

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE
FORMA IRREGULAR PARA VIVIENDA**

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

EDWIN MARTIN CARRASCAL PEREZ

Asesor: WILSON EDGAR SILVA BERRÍOS

Lima, octubre del 2020

RESUMEN

La presente tesis consiste en realizar el diseño estructural en concreto armado de un edificio de forma irregular en planta para vivienda multifamiliar de 6 niveles, ubicado en el distrito de San Borja, en la ciudad de Lima. El área del lote donde se construirá la edificación es de 678 m² y tendrá un área techada de 2771 m². El terreno presenta una resistencia portante de 4 kg/cm².

El sistema estructural del edificio está conformado por muros de corte (placas), columnas y vigas. Los techos constan de losas aligeradas armadas en una y dos direcciones y losas macizas armadas en dos direcciones. Para la cimentación se emplean zapatas aisladas, zapatas conectadas y cimientos reforzados.

Para realizar el modelaje de la estructura, se aplican criterios de estructuración y predimensionamiento en los que se plantea la ubicación, distribución en planta y altura y las dimensiones tentativas de los elementos estructurales. Las secciones determinadas en este proceso son verificadas en los siguientes procesos de análisis y diseño.

Para el análisis de cargas por gravedad se realiza previamente un metrado de cargas de los elementos estructurales y se aplican a modelos, tipo líneas o áreas, que representen mejor su comportamiento. Para el análisis sísmico, se determinan los parámetros sísmicos que representan la acción del sismo de diseño en la estructura y se aplican a un modelo tridimensional.

Del análisis sísmico se determina si la rigidez lateral de la estructura es suficiente para controlar los desplazamientos relativos de entrepisos (derivadas) exigidos por la Norma E.030, asimismo, se verifica el tipo de irregularidades, como torsión, que puede presentar la estructura. Las derivadas máximas que presenta la estructura a diseñar son 1.3‰ en la dirección "X" y 4.24‰ en la dirección "Y".

De ser posible y en la medida que la arquitectura lo permita, se busca eliminar las irregularidades que presenta la estructura, para ello, se modifica las dimensiones de las secciones de algunos elementos estructurales.

Determinadas las fuerzas internas que actúan en los elementos estructurales, se realiza el diseño en concreto armado empleando el Método por Resistencia y por Capacidad de la Norma E.060. Se determina el área de acero de refuerzo necesario en las secciones de los elementos estructurales de manera que cada sección tengan mayor resistencia de diseño que el efecto de las solicitaciones amplificadas. Asimismo, se busca que cada elemento estructural tenga suficiente ductilidad, dándole mayor resistencia por corte que por flexión.

Finalmente, el diseño en concreto armado de los elementos estructurales es plasmado en planos con detalles de los arreglos del refuerzo. Asimismo, se calcula el metrado y los ratios de concreto, encofrado y acero por área techada. Se verifican que estos ratios estén dentro de los rangos objetivos que se manejan en el ámbito de la construcción.

TEMA DE TESIS

TEMA	:	Diseño estructural en concreto armado de un edificio de forma irregular para vivienda
ÁREA	:	Ingeniería Civil - Estructuras
ASESOR	:	Wilson Edgar Silva Berríos
ALUMNO(S)	:	Edwin Martin Carrascal Pérez - 20133799
FECHA	:	27/10/2020

DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:

La presente tesis consiste en realizar el diseño estructural en concreto armado de un edificio de forma irregular, de seis niveles, destinado a vivienda. El edificio estará ubicado en el distrito de San Borja, en la ciudad de Lima, con las características de suelo y sitio, propias del lugar indicado.

El área del lote de terreno donde se construirá el edificio es de 678.30 m², con un área techada de 2771.42 m². El terreno está ubicado en una esquina de la zona interior de una manzana, por lo que cuenta con dos límites de propiedad en dos zonas laterales contiguas.

El edificio consta de tres departamentos por nivel, con altura de entrepisos aproximadamente iguales. El edificio tiene una forma asimétrica, y tiene irregularidad en planta, notoria. En el primer nivel, cuenta con 10 estacionamientos vehiculares.

Los materiales, así como sus propiedades mecánicas a utilizarse en el diseño, son convencionales y corresponden a las ampliamente aceptadas para el diseño en concreto armado.

Los parámetros sísmicos, se eligieron de acuerdo a las características de zona, de uso y de las características dinámicas asociadas a la configuración y al sistema estructural propuesto.

Los objetivos de la tesis son:

- Proponer una estructuración del edificio en base a un sistema estructural "dual", de pórticos y muros de cortante (placas) que le otorguen suficiente resistencia y rigidez lateral, para lograr un adecuado comportamiento sísmico.
- Diseñar los elementos estructurales del edificio con adecuada resistencia, rigidez y ductilidad, en base a las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.
- Elaborar los planos de estructuras del edificio.



Firma asesor



A mi madre, Rosa, por el todo el amor que siempre me ha dado y por inculcarme valores y el estudio.

A mi padre, Pedro, por enseñarme a perseverar en la vida y porque desde donde esté, sé que estará orgulloso.

A mi familia y a todas aquellas personas que me apoyaron e hicieron posible esto.

EDWIN MARTIN CARRASCAL PEREZ

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 Objetivos.....	1
1.1.1 Objetivo general.....	1
1.1.2 Objetivos específicos.....	1
1.2 Justificación.....	1
1.3 Arquitectura del proyecto.....	1
1.4 Reglamentos empleados.....	3
1.5 Metodología de diseño.....	3
1.6 Materiales seleccionados.....	4
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	4
2.1 Criterios de Estructuración.....	4
2.1.1 Estructuración del edificio.....	5
2.2 Pre dimensionamiento de elementos estructurales.....	7
2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas en 1 dirección.....	7
2.2.2 Predimensionamiento de losas aligeradas en 2 direcciones.....	8
2.2.3 Predimensionamiento de losa maciza.....	8
2.2.4 Predimensionamiento de Vigas.....	8
2.2.5 Predimensionamiento de Columnas.....	8
2.2.6 Predimensionamiento de muros de corte.....	9
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS	10
3.1 Consideraciones generales.....	10
3.2 Metrado de cargas en losas aligeradas armadas en 1 dirección.....	10
3.3 Metrado de cargas en losas aligeradas armadas en 2 direcciones.....	12
3.4 Metrado de cargas en losas macizas.....	12
3.5 Metrado de cargas en vigas.....	13
3.6 Metrado de cargas en columnas y placas.....	15
3.7 Metrado de cargas en escaleras.....	16
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	17
4.1 Generalidades.....	17
4.2 Parámetros sísmicos.....	17
4.2.1 Zonificación (Z).....	17
4.2.2 Parámetros de sitio (S).....	17
4.2.3 Factor de amplificación sísmica (C).....	18
4.2.4 Factor de Uso (U).....	18
4.2.5 Sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica (R).....	18
4.3 Análisis modal.....	19
4.3.1 Modelo para el análisis modal.....	19
4.3.2 Modos y periodos.....	20
4.4 Análisis estático.....	20
4.4.1 Peso sísmico.....	21

4.4.2	Fuerza cortante en la base	21
4.5	Análisis dinámico modal espectral	22
4.5.1	Aceleración espectral	22
4.5.2	Criterios de combinación	23
4.5.3	Verificación del coeficiente de reducción de fuerza sísmica	23
4.5.4	Control de Derivas de entre piso	24
4.5.5	Fuerza cortante mínima en la base y factor de amplificación de fuerzas sísmicas	25
4.5.6	Junta de separación sísmica (s).....	25
CAPÍTULO 5:	FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	25
5.1	Diseño por flexión	27
5.2	Diseño por cortante	29
5.3	Diseño por flexo compresión	29
CAPÍTULO 6:	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	30
6.1	Análisis estructural en losas aligeradas	31
6.1.1	Análisis estructural para losas aligeradas en 1 dirección.....	31
6.1.2	Análisis estructural para losas aligeradas en 2 direcciones.....	31
6.2	Consideraciones adicionales para el diseño de losas aligeradas	31
6.2.1	Diseño por flexión	31
6.2.2	Diseño por corte	32
6.2.3	Refuerzo por contracción y temperatura	32
6.2.4	Control de deflexiones	32
6.2.5	Corte de refuerzo	33
6.3	Ejemplo de diseño de losa aligerada en 1 dirección	33
6.4	Ejemplo de diseño de losa aligerada en 2 direcciones	36
CAPÍTULO 7:	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	38
7.1	Análisis estructural en losas macizas.....	38
7.2	Consideraciones adicionales para el diseño de losas aligeradas	39
7.2.1	Diseño por flexión	39
7.2.2	Diseño por cortante	39
7.2.3	Corte de refuerzo	39
7.3	Ejemplo de diseño de losa maciza	39
CAPÍTULO 8:	DISEÑO DE VIGAS	42
8.1	Análisis estructural.....	42
8.2	Consideraciones adicionales para el diseño de vigas.....	42
8.2.1	Diseño por flexión	42
8.2.2	Diseño por corte	43
8.2.3	Control de deflexiones	45
8.2.4	Control de fisuración	46
8.2.5	Corte del refuerzo longitudinal.....	47
8.2.6	Empalmes por traslape del refuerzo	48
8.3	Ejemplo de diseño	48
CAPÍTULO 9:	DISEÑO DE COLUMNAS	57

9.1	Análisis estructural.....	57
9.2	Consideraciones adicionales para el diseño de columnas.....	57
9.2.1	Efectos de esbeltez	57
9.2.2	Diseño por flexo compresión uniaxial.....	58
9.2.3	Diseño por flexo compresión biaxial.....	58
9.2.4	Diseño por corte	59
9.2.5	Empalmes por traslape del refuerzo.....	61
9.3	Ejemplo de diseño	61
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE MUROS DE CORTE		66
10.1	Análisis estructural.....	66
10.2	Consideraciones adicionales para el diseño de muros de corte.....	67
10.2.1	Diseño por flexo compresión	67
10.2.2	Diseño por corte	68
10.2.3	Empalmes por traslape del refuerzo.....	69
10.3	Ejemplo de diseño	69
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....		75
11.1	Análisis estructural.....	75
11.2	Consideraciones adicionales para el diseño de cimentaciones.....	75
11.2.1	Hipótesis básicas.....	75
11.2.2	Dimensionamiento por presión admisible.....	76
11.2.3	Esfuerzo último del suelo (σ_u).....	77
11.2.4	Verificación de corte por punzonamiento.....	77
11.2.5	Verificación de corte por flexión	79
11.2.6	Diseño por flexión	79
11.3	Ejemplo de diseño de zapata aislada.....	81
11.4	Ejemplo de diseño de zapata conectada.....	84
CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.....		92
12.1	Diseño de escaleras	92
12.2	Diseño de cisterna	94
CAPÍTULO 13: METRADO Y RATIOS DE CONCRETO, ENCOFRADO Y ACERO		97
CONCLUSIONES.....		100
BIBLIOGRAFÍA.....		102

ÍNDICE DE FIGURAS

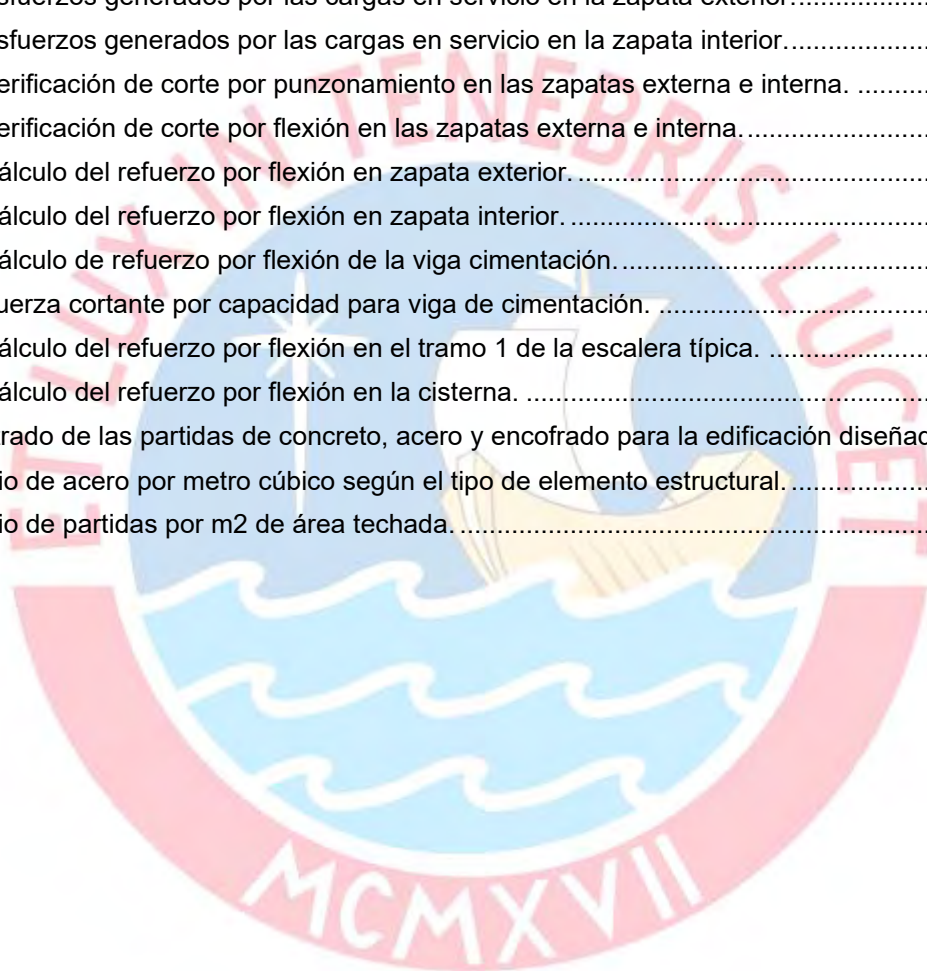
Figura 1.3.1 Distribución en planta del primer piso.	2
Figura 1.3.2 Distribución en planta de los pisos típicos.	3
Figura 2.2.5.1 Área del techo que carga la columna C-08.	9
Figura 3.2.1 Viguetas a analizar para el metrado de cargas.	11
Figura 3.2.2 Metrado de cargas de gravedad sobre vigueta entre ejes "1", "2" y "3" (piso típico).	11
Figura 3.2.3 Metrado de cargas de gravedad sobre vigueta entre ejes "4" y "5" (piso típico).	12
Figura 3.3.1 Losa aligerada en dos direcciones.	12
Figura 3.4.1 Losa maciza.	13
Figura 3.5.1 Áreas tributarias para el metrado de la viga VT- 6 del eje "E".	14
Figura 3.5.2 Metrado de carga muerta en viga VT- 6.	14
Figura 3.5.3 Metrado de carga viva en viga VT- 6.	15
Figura 3.7.1 Metrado de cargas del primer tramo típico.	17
Figura 4.3.1 Modelo 3D de la edificación.	19
Figura 4.5.1.1 Espectro de aceleraciones para el análisis sísmico.	22
Figura 5.1.1 Modelo mecánico para el diseño por flexión para secciones simplemente reforzadas.	27
Figura 5.3.1 Modelo mecánico para el diseño por flexocompresión.	30
Figura 5.3.2 Diseño por flexocompresión – Diagrama de interacción.	30
Figura 6.1 Características geométricas de una vigueta típica.	31
Figura 6.2.5.1 Corte de refuerzo en losas.	33
Figura 6.3.1 Diagrama de momentos flectores últimos (Ton.m) en vigueta (h=0.25m) entre los ejes "1-2" y "2-3".	33
Figura 6.3.2 Diagrama de momentos flectores últimos (Ton.m) en vigueta (h=0.25m) entre los ejes "4-5".	33
Figura 6.3.3 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (Ton) en vigueta (h=0.25m) entre los ejes "1", "2" y "2", "3".	34
Figura 6.3.4 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (Ton) en vigueta (h=0.20m) entre los ejes "4" y "5".	34
Figura 6.3.5 Distribución de refuerzo en losa aligerada con peralte de 0.25 m.	35
Figura 6.3.6 Distribución de refuerzo en losa aligerada con peralte de 0.25 m.	36
Figura 6.4.1 Diagrama de momentos flectores últimos (Ton.m/m) en aligerado de 2 direcciones.	36
Figura 6.4.2 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (Ton/m) en losa aligerada en 2 direcciones.	37
Figura 6.4.3 Distribución de refuerzo en losa aligerada en 2 direcciones.	38
Figura 7.3.1 Diagramas de momentos flectores últimos (Ton.m) en la losa maciza.	40
Figura 7.3.2 Diagramas de fuerzas cortantes últimas (Ton) en la losa maciza.	41
Figura 7.3.3 Distribución de refuerzo en losa maciza.	42
Figura 8.2.1.1 Disposiciones para el diseño por flexión de vigas sismorresistentes en edificios con sistema estructural de muros.	43
Figura 8.2.2.1 Consideraciones para el diseño por fuerza cortante para vigas sísmicas en edificios con sistema de muros estructurales.	44
Figura 8.2.2.2 Requerimientos para el espaciamiento para vigas sísmicas en edificios con sistema de muros estructurales.	45
Figura 8.2.4.1 Control de fisuración (Norma E.060).	47
Figura 8.2.5.1 Requisitos para el corte del refuerzo según la Norma E.060 (Ottazzi, 2010).	48
Figura 8.3.1 Envoltente de momentos flectores M_u (Ton.m) en viga VT-6.	49

