargas últimas de diseño obtenidas para el Caso A.

El peralte efectivo considerando 4 cm de recubrimiento es $d=21$ cm. Calculando la resistencia de diseño ϕVc tenemos:

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 21 = 13,710 \text{ kg}$$

Del DFC tenemos $Vu = 3,366$ kg. Observamos que $\phi Vc > Vu$.

Calculando el refuerzo requerido por flexión, tenemos:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{1,925}{100 \times 21^2} = 4.37 \quad Ku \rightarrow \rho \quad \rho = 0.12\% \quad As = 2.52 \text{ cm}^2/ml$$

Pero como ya se explicó, la cuantía mínima para muros en contacto con el agua es 0.0028. Considerando barras de $\phi 1/2$ ", tenemos:

$$As_{mín} = 0.0028bh = 0.0028 \times 100 \times 25 = 7.0 \text{ cm}^2/ml \rightarrow s = 1.29/7 = 18.4 \text{ cm}$$

Se observa que el refuerzo mínimo supera largamente los requerimientos por flexión. Se colocarán 2 mallas de $\phi 1/2$ "@20cm, en ambas caras del muro.

Caso B

Tenemos los siguientes datos:

- $\gamma_{agua} = 1,000 \text{ kg/m}^3$
- $H_{agua} = 2.5 \text{ m}$
- $H_{muro} = 3 \text{ m}$
- $t_{muro} = 20 \text{ cm}$

El empuje último del agua será:

$$E_{agua}u = 1.4 \gamma H_{agua} = 1.4 \times 1,000 \times 2.5 = 3,500 \text{ kg/m}$$

A continuación se muestra la carga asignada al modelo estructural, y los resultados obtenidos del análisis.

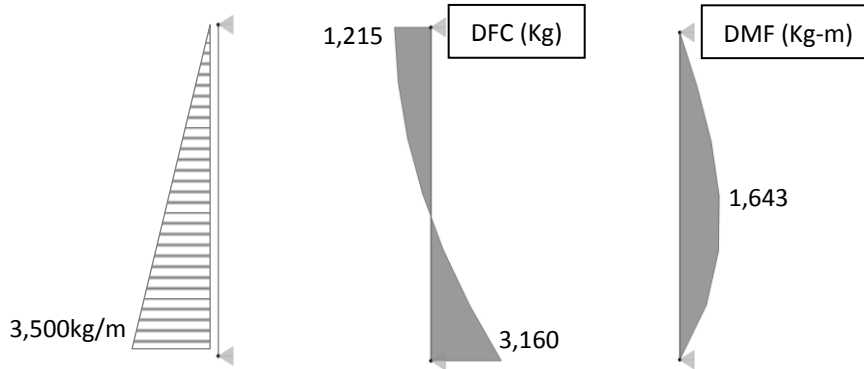


Figura 12.3.2 Modelo estructural y cargas últimas de diseño obtenidas para el Caso B.

Del DFC se obtiene $V_u=3,160$ kg. La sección es la misma que la del ejemplo de muros de sótano, Capítulo 12.2, por consiguiente la resistencia al corte es $\phi V_c = 10,445$ kg. Se observa que $\phi V_c > V_u$, se cumplen los requerimientos por fuerza cortante. Calculando el refuerzo requerido por flexión, tenemos:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{1,643}{100 \times 16^2} = 6.42 \quad K_u \rightarrow \rho \quad \rho = 0.17\% \quad A_s = 2.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pero el refuerzo mínimo considerando barras de $\phi 1/2''$ es:

$$A_s = 0.0028bh = 0.0028 \times 100 \times 20 = 5.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow s = 1.29/5.6 = 23 \text{ cm}$$

Se colocarán 2 mallas de $\phi 1/2'' @ 20\text{cm}$, en ambas caras del muro. A continuación se muestra dos cortes de la cisterna mostrando el armado del refuerzo.