Figura 8.3.2 Arreglo del refuerzo longitudinal en los tramos "1" y "2" de la viga VT-6.....	50
Figura 8.3.3 Arreglo del refuerzo longitudinal en los tramos "3" y "4" de la viga VT-6.....	50
Figura 8.3.4 Envoltiente de fuerzas cortantes V_u (Ton) en viga VT-6.	51
Figura 8.3.5 Diagrama de momentos flectores (Ton.m) para cargas de gravedad (CM y CV) en el tramo 3 de la viga VT-6.....	53
Figura 8.3.6 Puntos de cortes teóricos del refuerzo para el tramo 3 de la viga VT-6.....	56
Figura 8.3.7 Diseño final de la viga VT-6 entre los ejes "1", "2" y "3".....	56
Figura 8.3.8 Diseño final de la viga VT-6 entre los ejes "3", "4" y "5".....	57
Figura 9.2.4.1 Consideraciones para el diseño por fuerza cortante para columnas en edificios con sistema de muros estructurales (Norma E.060).	59
Figura 9.2.4.2 Requerimientos para el espaciamiento de columnas en edificios con sistema de muros estructurales.	60
Figura 9.2.5.1 Longitud de empalme en columnas (Blanco, 1994).....	61
Figura 9.3.1 Diagrama de interacción de la columna C-08 en el eje "X".....	63
Figura 9.3.2 Diagrama de interacción de la columna C-08 en el eje "Y".....	63
Figura 9.3.3 Diseño final de la columna C-08.	66
Figura 10.2.1.1 Requerimientos para elementos de borde (Fuente: Norma E0.60).....	68
Figura 10.3.1 Diagrama de interacción de la placa PL-07 en el eje "X".....	71
Figura 10.3.2 Diagrama de interacción de la placa PL-07 en el eje "Y".....	71
Figura 10.3.3 Diagrama Momento-curvatura para la placa PL-07 en la dirección "X".....	72
Figura 10.3.4 Diagrama Momento-curvatura para la placa PL-07 en la dirección "Y".....	72
Figura 10.3.5 Diseño final de la placa PL-07.	74
Figura 11.2.2.1 Esfuerzos generados en la zapata debido a las cargas axial y momentos flectores.	76
Figura 11.2.2.2 Distribución de esfuerzos por Meyerhof.....	77
Figura 11.2.4.1 Sección crítica para verificación de corte por punzonamiento.....	78
Figura 11.2.5.1 Sección crítica para verificación de corte por flexión.....	79
Figura 11.2.6.1 Sección crítica para el diseño por flexión.	80
Figura 11.3.1 Diseño final de la zapata aislada Z-9.	84
Figura 11.4.1 Modelo de viga simplemente apoyada en las bases de las zapatas.....	84
Figura 11.4.2 Modelo de viga simplemente apoyada en los elementos verticales.....	89
Figura 11.4.3 Diagrama de momentos flectores últimos (M_u) en la viga de cimentación.	89
Figura 11.4.4 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (V_u) en la viga de cimentación.....	90
Figura 11.4.5 Diseño final de las zapatas conectadas.....	91
Figura 11.4.6 Diseño final de la viga de cimentación VC-01 (.30 x 1.20 m).	91
Figura 12.1.1 Diagrama de momento flectores últimos M_u (Ton.) en el primer tramo de la escalera típica. ...	92
Figura 12.1.2 Diagrama de fuerzas cortantes últimas V_u (Ton) en el primer tramo de la escalera típica.	93
Figura 12.1.3 Diseño final del primer tramo en escalera típica.	93
Figura 12.2.1 Momentos flectores últimos M_u (Ton.m) en la cisterna.	95
Figura 12.2.2 Fuerzas cortantes últimas V_u (Ton) en la cisterna.	96
Figura 12.2.3 Corte de la cisterna mostrando el acero de refuerzo.....	97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Pesos específicos de los materiales.	10
Tabla 3.2 Sobrecargas mínimas.	10
Tabla 3.3 Cargas distribuidas en losas.	10
Tabla 4.3.2.1 Modos y Periodos.	20
Tabla 4.3.2.2 Periodos fundamentales de la estructura.	20
Tabla 4.4.1.1 Peso sísmico.	21
Tabla 4.4.2.1 Fuerza cortante en la base – Método estático.	21
Tabla 4.5.3.1 Porcentaje de fuerza cortante que toman las placas.	23
Tabla 4.5.3.1 Verificación de irregularidad torsional.	23
Tabla 4.5.4.1 Control de derivas inelásticas y desplazamientos en la dirección “X”.	24
Tabla 4.5.4.2 Control de derivas inelásticas y desplazamientos en la dirección “Y”.	24
Tabla 4.5.3.1 Comprobación de la fuerza cortante mínima en la base.	25
Tabla 5.1 Factores de reducción de resistencia (ϕ).	26
Tabla 6.2.4.1 Peraltes mínimos en aligerado y vigas armadas en una dirección.	32
Tabla 6.3.1 Aceros mínimos y máximos en viguetas según su peralte.	33
Tabla 6.3.2 Aceros instalados por flexión en viguetas de 25cm en los tramos “1-2-3” y “4-5”.	34
Tabla 6.3.3 Verificación del diseño por corte en viguetas.	34
Tabla 6.4.1 Aceros instalados por flexión en losa aligerada de 2 direcciones.	37
Tabla 6.4.2 Fuerzas cortantes últimas en losa aligerada en 2 direcciones.	38
Tabla 7.3.1 Diseño por flexión en losa maciza.	40
Tabla 7.3.2 Fuerzas cortantes últimas en losa maciza.	41
Tabla 8.2.6.1 Empalmes por traslape en tracción (E.060).	48
Tabla 8.3.1 Cálculo de refuerzo por flexión de viga VT-6.	49
Tabla 8.3.2 Verificación de resistencia mínima para acero positivo en nudos y en cualquier sección.	50
Tabla 8.3.3 Cortante por capacidad para viga VT-6.	51
Tabla 8.3.4 Cortante último de diseño en viga VT-6.	52
Tabla 8.3.5 Espaciamiento de estribos en viga VT-6.	52
Tabla 8.3.6 Momentos generados por las cargas de servicio en el tramo 3 de la viga VT-6.	54
Tabla 8.3.7 Momentos de inercia efectivo en el tramo 3 de la viga VT-6.	54
Tabla 8.3.8 Deflexiones inmediatas por cargas de gravedad en el tramo 3 de la viga VT-6.	55
Tabla 8.3.9 Parámetro Z para el control de fisuración en el tramo 3 de la viga VT-6.	55
Tabla 8.3.10 Longitud de corte en refuerzo por flexión.	56
Tabla 9.3.1 Solicitaciones para la columna C-08.	61
Tabla 9.3.2 Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna C-08.	62
Tabla 9.3.3 Momentos nominales (Ton.m) para columna C-08.	64
Tabla 9.3.4 Fuerzas cortantes últimas de diseño (Ton) para columna C-08.	65
Tabla 10.3.1 Solicitaciones para la columna PL-07.	70
Tabla 10.3.2 Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna PL-07.	70
Tabla 10.3.3 Cálculo de la profundidad del eje neutro límite lím.	72
Tabla 10.3.4 Cálculo de la profundidad del eje neutro “c”.	73

Tabla 10.3.3 Fuerzas cortantes por capacidad (Ton) de la placa PL-07.	73
Tabla 10.3.4 Fuerzas cortantes máximas (Ton) para la placa PL-07.	73
Tabla 10.3.5 Resistencia de diseño por cortante del concreto en la placa PL-07.	74
Tabla 10.3.6 Cuantías horizontal y vertical en el alma del muro PL-07.	74
Tabla 11.3.1 Cargas en servicio que actúan sobre la columna C-09.	81
Tabla 11.3.2 Esfuerzos generados por las cargas en servicio en la zapata a diseñar.	82
Tabla 11.3.3 Esfuerzos últimos de diseño que actuarán sobre la zapata a diseñar.	82
Tabla 11.3.4 Cálculo del refuerzo por flexión.	83
Tabla 11.4.1 Cargas en servicio que actúan sobre la placa PL-11 y la columna C-10.	85
Tabla 11.4.2 Esfuerzos generados por las cargas en servicio en la zapata exterior.	86
Tabla 11.4.3 Esfuerzos generados por las cargas en servicio en la zapata interior.	86
Tabla 11.4.4 Verificación de corte por punzonamiento en las zapatas externa e interna.	87
Tabla 11.4.5 Verificación de corte por flexión en las zapatas externa e interna.	88
Tabla 11.4.6 Cálculo del refuerzo por flexión en zapata exterior.	88
Tabla 11.4.7 Cálculo del refuerzo por flexión en zapata interior.	88
Tabla 11.4.8 Cálculo de refuerzo por flexión de la viga cimentación.	90
Tabla 11.4.9 Fuerza cortante por capacidad para viga de cimentación.	90
Tabla 12.1.1 Cálculo del refuerzo por flexión en el tramo 1 de la escalera típica.	92
Tabla 12.2.1 Cálculo del refuerzo por flexión en la cisterna.	95
Tabla 13.1 Metrado de las partidas de concreto, acero y encofrado para la edificación diseñada.	97
Tabla 13.2 Ratio de acero por metro cúbico según el tipo de elemento estructural.	99
Tabla 13.3 Ratio de partidas por m2 de área techada.	99



CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo general

Desarrollar el análisis y el diseño estructural en concreto armado de un edificio de forma irregular en planta para viviendas según los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) del Perú.

1.1.2 Objetivos específicos

- Proponer una estructuración para edificio en base a un sistema de pórticos y placas que le otorguen suficiente resistencia y rigidez lateral para que tenga un adecuado comportamiento sísmico.
- Diseñar los elementos estructurales de la edificación con suficiente resistencia, ductilidad y rigidez en base a las exigencias del RNE del Perú.
- Elaborar los planos estructurales del edificio.

1.2 Justificación

El Perú está ubicado en una zona de constante actividad sísmica por lo cual el mayor desafío que se tiene al momento de diseñar una edificación es la de estructurarla y otorgarle propiedades que le permitan desarrollar un adecuado comportamiento sísmico. El daño que se produce en un edificio durante un movimiento sísmico severo está íntimamente ligada a los desplazamientos relativos de los entrepisos y a la forma en que sus elementos fallan. Por ello, nuestro reglamento de nacional de edificaciones limita estos desplazamientos a valores relativamente pequeños y exige disposiciones para el diseño estructural de todas las secciones de los elementos estructurales de tal manera que, de generarse una falla, esta sea del tipo dúctil.

1.3 Arquitectura del proyecto

La edificación a diseñar se ubica en el distrito de San Borja, ciudad de Lima, en una esquina (intersección de dos avenidas) y presenta una geometría en planta en forma de "L". Los edificios colindantes poseen más de 2 sótanos, siendo sus niveles de cimentación mayores al edificio en mención. El área de terreno es de 670 m² y tendrá un área techada de 2771 m². La edificación consta de 6 niveles con 17 departamentos, 2 en el primer piso y 3 en cada piso típico.

El primer piso cuenta con un hall de ingreso, cerca de él se ubica la escalera y la caja de ascensores. Además, en el primer piso se ubican 10 estacionamientos y 2 departamentos. Uno de estos departamentos posee 4 dormitorios y el otro 2. Los pisos típicos presentan 3 departamentos de 120 m² aproximadamente con 4 dormitorios, 1 sala comedor, 1 cocina y 3 baños; además, estos departamentos comparten una zona en común en la que se ubica el ascensor y la escalera. La cisterna y el cuarto de bombas se ubican enterrados entre los ejes "4", "5" y "A", "B".

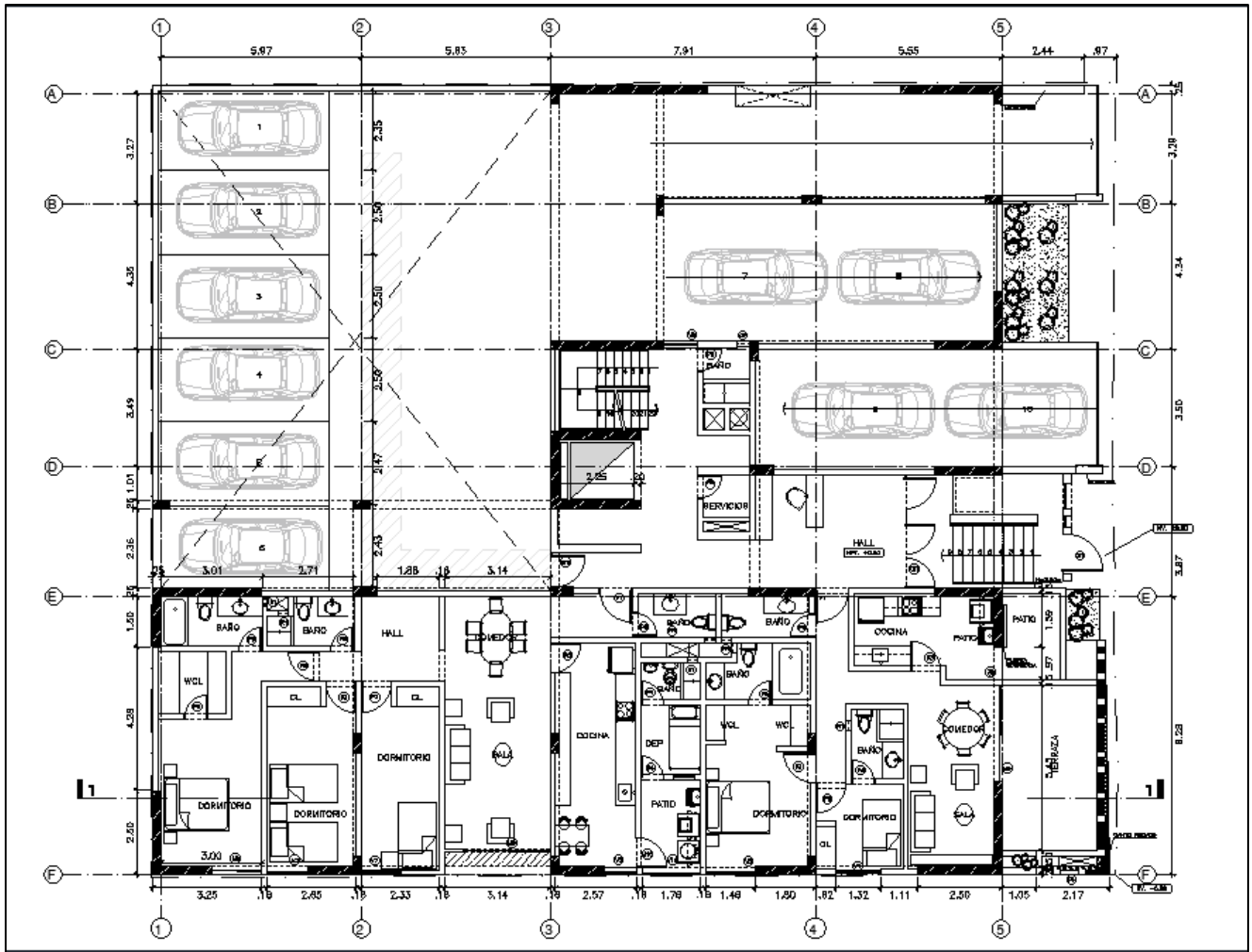
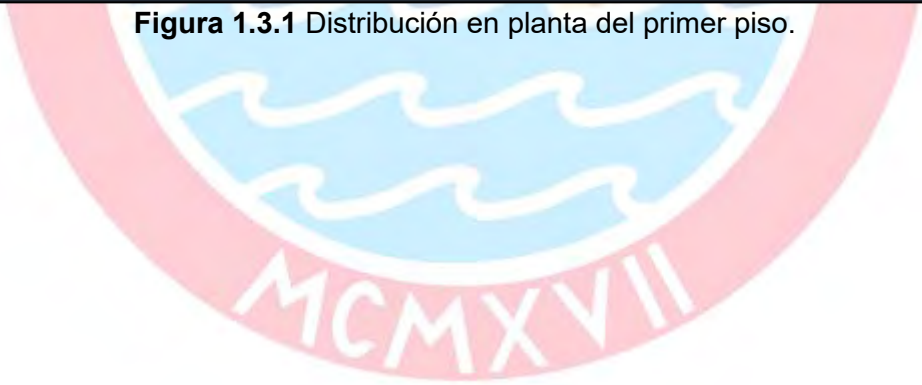


Figura 1.3.1 Distribución en planta del primer piso.