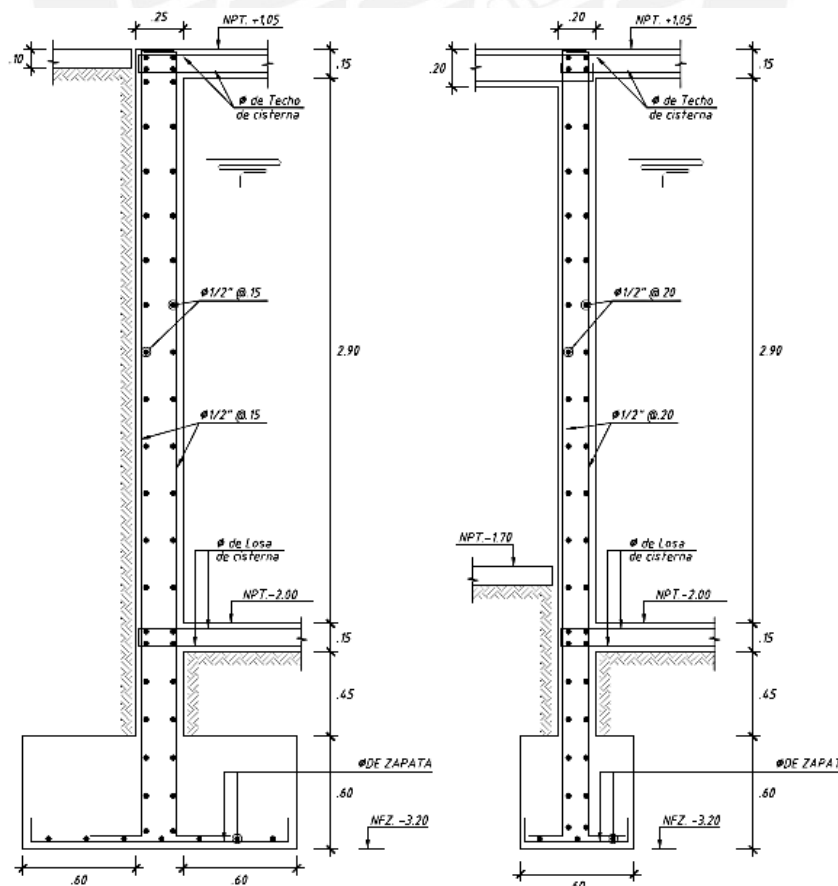


Figura 12.3.3 Cortes de la cisterna mostrando el armado del refuerzo.

12.4 Diseño de calzaduras

Las calzaduras son elementos provisionales de concreto ciclópeo, los cuales soportan las cimentaciones de propiedades colindantes, mientras se ejecutan las obras de sostenimiento definitivas. Su comportamiento es similar al de los muros de contención de gravedad.

El diseño consiste en dimensionar el ancho de los escalones de tal manera que la acción del peso propio contrarreste los efectos de los empujes del suelo. Se deberá verificar el diseño por deslizamiento y volteo, considerando factores de seguridad mínimos del orden de 1.2, adecuados para elementos provisionales. En el siguiente esquema se muestra las cargas que actúan sobre las calzaduras.