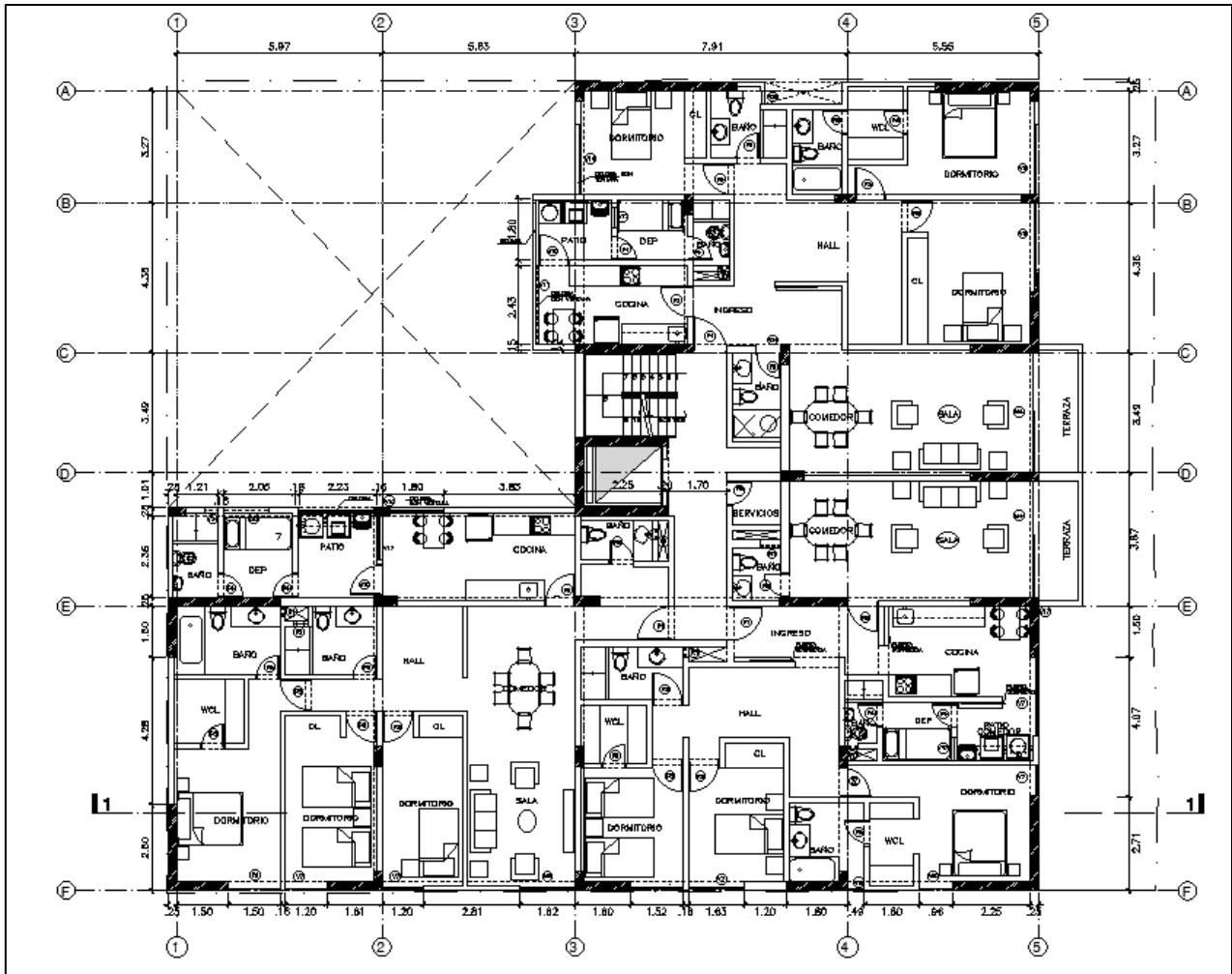


Figura 1.3.2 Distribución en planta de los pisos típicos.

1.4 Reglamentos empleados

Las normas empleadas para el desarrollo del análisis y diseño de la presente edificación son las siguientes:

- Norma de Cargas E.020
- Norma de Diseño Sismo Resistente E.030
- Norma de Suelos y Cimentaciones E.050
- Norma de Concreto Armado E.060

1.5 Metodología de diseño

Definida la arquitectura del edificio, se realiza la estructuración proponiendo tentativamente la ubicación de los elementos sismorresistentes de tal manera que permitan controlar los desplazamientos relativos de los entrepisos y la torsión en planta. Luego se predimensiona las secciones de los elementos estructurales, se metran las cargas de gravedad a las cuales estarán sometidas los elementos horizontales como losas y vigas y se realiza un análisis estructural para estas cargas.

Se define los parámetros de la acción sísmica (espectro de pseudo-aceleraciones) y se realiza un análisis dinámico (modal espectral) de la estructura mediante un modelo tridimensional. Se verifica

que la estructura tenga suficiente resistencia y rigidez lateral de tal manera que se controle los desplazamientos relativos de los entrepisos y las posibles irregularidades.

Se realiza el diseño en concreto armado, garantizando que todas las secciones de los elementos estructurales se diseñen con una resistencia mayor a la requerida en cada sollicitación (Diseño por Resistencia), además, se exige que todos los elementos estructurales sean diseñados con mayor resistencia por corte que por flexión (Diseño por Capacidad), garantizando que, de fallar el elemento, desarrolle una falla del tipo dúctil.

Se calcula el acero de refuerzo necesario para que las secciones de los elementos resistan a las sollicitaciones de flexión, cortante y/o flexo compresión, prevaleciendo la falla por flexión (dúctil) ante la falla por corte (frágil).

1.6 Materiales seleccionados

Concreto armado con las siguientes propiedades mecánicas:

- Peso específico: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- 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: $\nu = 0.15$

Acero corrugado con las siguientes propiedades mecánicas:

- Grado 60
- Esfuerzo a la fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$

Albañilería con los siguientes pesos específicos:

- Tabiquería (divisiones): $\gamma_l = 1400 \text{ kg/m}^3$
- Tabiquería en el perímetro (exteriores): $\gamma_l = 1800 \text{ kg/m}^3$

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

La estructuración de una edificación consiste en plantear la ubicación y el tipo de los elementos estructurales en función a una serie de criterios y a los planos de arquitectura. El realizar una buena estructuración de una estructura permite validar fácilmente la coherencia de los resultados que nos brindan los modelos que generamos. Esto es, si en una dirección se le añade gran cantidad de placas a la estructura, se espera que dada la gran rigidez que estas poseen, la estructura presente poco desplazamiento y menor periodo en esa dirección.

2.1 Criterios de Estructuración

En el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (A. Blanco, 1994) se describen una serie de criterios para estructurar una edificación, a continuación, se mencionarán los criterios empleados para la estructuración del presente proyecto:

Simplicidad y simetría

Los modelos simples y simétricos permiten predecir mejor el comportamiento sísmico que la estructura presentará. Cuando se analizan estructuras complejas se hacen simplificaciones que pueden generar resultados distintos a los que ocurrirían en la realidad. Proveer simetría a la estructura en ambas direcciones permite reducir la posibilidad de generar efectos torsionales en planta, los cuales son difíciles de evaluar.

Si bien la estructura del edificio a diseñar no es simétrica, para su estructuración se buscará formar pórticos continuos y se empezará ubicando los elementos que aportan rigidez lateral (muros de corte y columnas) en los lados extremos y opuestos de la edificación, esto permitirá que la edificación tenga mayor rigidez torsional. Adicionalmente, se buscará que los centros de rigidez y de masa estén lo más próximo posible.

Uniformidad y continuidad

La estructura debe ser continua en planta y elevación, evitando la existencia de cambios bruscos en la rigidez de los elementos estructurales que podrían generar concentración de esfuerzos en las zonas con secciones reducidas.

Debido a que el edificio es mediano (6 pisos) se emplearán pórticos continuos y secciones constantes para las vigas, columnas y placas.

Rigidez lateral

La estructura debe presentar una adecuada cantidad de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales. La rigidez lateral permite controlar los desplazamientos relativos de los entre pisos, disminuyendo los daños que se pueden generar en un evento sísmico. Por ello, en la actualidad la filosofía de diseño sísmico está orientada a rigidizar una estructura tanto como sea posible y según las demandas sísmicas del terreno en el que se apoyará.

En la presente edificación se emplea una cantidad adecuada de muros estructurales en las direcciones principales de tal manera que garanticen el control de los desplazamientos relativos de los entre pisos.

Diafragma rígido

En el análisis de toda la estructura se asume que las losas (aligeradas y macizas), dada la gran rigidez axial que presentan, se comportan como un solo elemento plano. Ello permite idealizar que las fuerzas laterales generarán el mismo desplazamiento en cada nivel distribuyéndose en los elementos estructurales verticales en función de su rigidez lateral. Para que esta hipótesis sea válida, es necesario verificar que las losas no presenten grandes aberturas en planta que debiliten su rigidez.

Para la presente edificación, se tiene pequeñas aberturas (ductos) en las losas para el paso de montantes; por tanto, el modelo generado cumplirá con esta hipótesis.

2.1.1 Estructuración del edificio

Aspectos tomados en cuenta para la estructuración del edificio:

- El sistema estructural de la edificación estará conformado por pórticos de placas y columnas conectadas mediante vigas peraltadas en las direcciones principales "X" y "Y". Dado que la planta del edificio presenta una forma en L, se conoce a priori que el centro de masas estará ubicado a la derecha del eje "3" y debajo del eje "D". El primer objetivo será hacer que el centro de rigidez se ubique lo más cerca al centro de masas, para ello, los elementos estructurales ubicados en la parte derecha de la edificación deberá proveer mayor rigidez lateral que los elementos estructurales ubicados en el lado izquierdo, respecto del centro de masas; de manera análoga los elementos estructurales ubicados en la parte inferior deberán proveer mayor rigidez lateral que los elementos estructurales ubicados en la superior, respecto al centro de masas. El realizar esto permitirá disminuir la posibilidad que generar torsión en planta.

- Se inicia la estructuración con la distribución de las placas. Se considera que la zona de ascensores contará con placas en sus tres lados. Seguidamente se distribuyen las placas en los bordes exteriores de la edificación en función de la arquitectura, otorgando a la estructura una adecuada rigidez torsional.
- En la dirección del eje "X", el borde libre de la edificación se ubica en la parte inferior (eje "F"), en él, se distribuirán la mayor cantidad de placas como sea posible; seguidamente, se buscará compensar la rigidez lateral del pórtico ubicado en el eje "F" con la rigidez lateral que generarán de las placas ubicadas en el eje "A" (borde superior del límite de propiedad) de tal manera que el centro de rigidez en el eje "Y" esté cercano al centro de masas en el eje "Y". Luego se añadirán las placas y columnas en los ejes cercanos a estos bordes extremos de la edificación.
- En la dirección del eje "Y", el borde libre de la edificación se ubica en el lado derecho (eje "5"), en él, se distribuirán la mayor cantidad de placas como sea posible; seguidamente, se buscará compensar la rigidez lateral del pórtico ubicado en el eje "5" con la rigidez lateral que generarán de las placas del eje "1" (borde izquierdo del límite de propiedad) de tal manera que el centro de rigidez en el eje "X" esté cercano al centro de masas en el eje "X". Luego se añadirán las placas y columnas en los ejes cercanos a estos bordes extremos de la edificación.
- Como se mencionó antes, las vigas peraltadas servirán para formar pórticos con las columnas y placas. Se emplearán vigas chatas para el soporte íntegro de tabiques que estén orientados en la misma dirección que el armado del aligerado.
- En la zona de ascensores se empleará una losa maciza de tal manera que permita uniformizar la transmisión de esfuerzos hacia las placas de los ascensores y de la escalera.
- Se empleará aligerados armados en una dirección para paños rectangulares en los cuales la relación de lados sea mayor a 2. Debido a la existencia de un paño cuadrado de dimensiones cercanas a 8 m entre los ejes "E", "F" y "3", "4" y a que presenta una distribución de tabiques diferente en el primer piso y en los pisos típicos, se empleará una losa aligerada armada en dos direcciones.

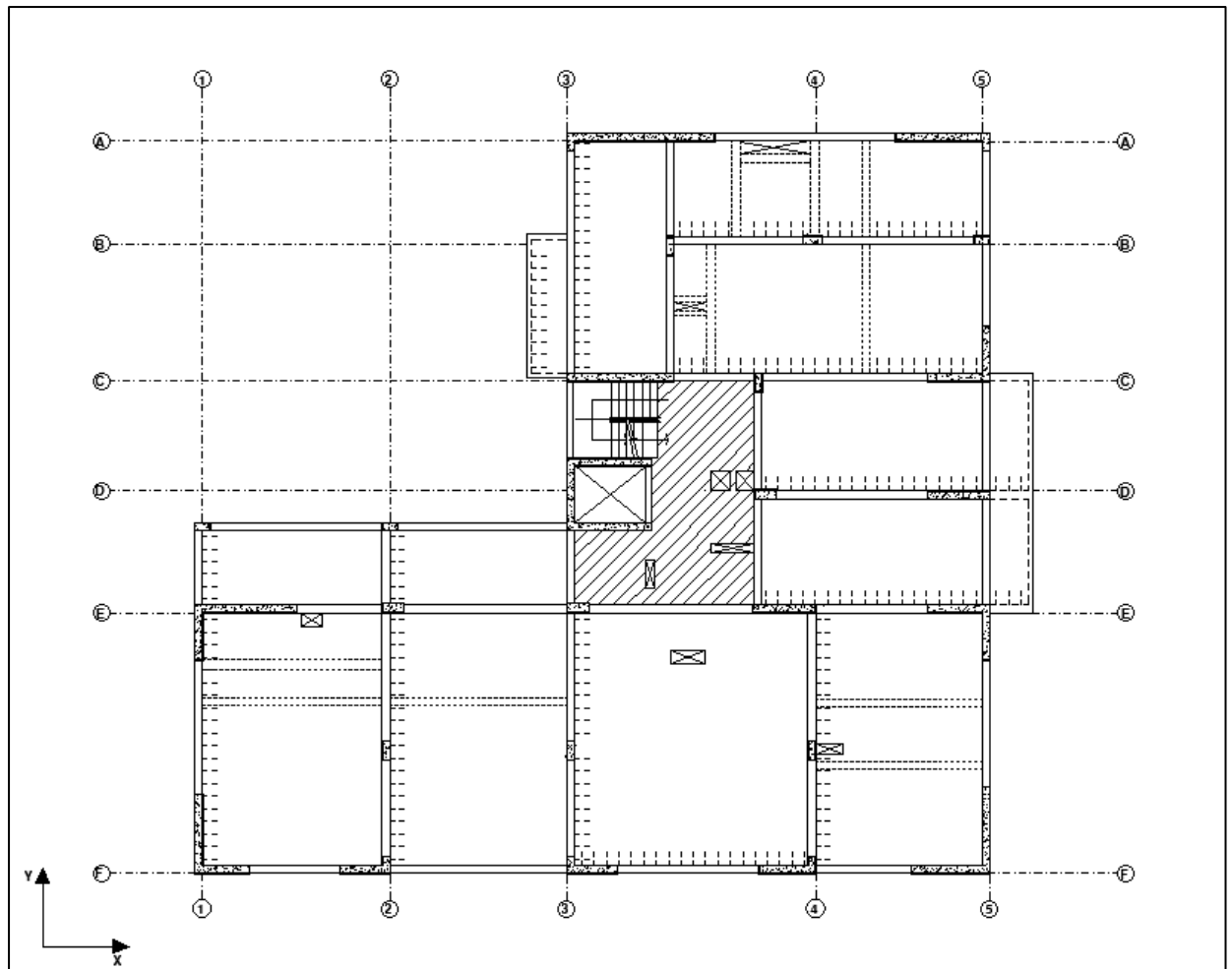


Figura 2.2.1 Estructuración del edificio (planta típica).