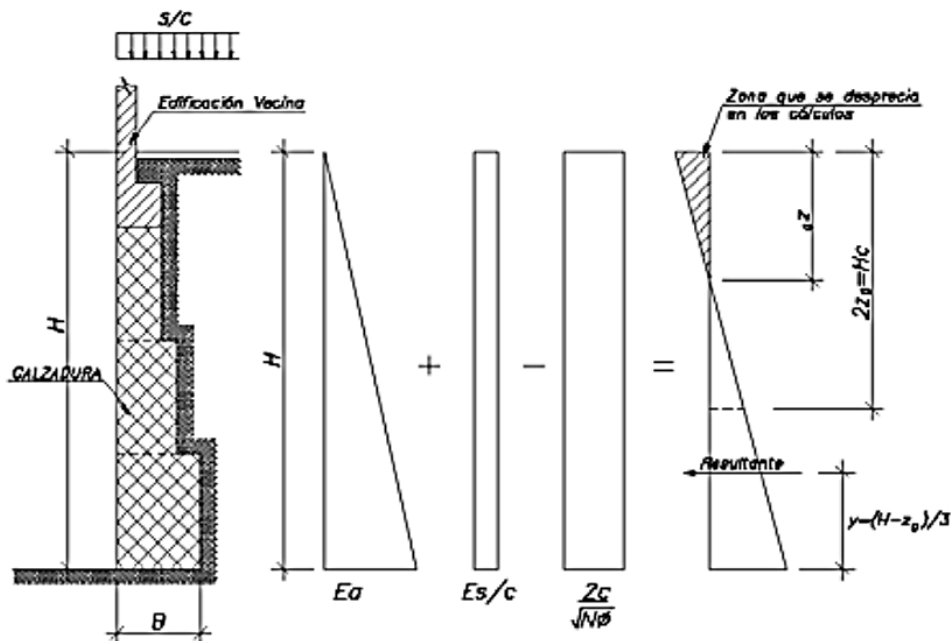


Figura 12.4.1 Cargas que actúan sobre las calzaduras (Blanco, 2008).

Donde:

- H = Altura total de suelo que ejerce el empuje activo
- c = Cohesión del suelo
- E_A = Empuje activo del suelo
- $E_{s/c}$ = Empuje de la sobrecarga
- $2c\sqrt{K_A}$ = Empuje de la cohesión (negativo)
- K_A = Coeficiente de empuje activo del suelo
- z_o = Longitud de la zona de aparentes tracciones que se desprecia en los cálculos
- y = Brazo de palanca de la fuerza resultante efectiva

Los empujes E_A y $E_{s/c}$ ya se estudiaron para el caso de muros de sótano, se obtienen usando las mismas expresiones. La cohesión aparente del suelo brinda algo de soporte al talud, pero sólo si el suelo es granular, está adecuadamente compactado y no existen filtraciones de agua. Los factores de seguridad se calculan como el cociente del total de cargas resistentes y en total de cargas actuantes.

$$FS_{des} = \frac{\Sigma F_{res}}{\Sigma F_{act}}$$

$$FS_{vol} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{act}}$$

A continuación se desarrollará el diseño de la calzadura que se usará para poder excavar y levantar los muros de sótano del estacionamiento trasero, cuyo N.F.Z. es de -3.20m (ver plano E-01 del Anexo). Tenemos los siguientes datos.

- $H = 3.2 \text{ m}$
- $K_A = 0.33$
- $\gamma = 1.9 \text{ ton/m}^3$
- $\omega_{s/c} = 0.25 \text{ ton/m}$

Se procederá a calcular la fuerza y el momento actuante, suponiendo que no existe cohesión. Hallando las resultantes de los empujes, tenemos:

- $\vec{F}_{E_A} = K_A \gamma H \times H/2 = 0.33 \times 1.9 \times 3.2 \times 3.2/2 = 3.21 \text{ ton} \rightarrow \text{Brazo} = H/3 = 3.2/3 = 1.07 \text{ m}$
- $\vec{F}_{E_{s/c}} = K_A \omega_{s/c} H = 0.33 \times 0.25 \times 3.2 = 0.26 \text{ ton} \rightarrow \text{Brazo} = H/2 = 3.2/2 = 1.60 \text{ m}$

Calculando los momentos actuantes tenemos:

- $\vec{M}_{E_A} = 3.21 \times 1.07 = 3.43 \text{ ton-m}$
- $\vec{M}_{E_{s/c}} = 0.26 \times 1.60 = 0.42 \text{ ton-m}$

Sumando todas las fuerzas y momentos obtenemos ΣF_{act} y ΣM_{act} :

$$\Sigma F_{act} = 3.21 + 0.26 = 3.47 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_{act} = 3.43 + 0.42 = 3.85 \text{ ton-m}$$

Se deberá dimensionar al elemento, de tal manera que la acción de la gravedad contrarreste estos efectos. El ancho en elevación de los paños es de 1m. En el siguiente esquema se muestra las dimensiones de los escalones en el que se basarán los cálculos.