2.2 Pre dimensionamiento de elementos estructurales

El pre dimensionamiento de los elementos estructurales consiste en proponer dimensiones iniciales de las secciones para luego ser verificadas en el análisis sísmico y en el diseño. Para ello, se toma en cuenta los criterios de la norma E.060 y la experiencia de ingenieros especialistas (Blanco, 1994).

2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas en 1 dirección

Para losas continuas armadas en una dirección con sobrecargas menores a 300 kg/cm² y luces menores a 7.5 m se puede emplear la siguiente expresión para el cálculo de la altura de un aligerado aramdo en 1 dirección:

$$h \geq \frac{l_n}{25}$$

Donde:

h: altura de la losa

l_n: longitud libre de la losa

El artículo 6.1 de la norma E.020 indica el uso de 200kg/cm² como carga viva mínima para edificaciones de viviendas. Debido a la variedad de dimensiones en los paños que presenta la edificación, se empleará para losas armadas en una dirección con luces menores o iguales de 5m, peraltes de 20cm y para losas armadas en una dirección con luces menores o iguales a 6m, peraltes de 25cm.

2.2.2 Predimensionamiento de losas aligeradas en 2 direcciones

Se considera que una losa trabajará en ambas direcciones, cuando la relación de sus lados sea menor a 2. Los aligerados armados en 2 direcciones se suelen emplear en paños cuadrados y de luces mayores a 6m. La distribución de las tabiquerías en el primer piso y los pisos típicos que se ubican entre los ejes "3", "4" y "E", "F" dificultan el empleo de pórticos que permitan trabajar con paños más cortos en este sector. Por ello, dada las dimensiones de este paño cuadrado de 7.5m, se optará por emplear una losa aligerada armada en dos direcciones de 25 cm de peralte.

2.2.3 Predimensionamiento de losa maciza

Para losas que trabajen en dos direcciones (apoyadas sobre vigas peraltadas o muros) se puede emplear las siguientes expresiones para calcular su altura:

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

La losa maciza a diseñar tiene una luz libre máxima de 7.4 m ($h=18.5$ cm) y un perímetro de 32m ($h=17.8$ m). Por lo tanto, se empleará una altura de 20cm para la losa maciza.

2.2.4 Predimensionamiento de Vigas

Para el predimensionamiento de vigas que formen pórticos, se considerará un peralte del orden de 1/12 de la luz libre. Las vigas con mayores luces son de 7 m (eje "3") y 6 m (eje "F"), las cuales se ubican en los ejes "3" y "F" respectivamente.

$$h = \frac{700}{12} = 58.3 \text{ cm} \quad \text{y} \quad h = \frac{600}{12} = 50 \text{ cm}$$

Además, la norma E.060 en su artículo 21.5.1 indica que la luz libre para vigas con responsabilidad sísmica no deberá de ser menor que cuatro veces su peralte, limitando de esta forma el uso de vigas con gran peralte para las cuales las hipótesis de diseño por flexión no son válidas. La luz de la viga más corta de la edificación se ubica en el eje 3, entre una placa y una columna, con una longitud de 2.32 m.

$$h < \frac{232}{4} = 58 \text{ cm}$$

Por tanto, se emplearán vigas sísmicas con peraltes de 60cm para luces cercanas a 7m y 55cm para vigas con luces menores a 7m. Además, la norma E.060 en su artículo 21.5.1.3 indica que el ancho para de vigas con responsabilidad sísmica no debe de ser menor de 0.25 veces el peralte ni menor de 25cm. Por ello se emplearán vigas con secciones de 25x55 cm y 25x60 cm.

2.2.5 Predimensionamiento de Columnas

Se asumirá que las columnas estarán sometidas principalmente a cargas de gravedad debido a que se contará con placas que controlarán la rigidez lateral y la resistencia de la edificación.

Se emplearán las siguientes expresiones para el predimensionamiento de las columnas:

El área requerida para columnas interiores:

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

El área requerida para columnas exteriores:

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

Además, la norma E.060 en su artículo 21.6.1.2 indica que las columnas rectangulares que formen pórticos con responsabilidad sísmica, deberán tener como mínimo 25cm en su dimensión menor. A manera de ejemplo se procederá a dimensionar la columna C-08 ubicada en la intersección de los ejes “E” y “2”.

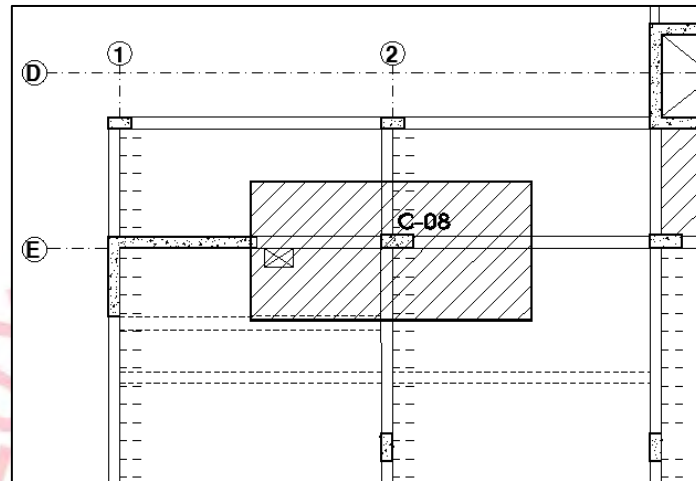


Figura 2.2.5.1 Área del techo que carga la columna C-08.

Datos a considerar:

- Área de techo: 21.6 m²
- Peso unitario del techo: 1 Ton/m²
- Número de pisos: 6 niveles

Dado que se trata de una columna interior, el área requerida para soportar la carga total de servicio será:

$$\text{Área requerida} = \frac{1000 \times 21.6 \times 6}{0.45 \times 210} = 1372 \text{ cm}^2$$

Para un ancho de 25 cm, se necesitaría un peralte de 55 cm. Sin embargo, se optará por emplear una sección de 30x70cm con la finalidad de añadir mayor rigidez lateral en la dirección del eje “X” y mayor capacidad antes cargas axiales. Se procede de igual manera para el predimensionamiento de las columnas restantes, eligiendo secciones 25x60 cm. Estas secciones serán verificadas en el análisis sísmico y en el diseño.

2.2.6 Predimensionamiento de muros de corte

Las longitudes de las placas inicialmente serán supuestas en función de la arquitectura de la edificación. Las dimensiones propuestas serán validadas en el análisis sísmico de tal manera que la cantidad de muros de corte controlen los desplazamientos relativos de los entrepisos y la torsión en planta.

La norma E.060 señala en su artículo 21.9.3.2 que el espesor de este tipo de muros deberá de ser como mínimo 1/25 veces la altura de los elementos que proporcionan apoyo lateral y no menor de 15cm. Para el caso del presente edificio, se considera una distancia entre los apoyos laterales correspondientes a la altura de piso a piso, esto es, 2.7m. El espesor mínimo será:

$$e \text{ m\u00edn} = \frac{270}{25} = 10.8 \text{ cm}$$

As\u00ed el ancho m\u00ednimo del muro a considerar, ser\u00eda de 15 cm. Sin embargo, del predimensionamiento de vigas sismorresistentes se obtuvo que se emplear\u00e1 un ancho de 25 cm, y dado que la mayor\u00eda de placas a emplear se conectan a otras placas o columnas mediante vigas, se optar\u00e1 por emplear un ancho de placas de 25 cm.

CAP\u00cdTULO 3: METRADO DE CARGAS

3.1 Consideraciones generales

El metrado de cargas consiste en estimar las cargas gravitacionales que actuar\u00e1n sobre cada elemento estructural bajo la suposici\u00f3n de que todos los elementos est\u00e1n simplemente apoyados. Esto es, las vigas reciben el peso que soportan las losas, as\u00ed como las columnas y placas reciben el peso que soportan las vigas y/o losas (en caso no existan vigas). A continuaci\u00f3n, se muestran los pesos espec\u00edficos de los materiales que se emplear\u00e1n, seg\u00fan el anexo N\u00b01 de la norma E.020:

Tabla 3.1 Pesos espec\u00edficos de los materiales.

Material	Peso espec\u00edfico (Ton/m3)
Concreto armado	2.40
Alba\u00f1iler\u00eda para tabiques interiores	1.40
Alba\u00f1iler\u00eda para tabiques exteriores (per\u00edmetro)	1.80

En el art\u00edculo 6.1 de la norma E.020 se especifican las siguientes sobrecargas para viviendas.

Tabla 3.2 Sobrecargas m\u00ednimas.

Ocupaci\u00f3n o uso	s/c (Ton/m2)
Viviendas, corredores y escaleras	0.20
Azotea	0.10

Adem\u00e1s, se considerar\u00e1 las siguientes cargas distribuidas en aligerados y piso terminado.

Tabla 3.3 Cargas distribuidas en losas.

Elemento	Carga distribuida (Ton/m2)
Aligerado en 1D, h=20cm	0.30
Aligerado en 1D, h=25cm	0.35
Aligerado en 2D, h=25cm	0.40
Piso terminado	0.10

3.2 Metrado de cargas en losas aligeradas armadas en 1 direcci\u00f3n

El metrado para este tipo de losas se realiza por vigueta y se considera la separaci\u00f3n de las mismas. En la presente edificaci\u00f3n se emplear\u00e1 viguetas t\u00edpicas espaciadas cada 40cm. Para el metrado de carga muerta, se considera el peso propio de la vigueta incluyendo los ladrillos de relleno y el peso del piso terminado. La norma E.020 especifica las cargas m\u00ednimas distribuidas para losas armadas en una direcci\u00f3n considerando el peso de las viguetas y el de los ladrillos por metro cuadrado.

Para tabiques orientados perpendicularmente al armado del aligerado, se consideran como cargas puntuales en el metrado de carga muerta del aligerado; estas cargas son calculadas a partir del producto de su peso específico, su altura, ancho y la separación entre viguetas. Los tabiques que estén orientados paralelamente al armado del aligerado, no serán considerados en el metrado de carga muerta del aligerado puesto que se emplearán vigas chatas que soporten íntegramente sus pesos.

En el metrado de carga viva en aligerados obtiene multiplicando la sobrecarga, estimada según el tipo de la edificación, por la separación entre viguetas. Para el modelado de estas viguetas se considerará empotramiento en los límites con la losa aligerada armada en 2 direcciones debido a la mayor rigidez.

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

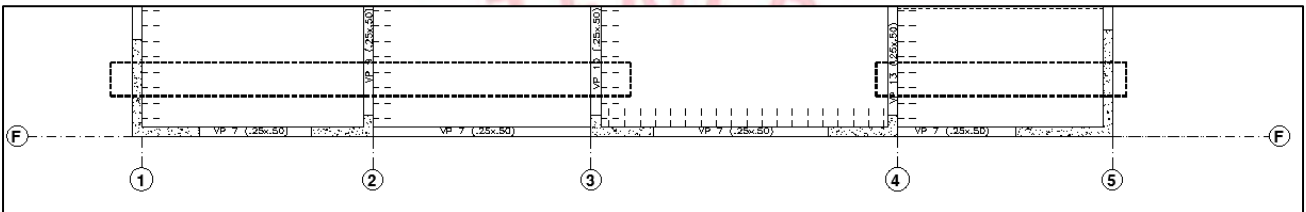


Figura 3.2.1 Viguetas a analizar para el metrado de cargas.

En las viguetas comprendidas entre los ejes “1”, “2”, “3” y “4”, “5”, actuarán las siguientes cargas:

- Peso del aligerado 1 dirección (h=25cm): 0.35 Ton/m²
- Piso terminado: 0.10 Ton/m²
- Tabiques perpendiculares al armado de la losa, ubicados a 3.16m del eje “1” y a 2.49m del eje “2” de e=15cm y h=2.45m:
- Carga viva: 0.20 T/m², 0.10 T/m²

Metrado de carga muerta:

$$CM = 0.4 \times (0.35 + 0.10) = \mathbf{0.18 \text{ Ton/m}}$$

$$P_{tab} = 0.4 \times (1.4 \times 0.15 \times 2.45) = \mathbf{0.21 \text{ Ton}}$$

Metrado de carga viva:

$$CV (\text{P. Típico}) = 0.4 \times 0.2 = \mathbf{0.08 \text{ Ton/m}}$$

$$CV (\text{Azotea}) = 0.4 \times 0.1 = \mathbf{0.04 \text{ Ton/m}}$$

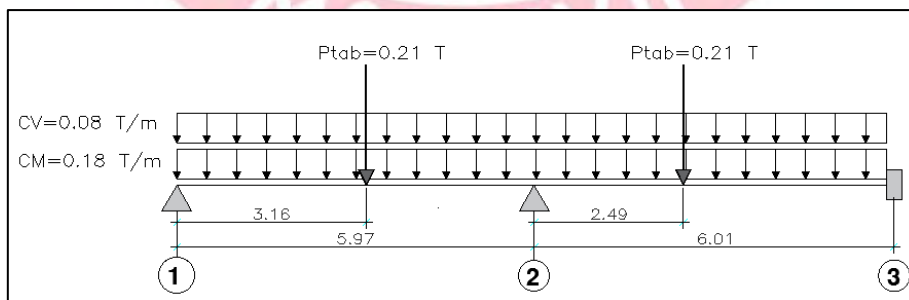


Figura 3.2.2 Metrado de cargas de gravedad sobre vigueta entre ejes “1”, “2” y “3” (piso típico).

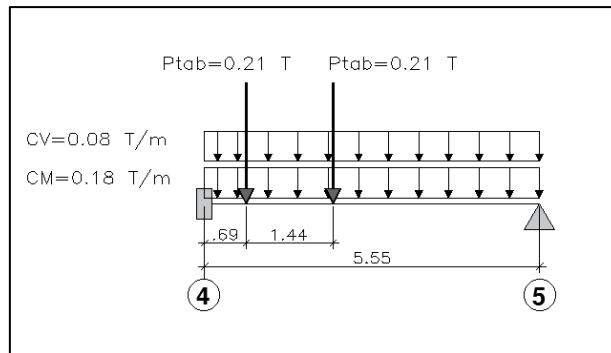


Figura 3.2.3 Metrado de cargas de gravedad sobre vigueta entre ejes “4” y “5” (piso típico).

3.3 Metrado de cargas en losas aligeradas armadas en 2 direcciones

El metrado en este tipo de losas se realizará en función de las cargas uniformemente repartidas que soporta en toda su área. Para el metrado de carga muerta se considerará el peso de la losa, el piso terminado y el peso de la tabiquería distribuida uniformemente en toda su área. Para el metrado de carga viva se considerará los valores que estipula la norma E.020.

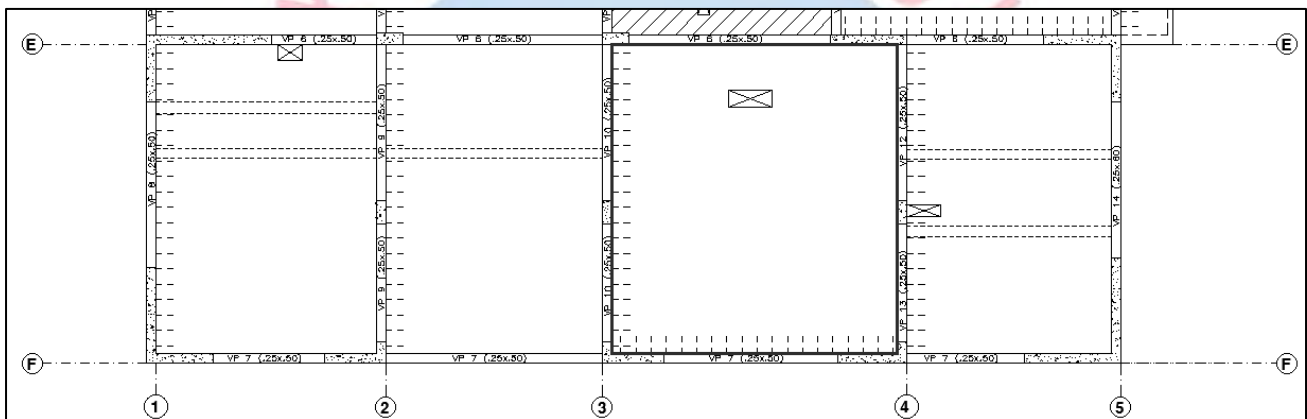


Figura 3.3.1 Losa aligerada en dos direcciones.