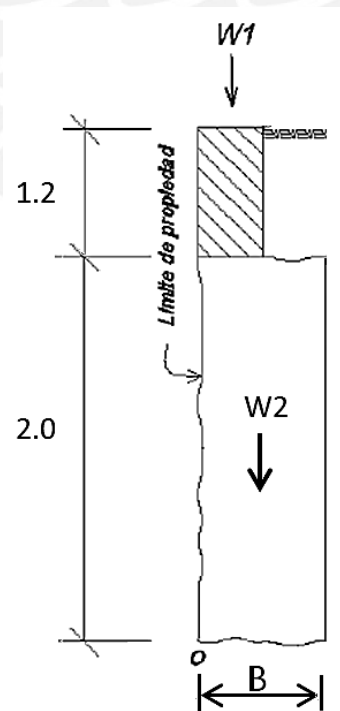


Figura 12.4.2 Dimensiones de la calzadura para los cálculos.

Calculando los pesos de cada elemento mostrado en la figura y considerando el peso específico del concreto $\gamma_c=2.3 \text{ ton/m}^3$, tenemos:

- $W1 = 3.5 \text{ ton}$ \rightarrow Brazo = 0.1m
- $W2 = 2x B \times 2.3 = 4.6 B$ \rightarrow Brazo = $B/2$

Calculando los momentos resistentes, tenemos:

- $\vec{M} W1 = 3.5 \times 0.1 = 0.35 \text{ ton-m}$
- $\vec{M} W2 = 4.6B \times B/2 = 2.3 B^2$

Sumando todas las fuerzas y momentos obtenemos ΣF_{res} y ΣM_{res} , considerando $\mu=0.45$.

- $\Sigma F_{resis} = 0.45 (3.5+4.6B) = 1.58 + 2.07B$
- $\Sigma M_{res} = 0.35 + 2.3B^2$

Ya que las calzaduras con elementos temporales, se considerará un F.S. de 1.2 para el deslizamiento y el volteo. Hallamos el valor de B necesario para cumplir estas condiciones:

$$FS_{des} = \frac{\Sigma F_{res}}{\Sigma F_{act}} = \frac{1.58 + 2.07B}{3.47} = 1.20 \quad FS_{vol} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{act}} = \frac{0.35 + 2.3B^2}{3.85} = 1.20$$

Despejando los valores de B para cada caso tenemos:

$$B_{des} = 1.25 \text{ m} \quad B_{vol} = 1.36 \text{ m}$$

Observamos que el caso crítico es el volteo, el cual solicita un valor para B de **1.36m**. Se procederá a calcular el ancho necesario si se considera la cohesión del suelo. Calculando el empuje de la cohesión, tenemos:

$$2c\sqrt{K_A} = 2 \times 0.2 \times \sqrt{0.33} = 0.23 \text{ ton/m.}$$

Debido al empuje negativo de la cohesión, la resultante total de las cargas distribuidas presentará una zona de aparente tracción, lo cual no sucede en la realidad. Se hallará las cargas distribuidas resultantes para poder calcular el valor de z_o y así poder hallar la carga que realmente actuará sobre el elemento.

- Carga distribuida resultante superior = $E_{s/c} - 2c\sqrt{K_A} = 0.33 \times 0.25 - 0.23 = -0.15 \text{ ton/m}$
- Carga distribuida resultante inferior = $E_A + E_{s/c} - 2c\sqrt{K_A} = 0.33 \times 1.9 \times 3.2 - 0.15 = 1.86 \text{ ton/m}$

Geoméricamente podemos hallar el valor de z_o , así:

$$\frac{0.15}{z_o} = \frac{1.86}{3.2 - z_o} \rightarrow z_o = 0.24 \text{ m}$$

Hallando las fuerzas y momentos actuantes tenemos:

- $F_{act} = 1.86 \times (H - z_o) / 2 = 1.86 \times (3.2 - 0.24) / 2 = 2.75 \text{ ton} \rightarrow$ Brazo: $y = (H - z_o) / 3 = (3.2 - 0.24) / 3 = 0.99 \text{ m}$
- $M_{act} = 2.75 \times 0.99 = 2.72 \text{ ton-m}$