En la losa armada en dos direcciones actuarán las siguientes cargas:

- Peso del aligerado 2 direcciones (h=25cm): 0.40 Ton/m²
- Piso terminado: 0.10 Ton/m²
- Peso de tabiquería distribuida ($\sum L_{tab}=26.5m$, Área losa=59.5m²):

$$w_{tab} = \frac{1.4 \times 0.15 \times 2.45 \times 26.5}{59.5} = 0.22 \text{ Ton/m}^2$$

- Carga viva: 0.20 Ton/m² (Piso típico), 0.10 Ton/m² (Azotea)

Metrado de carga muerta:

$$CM = 0.40 + 0.10 + 0.22 = \mathbf{0.72 \text{ Ton/m}^2}$$

Metrado de carga viva:

$$CV \text{ (P. Típico)} = \mathbf{0.20 \text{ Ton/m}^2}$$

$$CV \text{ (Azotea)} = \mathbf{0.10 \text{ Ton/m}^2}$$

3.4 Metrado de cargas en losas macizas

Similar al caso de la losa aligerada armada en 2 direcciones, para el metrado de cargas en la losa maciza, se considerará cargas uniformemente repartidas en toda el área de la losa. Para el metrado de carga muerta se considerará el peso de la losa, el piso terminado y el peso de la tabiquería

repartida en toda el área. Para el metrado de carga viva se considerará los valores que estipula la norma E.020.

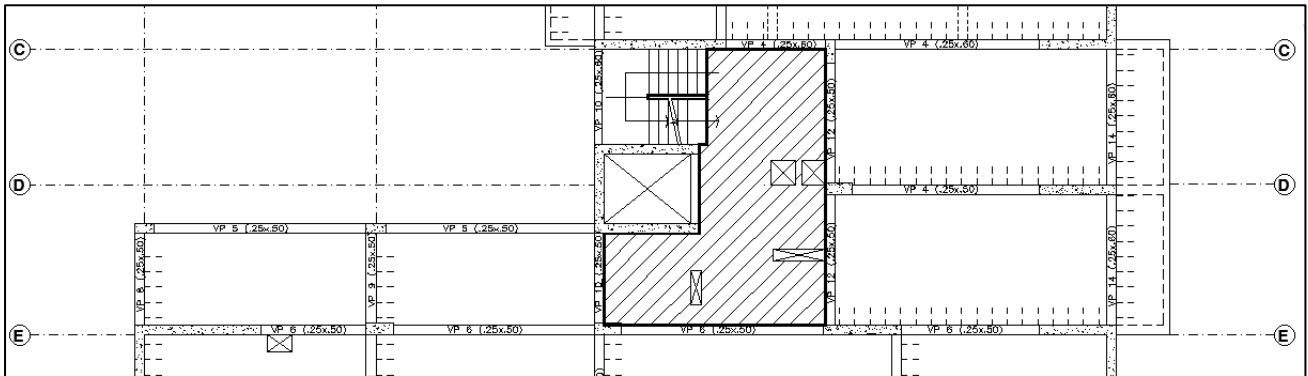


Figura 3.4.1 Losa maciza.

Las cargas actuantes en la losa maciza serán:

- Peso propio de losa maciza: $P_p = 2.40 \times 0.20 = 0.48 \text{ Ton/m}^2$
- Piso terminado: 0.10 Ton/m^2
- Peso de tabiquería distribuida ($\sum L_{\text{tab}}=17.4\text{m}$, Área losa= 28.5m^2):

$$w_{\text{tab}} = \frac{1.4 \times 0.15 \times 2.45 \times 17.4}{28.5} = 0.30 \text{ Ton/m}^2$$

- Carga viva: 0.20 T/m^2 (Piso típico), 0.10 T/m^2 (Azotea)

Metrado de carga muerta:

$$CM = 0.48 + 0.10 + 0.30 = \mathbf{0.88 \text{ Ton/m}^2}$$

Metrado de carga viva:

$$\begin{aligned} CV (\text{P. Típico}) &= \mathbf{0.20 \text{ Ton/m}^2} \\ CV (\text{Azotea}) &= \mathbf{0.10 \text{ Ton/m}^2} \end{aligned}$$

3.5 Metrado de cargas en vigas

El armado de las losas define la forma y cantidad de carga de gravedad que transmitirán hacia las vigas. Al área de losa que carga una viga se le denomina "área tributaria". Para el caso de las losas armadas en una dirección, se asume que estas vigas en las que se apoya la losa, cargan la mitad del peso de la losa siendo su área tributaria rectangular. Por otro lado, si la losa es armada en dos direcciones, el área de losa que cargan las vigas se estima mediante áreas tributarias en forma trapecios y triángulos.

Para el metrado de carga muerta se considerará el peso de la carga muerta que actúa en el área tributaria, el cual, incluye el peso de la losa, el piso terminado y la tabiquería distribuida. Además, se considerará el peso propio de la viga y el peso de los tabiques que esta cargue. Para el metrado de carga viva se considerará el peso de la carga viva que actúa en el área tributaria.

A manera de ejemplo se desarrollará el metrado de la viga VT- 6 ubicada en el eje “E”.

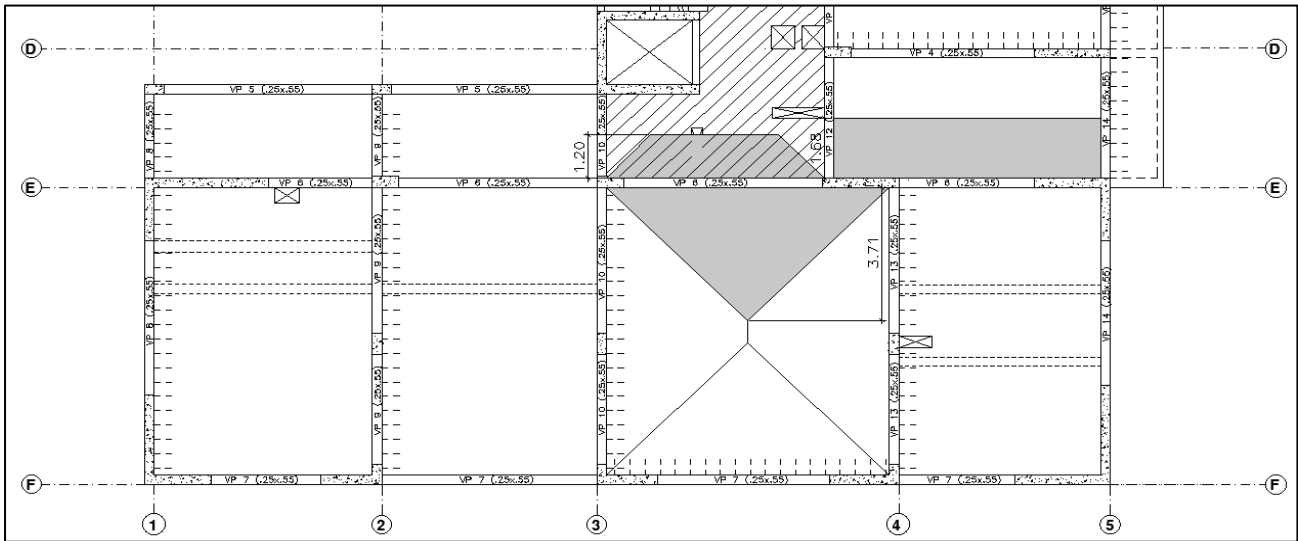


Figura 3.5.1 Áreas tributarias para el metrado de la viga VT- 6 del eje “E”.

Las cargas actuantes sobre la viga VT- 6 (.25x.55) serán:

En todos los tramos:

- Peso propio: $2.4 \times 0.25 \times 0.55 = \mathbf{0.33 \text{ Ton/m}}$
- Peso de tabiquería sobre la viga: $1.4 \times 0.15 \times 2.45 = \mathbf{0.52 \text{ Ton/m}}$

Carga muerta entre los ejes “3-4”:

- Peso del área tributaria de la losa en dos direcciones: $3.71 \times 0.72 = \mathbf{2.67 \text{ Ton/m}}$
- Peso del área tributaria de la losa maciza: $1.2 \times 0.88 = \mathbf{1.10 \text{ Ton/m}}$

Carga muerta entre los ejes “4-5”:

- Peso del área tributaria de la losa en una dirección: $1.68 \times 0.40 = \mathbf{0.68 \text{ Ton/m}}$

Carga viva entre los tramos “3-4”:

- Peso de la sobre carga en el área tributaria de losa de 2 direcciones: $3.71 \times 0.2 = \mathbf{0.75 \text{ Ton/m}}$
- Peso de la sobre carga en el área tributaria de la losa maciza: $1.2 \times 0.2 = \mathbf{0.24 \text{ Ton/m}}$

Carga viva entre los tramos “4-5”:

- Peso de la sobre carga en el área tributaria de losa de 1 dirección: $1.68 \times 0.2 = \mathbf{0.34 \text{ Ton/m}}$

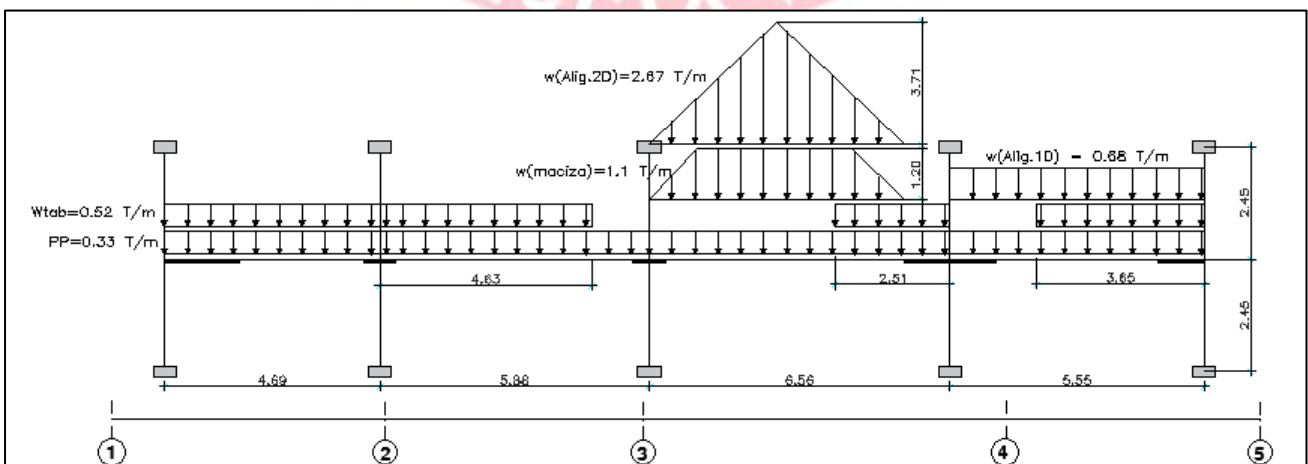


Figura 3.5.2 Metrado de carga muerta en viga VT- 6.

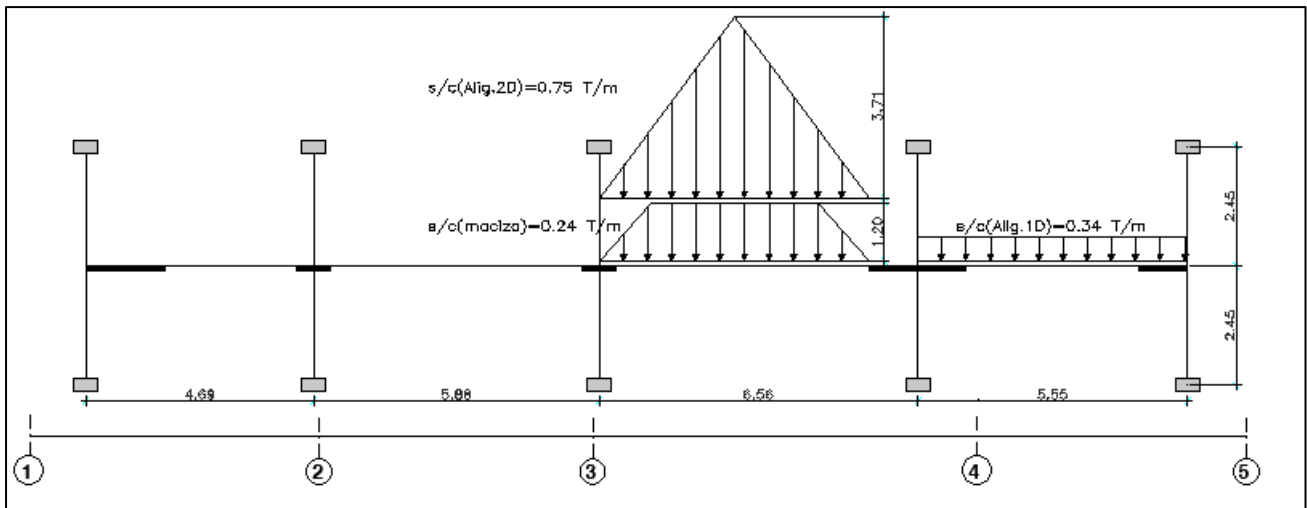


Figura 3.5.3 Metrado de carga viva en viga VT- 6.

3.6 Metrado de cargas en columnas y placas

Las columnas y placas soportan todas las cargas de los elementos ubicados a nivel del techo. Para el metrado de estos elementos se calcula un área tributaria en el cual se incluyen los pesos de las losas, el piso terminado, los tabiques, las vigas que llegan a la columna, el peso propio de la columna y la sobrecarga.

A manera de ejemplo se presenta el metrado para la columna C-08, la cual fue predimensionada en el Capítulo 3.

Para la columna C-08 se tiene lo siguiente:

- Área tributaria=21.6 m².
- Sección de la columna: 0.30 x 0.70 m
- Sección de las vigas: 0.25 x 0.55 m
- Longitud de las vigas a considerar: 8.5 m
- Altura de piso a piso: 2.7 m
- Longitud de tabiques: 10m
- Área del techo: 21.6 - 0.25 x 7.5 - 0.3 x 0.7= 19.52 m²

Las cargas que actuarán sobre la columna serán:

- Peso del aligerado (inc. Piso terminado): $19.52 \times (0.35 + 0.1) = 7.8 \text{ Ton}$
- Peso de la viga (inc. Piso terminado): $2.4 \times 0.25 \times 0.55 \times 8.5 + 0.1 \times 0.25 \times 8.5 = 4.12 \text{ Ton}$
- Peso de los tabiques: $1.4 \times 0.15 \times 2.45 \times 10 = 5.15 \text{ Ton}$
- Peso propio de la columna: $2.4 \times 0.3 \times 0.7 \times 2.7 = 1.36 \text{ Ton}$
- Carga viva del piso típico: $19.52 \times 0.2 = 3.9 \text{ Ton}$
- Carga viva de la azotea: $19.52 \times 0.1 = 1.95 \text{ Ton}$

Metrado de carga muerta:

$$\text{PISO TÍPICO: CM} = 7.8 + 4.12 + 5.15 + 1.36 = 18.45 \text{ Ton}$$

$$\text{AZOTEA: CM} = 7.8 + 4.12 = 11.95 \text{ Ton}$$

$$\text{CM (TOTAL)} = 18.45 \times 5 + 11.95 = 105 \text{ Ton}$$

Metrado de carga viva:

$$CV (TOTAL) = 3.9 \times 5 + 1.95 = \mathbf{22 \text{ Ton}}$$

De forma análoga se procede para el metrado de muros de corte.

3.7 Metrado de cargas en escaleras

Dado que las escaleras unen dos niveles de pisos consecutivos, están sometidas solo a cargas de gravedad y su comportamiento es similar al de una losa maciza armada en 1 dirección. Para el metrado de carga muerta se considerará el peso de la losa (rampa y descanso) y el piso terminado. Para el metrado de carga viva se considerará los valores que estipula la norma E.020.

Se tiene las siguientes características de la escalera a metrar:

- Contrapaso (cp) = 0.17 m
- Garganta (t) = 0.15 m
- Paso (p) = 0.25 m
- Sobrecarga (S/C) = 0.20 Ton/m²
- Piso terminado (Pt) = 0.10 Ton/m²

El peso propio del tramo inclinado en la escalera se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Para el metrado se empleará un 1 m de ancho.

Metrado de carga muerta:

- Descanso:

$$CM = 2.4 \times 0.15 \times 1 + 0.10 = \mathbf{0.46 \text{ Ton/m}}$$

- Tramo inclinado:

$$w_{pp} = 2.4 \times \left(\frac{0.17}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left(\frac{0.17}{0.25}\right)^2} \right) = 0.64 \text{ Ton/m}$$

$$CM = 0.64 + 0.10 = \mathbf{0.74 \text{ Ton/m}}$$

Metrado de carga viva:

- Descanso y tramo inclinado:

$$CV = 0.20 \times 1 = \mathbf{0.20 \text{ Ton/m}}$$

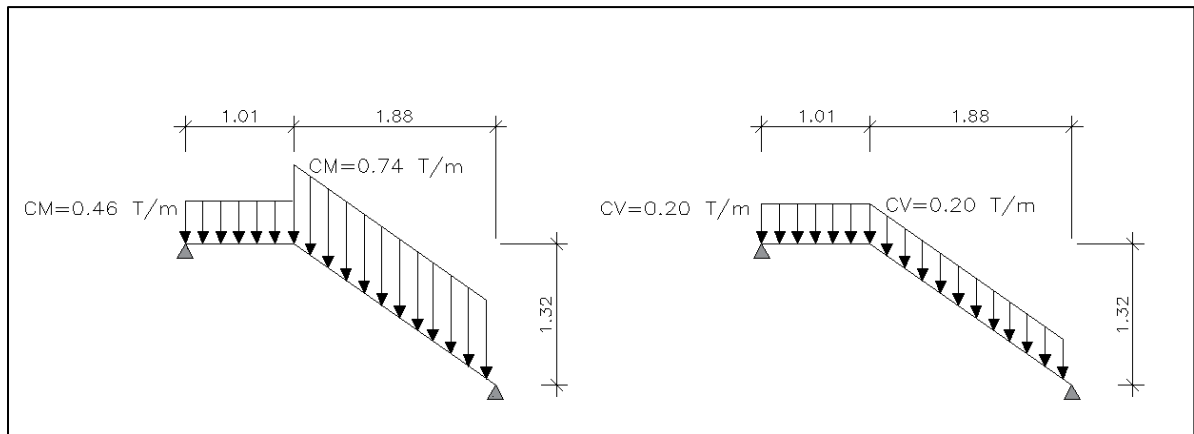


Figura 3.7.1 Metrado de cargas del primer tramo típico.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Generalidades

El análisis sísmico consiste en determinar los efectos que la acción sísmica generará en la estructura. La acción sísmica puede ser representada mediante una aceleración en el suelo o mediante fuerzas aplicadas en los diafragmas rígidos. El objetivo de este tipo de análisis es limitar las distorsiones angulares de los entrepisos que presentará la estructura ante la acción sísmica y estimar las máximas fuerzas inerciales en los elementos sismorresistentes.

4.2 Parámetros sísmicos

4.2.1 Zonificación (Z)

La norma E.030 en su artículo 10 define al parámetro de zonificación como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años. Este parámetro se expresa como un porcentaje de la gravedad y depende del grado de la sismicidad de la zona.

El edificio a diseñar se ubica en la ciudad de Lima (San Borja) y pertenece a la zona 4, por tanto, el parámetro "Z" tendrá el siguiente valor:

$$Z = 0.45$$

4.2.2 Parámetros de sitio (S)

La norma E.030 en su artículo 13 define al parámetro de sitio como la amplificación de la aceleración de la roca al viajar a través del suelo. El suelo donde se apoyará la estructura se considerará rígido (S1) por la alta capacidad portante que presenta (4kg/cm²). En base al tipo de suelo (S1) y al factor de zona (Z), se determinan los siguientes valores:

$$S = 1$$

$$T_p = 0.4 \text{ s}$$

$$T_l = 2.5 \text{ s}$$

4.2.3 Factor de amplificación sísmica (C)

La norma E.030 en su artículo 14 interpreta a este factor como la amplificación de la aceleración en la estructura respecto a la aceleración del suelo. Para el caso de la estructura a diseñar, considerando un tipo de suelo S1, se tiene que los parámetros T_p y T_l son 0.4 y 2.5, respectivamente

Este factor se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$C = 2.5, \quad T < 0.4$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), \quad 0.4 < T < 2.5$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2} \right), \quad 2.5 < T$$

Donde:

T: Periodo fundamental de la estructura.

4.2.4 Factor de Uso (U)

La norma E.030 en su artículo 15 clasifica a las edificaciones como esenciales, importantes, comunes y temporales. Para el caso de edificaciones de viviendas, las clasifica como comunes y le otorga un factor de uso de 1.

$$U = 1$$

4.2.5 Sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica (R)

Durante la ocurrencia de sismos severos se prevé que el comportamiento de la estructura incurriere en el rango no lineal, disipando energía a través del sistema sismorresistente. Sin embargo, para el análisis sísmico se asume que la estructura desarrollará un comportamiento lineal elástico. Este hecho toma sentido al emplear un factor que reduzca la máxima demanda sísmica en la estructura con comportamiento lineal elástico y al otorgarle una adecuada ductilidad que le permita disipar energía.

La norma E.030 clasifica los sistemas estructurales según los materiales empleados y sistema estructural predominante para cada dirección. De la estructuración del edificio a diseñar, se observa gran cantidad de placas en ambas direcciones, por ello se asumirá inicialmente que el sistema predominante es de muros estructurales. Para este tipo de sistema estructural, la norma E.030 indica el siguiente valor para el coeficiente básico de reducción:

$$R_o = 6$$

Factores de irregularidad

El coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica será afectado por factores según existan irregularidades en planta y/o en altura que presente la estructura. Estos factores buscan incrementar la acción de la fuerza sísmica para estructuras con irregularidades.

Se asumirá inicialmente que la estructura solo posee irregularidad en planta por esquinas entrantes en ambas direcciones debido a la forma en planta en "L" que presenta. En la sección 4.5.3 se justificará el uso de estos factores de irregularidad, descartando irregularidades por torsión en la estructura.

La norma E.030 indica que una estructura califica como irregular por esquinas entrantes cuando sus dimensiones son mayores al 20 % de la correspondiente dimensión total en planta otorgándole un factor de reducción de 0.90. Así el coeficiente de reducción de fuerza sísmica será:

$$R = 6 \times 0.9 = 5.4$$

4.3 Análisis modal

Los modos de vibración de una estructura permiten conocer sus periodos y las formas naturales de vibración. Estos parámetros dependen de la rigidez lateral de la estructura y las masas concentradas en los techos. Además, sirven para determinar, mediante un modelo combinatorio, las respuestas máximas que presentará la estructura al someterla a una aceleración sísmica o espectro de aceleraciones.

4.3.1 Modelo para el análisis modal

Para el análisis modal y dinámico, se empleó el programa ETABS versión 16.2.1. A continuación, se detallan algunas consideraciones tomadas para el modelaje:

- La altura de los entre pisos típicos es de 2.7m y del primer entre piso 4.2 m considerando un nivel de desplante de 1.5m.
- Las losas aligeradas y macizas fueron modeladas como elementos tipo membranas de tal manera que el programa distribuye automáticamente las cargas en las vigas que las soportan. Además, se consideró un espesor mínimo para el caso de losas aligeradas de manera que el programa no considere el peso propio. Las cargas muertas fueron asignadas de forma manual.
- Las columnas y vigas fueron modeladas como elementos tipo frame y los muros de corte como elementos tipo Shell.
- Se consideró un solo diafragma rígido por piso, reduciendo a 3 los grados de libertad en cada nivel. Esta consideración permitirá uniformizar las deformaciones laterales para cada nivel.
- Para el cálculo de las masas en el programa ETABS se consideró el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, tal como lo especifica la norma E.030.

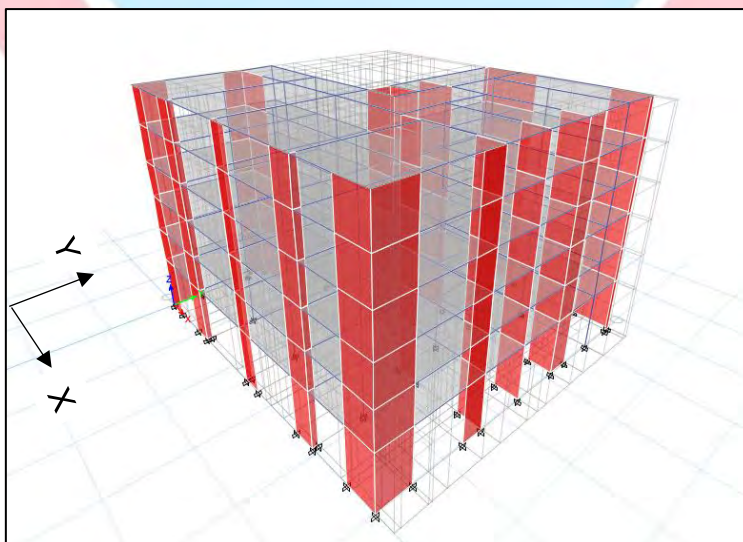


Figura 4.3.1 Modelo 3D de la edificación.

4.3.2 Modos y periodos

Del análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 4.3.2.1 Modos y Periodos.

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa X-X	% Masa participativa Y-Y
1	0.521	1.02	77.18
2	0.402	70.91	1.15
3	0.346	3.94	0.02
4	0.134	0.13	15.12
5	0.097	12.34	0.15
6	0.078	4.57	0.02
7	0.061	0.04	4.21
8	0.042	4.22	0.02
9	0.036	0.01	1.43
10	0.033	1.53	0.0013
11	0.026	0.0034	0.53
12	0.025	1.08	0.0014
13	0.02	0.0048	0.17
14	0.02	0.52	0.0007
15	0.017	0.38	0
16	0.014	0.18	0
17	0.014	0.1	0
18	0.012	0.04	0

Los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de masa participativa en cada dirección de análisis. Se observa que para la dirección "X" el periodo fundamental es de 0.402s con un porcentaje de masa participativa de 77.18 % y para la dirección "Y" el periodo fundamental es de 0.521s con un porcentaje de masa participación de 70.91 %.

Tabla 4.3.2.2 Periodos fundamentales de la estructura.

Dirección	Periodo (s)
X	0.402
Y	0.521

4.4 Análisis estático

El análisis estático consiste en someter a la estructura a un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes a la acción de la aceleración en la base que producirá el sismo de diseño. Estas fuerzas equivalentes actúan en los centros de masas de cada entre piso. La norma E.030 permite estimar el valor de este conjunto de fuerzas en función del cortante basal en la estructura.

El cortante basal calculado mediante este método, permite limitar el valor mínimo del cortante basal obtenido mediante el método dinámico y de ser necesario, escalar las fuerzas inerciales que resulten del análisis dinámico.

4.4.1 Peso sísmico

Para calcular el cortante basal es necesario estimar el peso sísmico de la estructura. Como se mencionó anteriormente, la norma E.030 en su artículo 26 señala que el peso se calcula adicionando a la carga permanente un porcentaje de la carga viva, para el caso de una edificación de viviendas es del 25%.

Tabla 4.4.1.1 Peso sísmico.

Nivel	Masa sísmica (Ton.s2/m)	Peso sísmico (Ton)
Nivel 6	33.29	326.6
Nivel 5	50.49	495.3
Nivel 4	50.49	495.3
Nivel 3	50.49	495.3
Nivel 2	50.49	495.3
Nivel 1	53.09	520.8
Total	288	2829

4.4.2 Fuerza cortante en la base

El artículo 28 de la norma E.030 indica la siguiente expresión para el cálculo de la cortante basal (análisis estático):

$$V_{\text{basal}} = \frac{Z U C S}{R} \cdot P$$

Donde el valor de C/R deberá de ser mayor a 0.125.

Tabla 4.4.2.1 Fuerza cortante en la base – Método estático.

PARÁMETROS	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
Z (g)		0.45
U		1.00
S		1.00
Tp (s)		0.40
Tl (s)		2.50
T(s)	0.402	0.522
C	2.49	1.92
Ro	6.00	6.00
la	0.90	0.90
lp	1.00	1.00
R	5.40	5.40
P (Ton)	2829	2829
Vbasal (Ton)	587	452

4.5 Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico consiste en determinar los efectos de someter a la estructura a una aceleración en el suelo. Esta aceleración será representada mediante un espectro de aceleraciones (S_a vs. T) que será aplicada para cada dirección, según los parámetros sísmicos obtenidos. Se determinará las fuerzas inerciales y desplazamientos máximos en función de los modos y periodos que presente la estructura.

El artículo 29 de la norma E.030 señala que deberá de considerarse una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. Esta consideración deberá ser tomada en cuenta en el modelo empleado en el análisis modal.

4.5.1 Aceleración espectral

En el artículo 29.2 de la norma E.030 se indica que se deberá emplear para cada una de las direcciones horizontales un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z U C S}{R} \cdot g$$

En donde g representa al valor de la gravedad equivalente a 9.81 m/s^2 .

Con los parámetros sísmicos obtenido anteriormente, se calcula S_a en función del periodo T (para cualquier estructura):

$$S_a = \frac{0.45 \times 1 \times 1 \times C}{5.4} \times 9.81 = 0.8175 C$$

$$S_a = 2.0438, \quad T < 0.4$$

$$S_a = \frac{0.8175}{T}, \quad 0.4 < T < 2.5$$

$$S_a = \frac{2.0438}{T^2}, \quad 2.5 < T$$

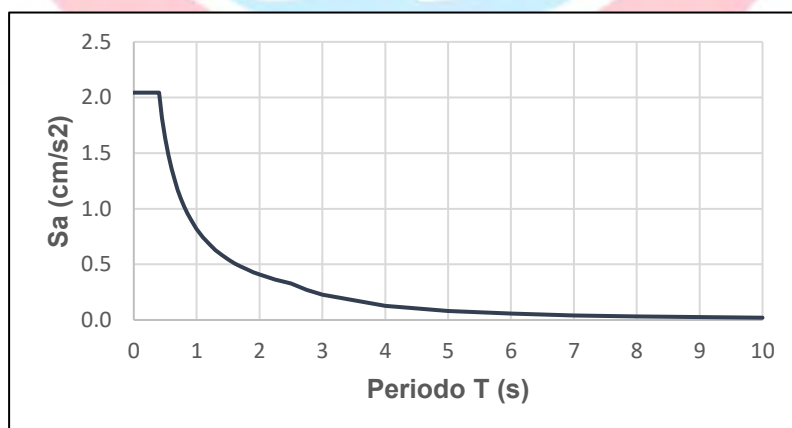


Figura 4.5.1.1 Espectro de aceleraciones para el análisis sísmico.

4.5.2 Criterios de combinación

El artículo 29.3 de la norma E.030 indica que los criterios de combinación permiten obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

Asimismo, señala que la respuesta máxima elástica esperada (r) corresponde al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados y podrá determinarse mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo. Se emplea este tipo de combinación en la asignación del caso de carga de sismo en cada dirección.

4.5.3 Verificación del coeficiente de reducción de fuerza sísmica

Verificación del sistema estructural

En la tabla se muestra los valores de fuerza cortante que toman las placas y columnas en cada dirección.

Tabla 4.5.3.1 Porcentaje de fuerza cortante que toman las placas.

	Dirección X	Dirección Y
V_{placas} (Ton)	379.8	354.5
V_{columnas} (Ton)	55.4	12.0
V_{total} (Ton)	435.2	366.5
$V_{\text{placas}}/V_{\text{total}}$	87%	97%

El porcentaje de fuerza cortante que toman las placas en cada dirección es mayor al 70%, por lo cual el sistema estructural de muros estructurales asumido es correcto.

Verificación de irregularidad torsional

En el artículo 20.3 de la norma E.030 se indica que existirá irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).

Además, señala que el criterio mencionado es aplicable solo a edificios con diafragma rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible, para el caso del presente edificio de concreto armado, es igual a 9.45 mm.

Tabla 4.5.3.1 Verificación de irregularidad torsional.