Hallamos el ancho requerido B :

$$FS_{des} = \frac{\Sigma F_{res}}{\Sigma F_{act}} = \frac{1.58 + 2.07B}{2.75} = 1.20$$

$$B_{des} = 0.83 \text{ m}$$

$$FS_{vol} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{act}} = \frac{0.35 + 2.3B^2}{2.72} = 1.20$$

$$B_{vol} = 1.12 \text{ m}$$

Observamos que si se considera la cohesión del suelo para los cálculos, el ancho requerido B disminuye. Se elige un valor de $B = 1.00\text{m}$. Los detalles sobre el proceso constructivo se muestran en el plano E-01 del Anexo.



CONCLUSIONES

- El uso de programas para analizar edificios debe ir acompañado de un buen criterio para elaborar el modelo y una adecuada interpretación de los resultados. No es conveniente confiar totalmente en los resultados que arrojan dichos programas, sino que estos deben ser sometidos a un escrutinio por parte del diseñador, para comprobar que no se considere algún resultado incoherente o erróneo, y por consiguiente, realizar un diseño deficiente.
- En el Capítulo 3, referente al predimensionamiento de elementos estructurales, se estudiaron algunos métodos empíricos. Sin embargo estas dimensiones deben verificarse de todas maneras en el análisis sísmico y en el diseño en sí. Por ejemplo, debe verificarse que la rigidez lateral brindada por las columnas y placas controle los desplazamientos adecuadamente, o que las dimensiones de las vigas cumplan con el control del fisuramiento en condiciones de servicio, entre otras verificaciones.
- Los periodos fundamentales del edificio obtenidos del análisis modal fueron 0.25s para X-X y 0.45s para Y-Y, los cuales corresponden a la rigidez lateral presente en cada dirección. En la dirección X-X se tiene una importante rigidez brindada por muros de gran longitud, por lo tanto le corresponde un periodo menor, respecto al obtenido para la dirección Y-Y.
- Los valores obtenidos en el análisis sísmico para las derivas de entrepiso fueron 1.46‰ y 3.88‰, para las direcciones X-X e Y-Y respectivamente. Si se considera la importante densidad de muros de corte en ambas direcciones, las derivas obtenidas son congruentes con el sistema estructural del edificio. Además, considerando que el límite permitido en la Norma E.060 para edificios de concreto armado es 7‰, se observa que las derivas obtenidas en el análisis sísmico cumplen con esta exigencia.
- Es importante verificar que el valor asumido para el coeficiente de reducción “R”, sea consecuente con los porcentajes de fuerza cortante que se llevan los muros de corte. En nuestro caso se comprobó que en ambas direcciones las placas se llevan más del 80% de la cortante, mínimo porcentaje que especifica la Norma E.030 para que el edificio sea considerado como un sistema de muros estructurales.
- De acuerdo a lo dispuesto en la Norma E.030, se amplificaron todas las cargas sísmicas obtenidas en el análisis dinámico, para cumplir con que la fuerza cortante en la base obtenida sea por lo menos el 90% de la calculada en el análisis estático. Por lo tanto las cargas sísmicas se tuvieron que amplificar por 1.21 en X-X y 1.19 en Y-Y, para satisfacer dicho requerimiento y proceder al diseño. Esta consideración es importante, ya que si los resultados del análisis dinámico son mucho menores que los del estático, se estaría restando margen de seguridad al diseño.
- Considerando que la planta típica del edificio presenta una importante reducción en planta, se realizó un análisis adicional usando un modelo con una conexión flexible en el centro, para verificar que el modelo asumido con un solo diafragma rígido en todo el piso sea válido. Se compararon los valores de desplazamientos y periodos, obtenidos con ambos modelos, y se verificó que la diferencia es mínima, por lo que se consideró un solo diafragma rígido en el modelo.