Entrepiso	Dirección X			Dirección Y		
	$\Delta_{\text{máx}}$ extremo entrepiso (mm)	Δ_{promedio} entrepiso (mm)	$\Delta_{\text{máx}}$ ext./ Δ_{prom} entrepiso	$\Delta_{\text{máx}}$ extremo entrepiso (mm)	Δ_{promedio} entrepiso (mm)	$\Delta_{\text{máx}}$ ext./ Δ_{prom} entrepiso
Entre piso 5	2.68	2.21	1.21	3.19	3.04	1.05

Entre piso 4	3.02	2.55	1.18	3.48	3.31	1.05
Entre piso 3	3.03	2.62	1.16	3.44	3.25	1.06
Entre piso 2	2.84	2.51	1.13	3.15	2.97	1.06
Entre piso 1	2.55	2.35	1.09	2.78	2.61	1.07

De la tabla 4.5.3.1 se observa que el edificio no presenta torsión en planta. Solo presenta irregularidad por esquinas entrantes. Por tanto, el valor asumido de R es adecuado.

4.5.4 Control de Derivas de entre piso

El artículo N° 31.1 de la norma E.030 indica que los desplazamientos inelásticos laterales en estructuras regulares se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos inelásticos laterales se calcularán multiplicando por 0.85R los resultados obtenidos del análisis elástico.

Por otro lado, el artículo 32 de la norma E.030 señala que la distorsión angular (deriva) de entrepiso máxima para edificaciones de concreto armado debe ser 0.007.

Tabla 4.5.4.1 Control de derivas inelásticas y desplazamientos en la dirección "X".

NIVEL	Altura de entrepiso (m)	Deriva elástica (‰)	Deriva inelástica (‰)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento acumulado de entrepiso (cm)
Piso 6	2.7	0.21	0.95	0.26	1.85
Piso 5	2.7	0.24	1.12	0.30	1.60
Piso 4	2.7	0.27	1.25	0.34	1.30
Piso 3	2.7	0.28	1.30	0.35	0.96
Piso 2	2.7	0.27	1.23	0.33	0.61
Piso 1	4.2	0.14	0.66	0.28	0.28

Tabla 4.5.4.2 Control de derivas inelásticas y desplazamientos en la dirección "Y".

Nivel	Altura de entrepiso (m)	Deriva elástica (‰)	Deriva inelástica (‰)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento acumulado de entrepiso (cm)
Piso 6	2.7	0.778	3.571	0.96	6.10
Piso 5	2.7	0.865	3.970	1.07	5.13
Piso 4	2.7	0.924	4.241	1.15	4.06
Piso 3	2.7	0.917	4.209	1.14	2.92
Piso 2	2.7	0.813	3.732	1.01	1.78
Piso 1	4.2	0.400	1.836	0.77	0.77

De las tablas 4.5.4.1 y 4.5.4.2 se observa que las derivas inelásticas máximas no superan el límite permisible de la norma. Por lo tanto, la estructura presenta una adecuada rigidez lateral.

4.5.5 Fuerza cortante mínima en la base y factor de amplificación de fuerzas sísmicas

En el artículo 29.4 de la norma E.030 se indica que, para cada dirección del análisis, la fuerza cortante en la base no deberá de ser menor que el 80% del valor obtenido mediante el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. En caso de no cumplir esta condición, será necesario escalar los resultados de las fuerzas internas obtenidas en el análisis sísmico.

Del análisis, los valores de fuerza cortante obtenidos en el análisis modal espectral y considerando que nuestra estructura es irregular, se tiene lo siguiente:

Tabla 4.5.3.1 Comprobación de la fuerza cortante mínima en la base.

	Dirección X	Dirección Y
V _{dinámico} (Ton)	435.24	366.49
90% V _{estático} (Ton)	527.73	406.41
90% V _{estático} / V _{dinámico}	1.21	1.11

Para determinar las fuerzas internas producidas por el sismo de diseño, será necesario amplificar estas por los factores de 1.21 para las fuerzas internas producidas por el sismo en la dirección "X" y por 1.11 para las fuerzas internas producidas por el sismo en la dirección "Y".

4.5.6 Junta de separación sísmica (s)

La norma E.030 indica en su artículo 33 que la estructura deberá de estar separada de las estructuras vecinas, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta separación se calculará mediante las siguientes expresiones:

- $S = 0.006h > 0.03m$ donde h es la altura total de la edificación
- $S = 0.006 \times (2.7 \times 5 + 4.2) = 10.62cm > 3 cm$

Además, la norma E.030 indica que la edificación se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores a 2/3 del desplazamiento máximo inelástico, ni menores que s/2. Así, el retiro mínimo a considerar será:

- $2/3 D_{máx} = (6.1) \times 2/3 = 4.1 cm$
- $s/2 = 9.7/2 = 5.3 cm$

Por lo tanto, se empleará una junta de separación sísmica de 5.5 cm en ambas direcciones.

CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Luego de realizar los análisis bajo cargas de gravedad y sismo, se procede a diseñar los elementos estructurales. Según como trabaje cada elemento estructural, se adicionará al efecto de las cargas de gravedad, el efecto de la acción sísmica. Para el caso de losas y escaleras, se considerará solo la acción de cargas de gravedad mientras que para elementos sismorresistentes como vigas, columnas, muros de corte y cimentaciones se considerará ambas acciones.

Para el diseño de los elementos en concreto armado se empleará el método a la rotura, también conocido como Diseño por Resistencia. La norma E.060 en su artículo 9.1.1 señala que los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones **resistencias de**

diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las **resistencias requeridas** (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

R_n : Resistencia nominal de una sección calculada en función a un modelo matemático.

R_u : Fuerzas internas de la combinación de cargas amplificadas.

La desigualdad anterior se aplica para todas las solicitaciones a las que estarán sometidos los elementos estructurales. Así, se puede expresar de la siguiente forma para cada solicitación:

- Flexión: $\phi M_n \geq M_u$
- Cortante: $\phi V_n \geq V_u$
- Axial: $\phi P_n \geq P_u$

Factores de reducción de resistencia

La norma E.060 en su artículo 9.3 indica los factores de reducción de resistencia según el tipo de solicitación.

Tabla 5.1 Factores de reducción de resistencia (ϕ).

Solicitaciones de sección	Factor de reducción (ϕ)
Flexión sin carga axial	0.90
Cortante	0.85
Carga axial de compresión	0.70

Factores de amplificación de cargas y combinaciones

La norma E.060 en su artículo 9.2 establece las combinaciones para cargas amplificadas. La resistencia requerida será como mínimo el mayor de las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

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

Donde:

CM: carga muerta

CV: carga viva

CS: carga de sismo

CL: carga debido a la presión de líquidos.

CE: carga debido al empuje de los suelos.

Verificaciones por condiciones de servicio

Para garantizar un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio en losas y vigas se verificarán algunos parámetros de deflexiones y fisuración. El control de deflexiones evita que posteriormente ocurran problemas de apariencia, así como daños en elementos no estructurales. Por otro lado, el control de fisuración evita un ancho excesivo de grietas.

Diseño por capacidad

Es un método empleado para dotar de ductilidad a los elementos estructurales y evitar fallas frágiles como la falla por cortante. Así, se proporciona a los elementos estructurales, mayor resistencia por cortante, que por flexión. Para ello, se emplean modelos mecánicos donde se calcula el refuerzo necesario por cortante requerido, considerando que el elemento estructural ha desarrollado la máxima capacidad de los aceros instalados por flexión (vigas) y flexocompresión (columnas y placas).

5.1 Diseño por flexión

Hipótesis básicas

- Se cumplen las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.
- Las secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Navier).
- Adherencia. Las deformaciones en el acero y concreto circundante son iguales.
- Los esfuerzos en el concreto y en el acero pueden ser calculadas a partir de las deformaciones utilizando las relaciones constitutivas (σ - ϵ).
- El diagrama constitutivo del acero se puede asumir como elastoplástico perfecto, con los siguientes valores para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$: $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_y = 0.0021$.
- El diagrama constitutivo del concreto se puede asumir como rectangular, con la deformación a la rotura igual a $\epsilon_{cu} = 0.003$.

Modelo mecánico

El diseño en concreto armado está orientado a la rotura del concreto, esto es, antes de que el concreto agote su capacidad ($\epsilon_{cu} = 0.003$), el acero deberá estar en fluencia ($\epsilon_y \geq 0.0021$).

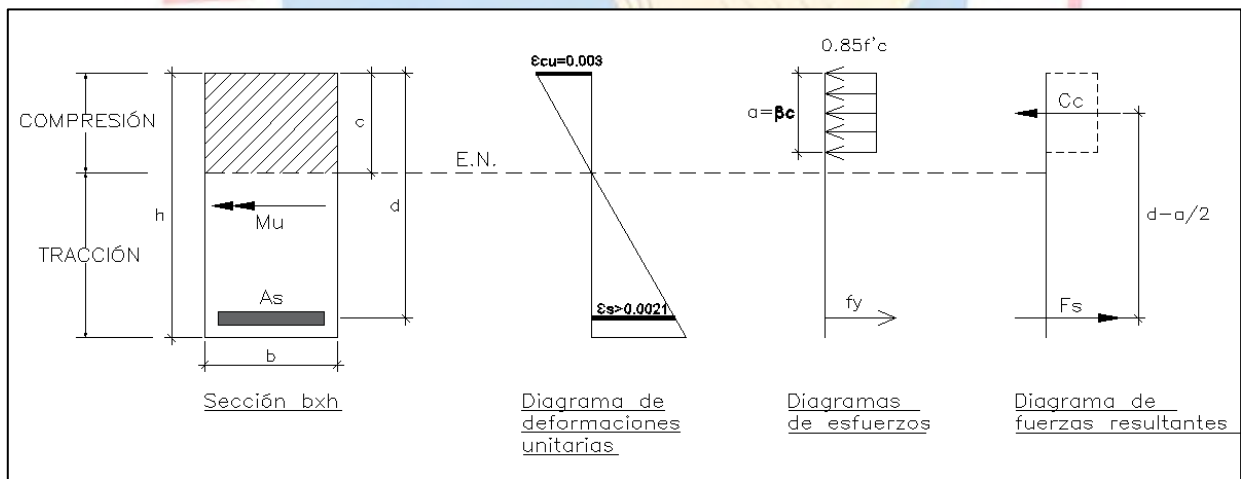


Figura 5.1.1 Modelo mecánico para el diseño por flexión para secciones simplemente reforzadas.

Donde:

c : distancia del borde más comprimido hasta el eje neutro (EN).

d : Peralte efectivo.

a : Profundidad del bloque de compresiones.

β : 0.85 hasta $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, para resistencias mayores este valor descende a raíz de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 que aumenta la resistencia del concreto.

C_c : Fuerza resultante de compresión en el concreto.

F_s : Fuerza resultante de tracción en el acero.

De los diagramas de esfuerzos y fuerzas resultantes se tiene que:

$$C_c = 0.85f'_c \cdot a \cdot b$$

$$F_s = A_s \cdot f_y$$

El par de fuerzas C_c y F_s generan el momento nominal que puede resistir la sección:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Aplicando la filosofía del diseño por resistencia, se tiene que:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi(0.85f'_c) \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq M_u \rightarrow a$$

Resolviendo la inecuación cuadrática anterior se obtiene el valor de la profundidad del bloque de compresión "a". Debe verificarse que para el valor obtenido de "a" se cumpla la suposición de que el acero está en fluencia. Finalmente, aplicando equilibrio en la sección se obtiene el área de acero requerido "As":

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

Acero máximo y acero mínimo

Para garantizar que los elementos sometidos a flexión pura presenten una falla dúctil, la norma E.060 limita la cantidad de acero a una cantidad máxima y a una cantidad mínima. El artículo 10.3.4 de la norma E.060 señala que el acero máximo se obtiene como el 75% del acero necesario para que en la sección se produzca una falla balanceada, en la cual se produce la fluencia del acero al mismo tiempo que el concreto se agota, es decir: $\epsilon_y = 0.0021$ y $\epsilon_c = 0.003$. De la geometría del diagrama de deformaciones, se tiene que:

$$c_b = 0.588 d$$

conocido el eje neutro, se obtiene la profundidad del bloque de compresiones para la falla balanceada "a_b" y el acero balanceado "A_{sb}":

$$a_b = \beta(0.588 d)$$

$$A_{sb} = 0.75 \left(\frac{0.85f'_c \cdot (a_b) \cdot b}{f_y} \right)$$

Por lo tanto, el acero máximo queda expresado como:

$$A_{s\text{máx}} = 0.3749 \cdot \beta \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Por otro lado, el artículo 10.5 de la norma E.060 indica que el acero mínimo se puede obtener como el acero 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. Además, indica que será suficiente con asumir un área de acero igual a 1.33 el área de acero calculado.

Para secciones rectangulares y secciones "T" con el ala en compresión, el acero mínimo puede calcularse como:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

5.2 Diseño por cortante

La resistencia del aporte del concreto al corte se calcula mediante las siguientes expresiones empíricas:

- Para elementos sometidos a flexión y cortante:

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

- Para elementos sometidos a flexo compresión y cortante:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) bw \cdot d$$

Donde:

bw: ancho del alma de la sección.

Nu: Fuerza axial a compresión.

Ag: Área bruta de la sección.

Para el caso en el que $\phi V_c < V_u$, deberá emplearse acero de refuerzo. Para calcular el aporte necesario de acero, se emplea la siguiente expresión:

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

Donde V_u se obtiene a una distancia "d" de la cara de los apoyos.

Conocido el aporte al cortante del acero, se calcula el espaciamiento de los estribos mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

A_v : área de la sección de estribos

5.3 Diseño por flexo compresión

Las columnas y muros de corte son elementos estructurales que están sometidos a solicitaciones de flexión, cortante y axial. La interacción conjunta de los efectos por flexión y axial en una sección, permiten construir diagramas en donde cada combinación representa su resistencia. El lugar geométrico de estas combinaciones de M_n y P_n que agotan la capacidad de una sección, se define como Diagrama de Interacción.

Para construir un diagrama de interacción es necesario asumir una distribución de aceros en la sección de la columna o muro de corte predimensionados. Se calcula la ubicación de un punto de reducción de fuerzas, llamado centroide plástico (C.P.), respecto del cual se determinará la fuerza y momento nominales resultantes.

Luego, se varía la profundidad del eje neutro y para cada valor de "c", se calcula, en base a la compatibilidad de deformaciones, las deformaciones de todos los aceros y sus respectivos esfuerzos. Se calculan las fuerzas generadas por los esfuerzos en los aceros y el concreto y se determinan la fuerza axial (P_n) y momento (M_n) resultante. Finalmente, se aplican los factores de reducción ϕ y se obtienen las combinaciones ($\phi M_n, \phi P_n$).

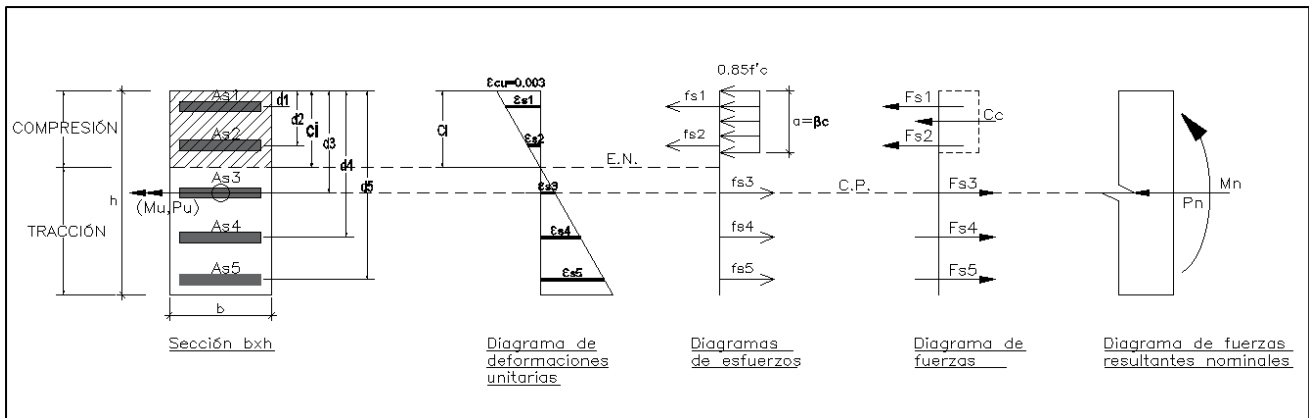


Figura 5.3.1 Modelo mecánico para el diseño por flexocompresión.

Donde:

d_i : distancia desde el borde más comprimido hasta la posición del arreglo de acero $As(i)$.

c_i : Posición genérica del eje neutro.

ϵ_i : deformación unitaria para el arreglo del acero $As(i)$.