- Respecto a las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico, se concluye que en la mayoría de casos gobierna el diseño por capacidad. Sin embargo, se debe tener en cuenta también las fuerzas cortantes obtenidas con las cargas sísmicas amplificadas por 2.5, ya que si estas fuerzas son menores a las obtenidas por capacidad, se estaría considerando un escenario improbable con factores de amplificación incluso mayores al coeficiente de reducción "R". Esto sucede sobre todo en elemento sobre-reforzados, donde el diseñador deberá decidir con criterio la amplificación de la fuerza cortante. Respecto a la separación de los estribos en elementos con responsabilidad sísmica, en la mayoría de casos los requisitos de confinamiento en los extremos exceden a los requerimientos por fuerza cortante.
- El uso de sistemas aporticados en edificios altos no es conveniente. La Norma especifica una serie de requisitos para este tipo de edificios que son muy difíciles de satisfacer (uniones tipo columna fuerte – viga débil, fuerzas cortantes considerando la capacidad amplificada por 1.25), además el límite de 7‰ dispuesto para la deriva será difícil de cumplir debido a la alta flexibilidad que presentan las columnas. Por lo tanto en edificios altos siempre se debe considerar el uso de placas, usando las columnas sólo como elementos complementarios.
- Es importante especificar todos los detalles que se crea conveniente en los planos de estructuras, ya que el constructor deberá basarse en ellos y una omisión podría llevar a un error constructivo. Además el proyectista debe considerar que el diseño que realiza debe ser "construible", y evitar por ejemplo, especificar más de tres diámetros diferentes de barras en un solo elemento o especificar elementos con gran congestión de refuerzo.
- La distribución constante asumida para la reacción del suelo en el diseño de cimentaciones es conservadora, pero simplifica considerablemente el diseño. Sería muy tedioso y complejo considerar un diagrama lineal de esfuerzos y diseñar el refuerzo con éste, además, es importante considerar elementos simples y relativamente fáciles de construir en la realidad.
- Se pudo observar que el refuerzo mínimo por temperatura gobierna el diseño en los muros de sótano, debido a que solo se tiene un sótano, y por consiguiente, las alturas del suelo que ejercen el empuje activo no son considerables. Lo mismo sucede en el diseño de las escaleras, ya que el edificio no presenta escaleras con luces importantes.
- Es importante señalar que el empuje del suelo en el diseño de muros de sótano y calzaduras debe ser estimado con mucho criterio, ya que éste parámetro es muy variable, y la teoría de Rankine estudiada en este trabajo es aplicable sólo a suelo granulares y secos. Además, el aporte de la cohesión aparente del suelo también deberá ser tomado con cuidado, ya que su valor depende mucho de las condiciones reales del suelo. Por ello, es importante que en obra se tome las medidas del caso ante cualquier hecho imprevisto. En los últimos años, en la ciudad de Lima se ha visto muchos casos donde este tipo de accidentes han cobrado gran cantidad de vidas humanas.

BIBLIOGRAFÍA

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
2008 *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Minnesota –USA.
ACI Committee 318.
- ARANGO, Julio.
2005 *Concreto Armado II*. Lima – Perú.
Universidad Ricardo Palma.
- BLANCO, Antonio.
1994 *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. 2da edición. Lima – Perú.
Colegio de Ingenieros del Perú.
- BLANCO, Antonio.
2008 *Conferencia de calzaduras*. Lima – Perú.
- COMPUTERS AND STRUCTURES INC.
2005 *From start to finish: model, design and optimize a multi-story concrete structure using ETABS*. Berkeley, California – USA.
CSI Educational Services.
- HARMSSEN, Teodoro.
2002 *Diseño de estructuras de concreto armado*. 3era edición. Lima – Perú.
Pontificia Universidad Católica del Perú.
- MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ.
2006 *Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE*. Lima – Perú.
Separata especial publicada en el diario oficial El Peruano.
- MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ.
2009 *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima – Perú.
Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE.
- MUÑOZ, Alejandro.
2003 *Ingeniería Sismorresistente*. 2da edición. Lima – Perú.
Pontificia Universidad Católica del Perú.
- OTTAZZI, Gianfranco.
2009 *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. 11ra edición. Lima – Perú.
Pontificia Universidad Católica del Perú.