El diseño por flexocompresión consiste en que todas las combinaciones de las sollicitaciones por flexión y axial (M_u, P_u) a las que estará sometida la sección, se ubiquen dentro del diagrama de interacción de diseño conformado por todos los puntos ($\phi M_n, \phi P_n$). Este proceso es iterativo, hasta lograr la condición antes descrita. A continuación, se muestra un ejemplo de lo descrito anteriormente.

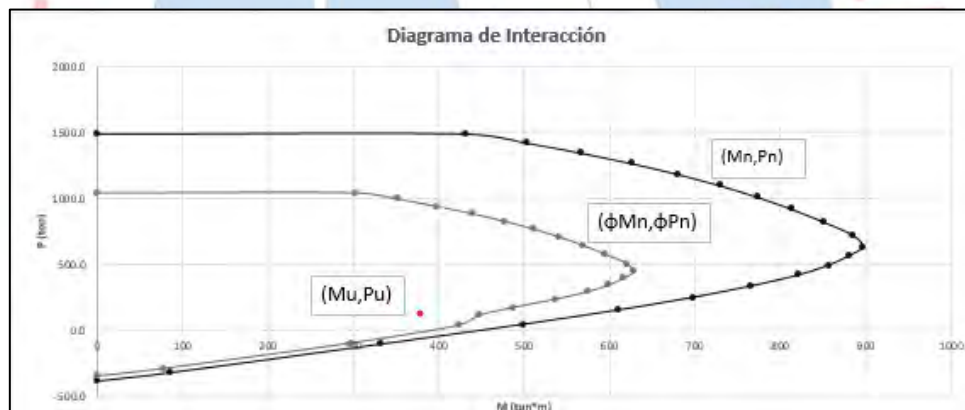


Figura 5.3.2 Diseño por flexocompresión – Diagrama de interacción.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas son muy empleadas en nuestro medio debido a que permiten un ahorro en las partidas de concreto y encofrado. Este tipo de losas están compuestas por viguetas y bloques de relleno. Las viguetas soportan las cargas transmitidas a través de una losa de concreto que por lo general es de 5cm. Las losas aligeradas convencionales tienen una altura variable entre 0.17 y 0.30 m, en ellas, se emplean bloques de ladrillo de 0.30 m de ancho separadas cada 0.10 m.

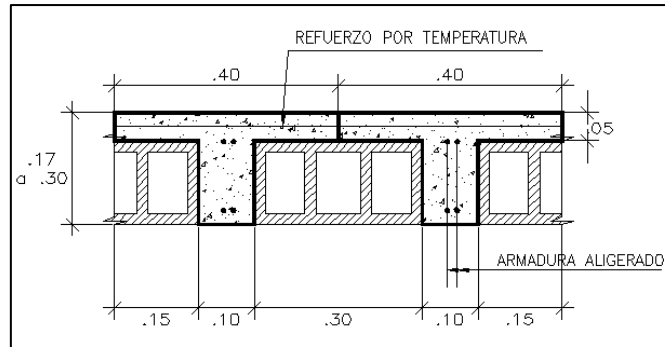


Figura 6.1 Características geométricas de una vigueta típica.

6.1 Análisis estructural en losas aligeradas

Debido a la hipótesis de diafragma rígido, las cargas principales que se considerarán para el diseño de las losas será las cargas de gravedad. Así, la combinación de carga más crítica será 1.4CM + 1.7CV.

6.1.1 Análisis estructural para losas aligeradas en 1 dirección

Para el análisis de las losas aligeradas en una dirección, se considerará un modelo con elementos unidireccionales tipo frame, el cual estará conformado por viguetas de sección tipo "T" apoyadas en las vigas principales. En el modelo, se considerará un empotramiento en las viguetas que llegan al paño donde se ubica la losa aligerada de 2 direcciones debido a que esta posee mayor rigidez. Se considerará continuidad de estas viguetas en ambas losas. El modelo será cargado en función del metrado de cargas realizado en el capítulo 3.1.

6.1.2 Análisis estructural para losas aligeradas en 2 direcciones

Para el análisis de losas aligeradas en dos direcciones se empleará un modelo con elementos finitos tipo Shell, con vigas en su perímetro y apoyos en las columnas y placas. Adicionalmente se tendrá en cuenta las condiciones de borde. Se cargará el modelo en función del metrado de cargas realizado en el capítulo 3.2. El diseño por flexión y cortante es similar al caso del aligerado en una dirección considerando un ancho de ala de 40 cm.

6.2 Consideraciones adicionales para el diseño de losas aligeradas

6.2.1 Diseño por flexión

Dado que el ancho del ala de la vigueta (40cm) es grande para momentos positivos, la profundidad del bloque de compresiones estará dentro del espesor del ala (5cm). Por tanto, se asume que la sección de la vigueta trabaja como rectangular para momentos positivos y negativos.

Se calculará el acero el máximo ($A_s \text{ máx}$), mínimo ($A_s \text{ mín}$) y el acero de diseño ($A_s \text{ inst}$) según las ecuaciones planteadas en sección 5.1. Para el cálculo del acero mínimo positivo se considerará el ancho del alma, b_w .

Para $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, se tiene los siguientes valores que limitan la cantidad de acero:

$$A_{s\text{máx}} = 0.3749 \times (0.85) \times \left(\frac{210}{4200}\right) \times b \times d = 1.59\% \text{ bd}$$

$$A_{smín} = \frac{0.7x\sqrt{210}}{4200} \times b_w \times d = 0.24\% \text{ bd}$$

Para determinar el acero requerido por flexión se calculará la profundidad del bloque de compresiones y posteriormente el área de acero requerido, según las ecuaciones indicadas en la sección 5.1.

$$\phi \cdot (0.85f'c) \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq M_u \rightarrow a$$

$$A_s = \frac{0.85(f'c) \cdot a \cdot b}{f_y}$$

6.2.2 Diseño por corte

Para el diseño de las losas se considera que el concreto deberá de soportar todos los esfuerzos generados por las fuerzas cortantes. La norma E.060 permite considerar un incremento del 10 % de la resistencia del aporte del concreto. Por tanto, la resistencia de diseño del concreto calculará como:

$$V_c = 1.1(0.53) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

En el caso de que $\phi V_c < V_u$, se requerirá emplear ensanches a fin de aumentar la resistencia del aporte del concreto. Los ensanches pueden ser alternados, en el cual se alterna la ubicación de la primera fila de los ladrillos y se considera que el ancho del alma de la sección se incrementa de 10 cm a 25 cm, o corridos, en el cual se retiran todos los ladrillos de la primera fila y se considera que el ancho del alma de la sección aumenta de 10cm a 40 cm.

En caso la resistencia del concreto siga siendo menor a la resistencia requerida, se deberá incrementar la altura de la losa o incrementar la resistencia del concreto.

6.2.3 Refuerzo por contracción y temperatura

Dado que el concreto sufre cambios volumétricos en todas sus direcciones, se deberá proporcionar en losas aligeradas armadas en una dirección, acero por retracción y cambios de temperatura para resistir los esfuerzos que se generarán en la dirección perpendicular al armado.

La norma E.060 en su artículo 9.7.2 indica que la cuantía mínima que se debe emplear por retracción y temperatura en barras corrugadas es de 0.0018. Asimismo, en su artículo 9.7.3 indica que el espaciamiento máximo de este tipo de refuerzo podrá extenderse hasta cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 0.40m.

6.2.4 Control de deflexiones

El artículo 9.6.2 de la norma E.060 indica mediante la tabla 9.1, los espesores mínimos para para los cuales no será necesario realizar el cálculo de deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 6.2.4.1 Peraltes mínimos en aligerado y vigas armadas en una dirección.

Condiciones de apoyo	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	L/16	L/18.5	L/21	L/8

En el predimensionamiento de losas aligeradas armadas en una dirección se consideró que la altura es del orden de 1/25 la luz libre. Es decir, el peralte considerado para losas aligeradas es menor al requerimiento de la norma. Por tanto, no será necesario realizar el control de deflexiones en losas.

6.2.5 Corte de refuerzo

Para el corte de refuerzo de acero en las losas se empleará el siguiente esquema práctico, el cual, corresponde a los puntos de corte basados en las envolventes que se obtienen por el método de los coeficientes, propuestos por el ACI para tramos de luces más o menos iguales.

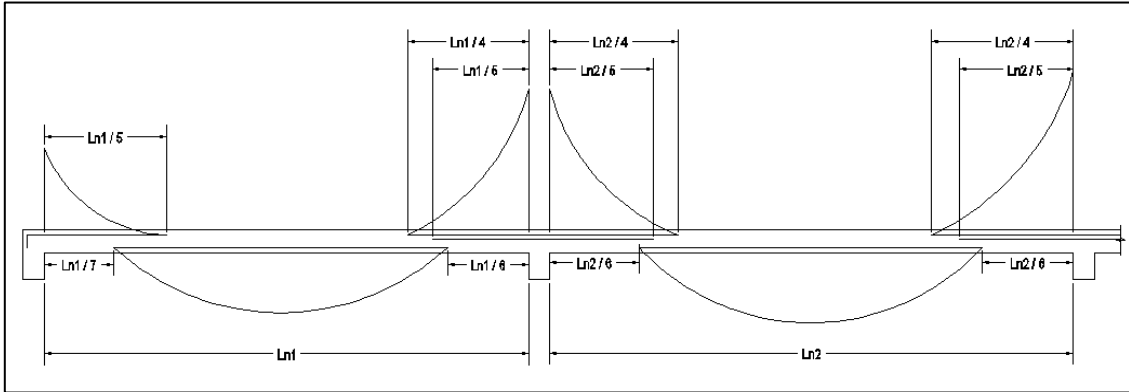


Figura 6.2.5.1 Corte de refuerzo en losas.

6.3 Ejemplo de diseño de losa aligerada en 1 dirección

A manera de ejemplo se diseñará las viguetas que fueron metradas en el capítulo 3.2 y 3.3.

Diseño por flexión

Diagramas de fuerzas internas en viguetas.

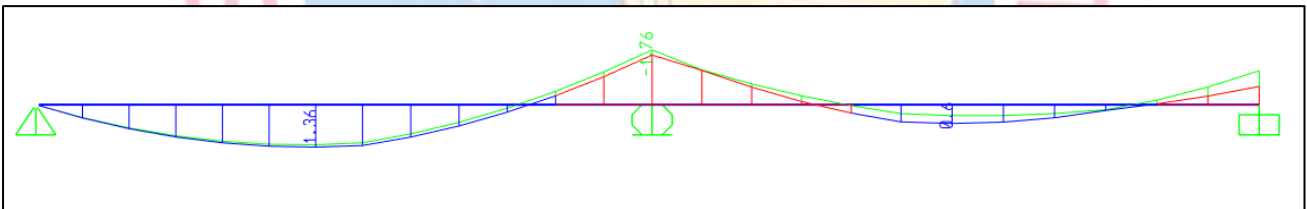


Figura 6.3.1 Diagrama de momentos flectores últimos (Ton.m) en viga ($h=0.25m$) entre los ejes "1", "2", "3".

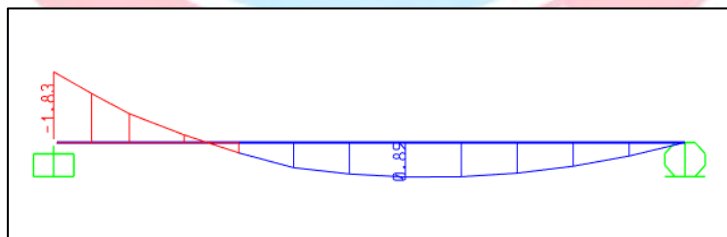


Figura 6.3.2 Diagrama de momentos flectores últimos (Ton.m) en viga ($h=0.25m$) entre los ejes "4", "5".

Se calculan los aceros máximos y mínimos tanto para momentos positivos como negativos en viguetas de 0.25 m de peralte.

Tabla 6.3.1 Aceros mínimos y máximos en viguetas según su peralte.

h (cm)	25
As mín+ (cm ²)	0.53

As máx+ (cm ²)	8.29
As mín- (cm ²)	1.16
As máx- (cm ²)	3.50

Con los momentos últimos obtenidos del análisis estructural y en base a las limitaciones de aceros mínimos y máximos, se calculará el acero requerido por flexión.

Tabla 6.3.2 Aceros instalados por flexión en viguetas de 25cm en los tramos "1", "2", "3" y "4", "5".

EJES	Mu (Ton.m)	d (cm)	bw (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As inst (cm ²)	
1-2	1.36	22	40	0.991	1.69	1φ3/8"+1φ1/2"	2.00
2	-1.76	22	10	5.648	2.40	2φ1/2"	2.58
2-3	0.60	22	40	0.421	0.72	1φ3/8"+1φ1/2"	2.00
3	-1.00	22	10	3.039	1.29	2φ1/2"	2.58
4	-1.83	22	10	4.30	2.44	2φ1/2"	2.58
4-5	.85	22	40	0.46	1.03	1φ1/2" + 1φ3/8"	2.00

Diseño por cortante

Diagramas de fuerzas internas en viguetas.

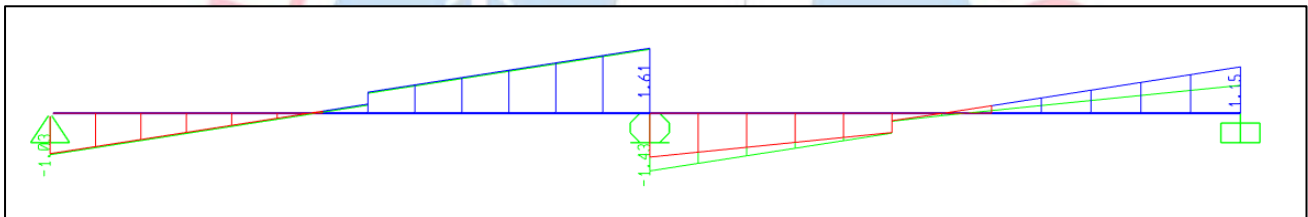


Figura 6.3.3 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (Ton) en viga (h=0.25m) entre los ejes "1", "2" y "2", "3".

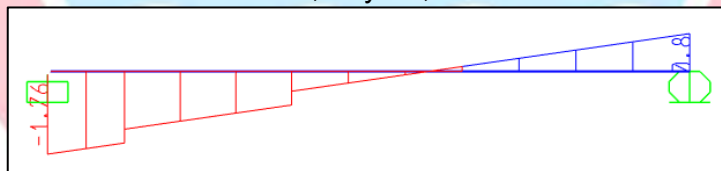


Figura 6.3.4 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (Ton) en viga (h=0.20m) entre los ejes "4" y "5".

Con los cortantes últimos obtenidos del análisis estructural, se verificará si se requiere de ensanches en la losa.

Tabla 6.3.3 Verificación del diseño por corte en viguetas.

EJES	d (cm)	ΦVc (Ton)	Vu (Ton)	Ensanche	ΦVc (Ton) con Ensanche Alternado
1	22	1.58	1.03	-	-
2 (izq)	22	1.58	1.61	ENSANCHE ALTERNADO	3.9
2 (der)	22	1.58	1.43	-	-
3	22	1.58	1.15	-	-
4	22	1.22	1.45	ENSANCHE ALTERNADO	3.9
5	22	1.22	0.87	-	-

De la tabla anterior, se observa que las fuerzas cortantes en los ejes "2" (lado izquierdo) y "4" son mayores a la resistencia por cortante del concreto, por ello se optará por usar ensanches alternados con bw igual a 25cm, siendo la nueva resistencia del aporte del concreto 3.9 Ton. Con esto, la resistencia del aporte del concreto será suficiente para soportar las máximas solicitaciones de cortante.

Refuerzo temperatura

La cuantía mínima para barras corrugadas con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ que serán empleadas como refuerzo de temperatura es 0.0018. Por lo tanto, el acero requerido en la losa de 5cm de los aligerados será:

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para varillas de $\phi 1/4"$, se tendrá el siguiente espaciamiento:

$$s = \frac{0.32}{0.90} = 0.36$$

Dado que este espaciamiento es mayor al permitido por la norma E.060, se empleará un espaciamiento de 25cm.

Control de deflexiones

Debido a que los paños armados en una dirección, ubicados entre los ejes "1", "3", son cercanos a 6 m se empleará una vigueta de distribución perpendicular a la dirección del armado. Esta vigueta de distribución permitirá uniformizar las posibles deflexiones de las viguetas de diseño. Esta vigueta de distribución tendrá un ancho de 10cm y llevará una varilla de acero de $\phi 1/2"$ corrida abajo.

A continuación, se muestra imágenes de los paños diseñados, en ellos se indica también los cortes de las barras de acero.

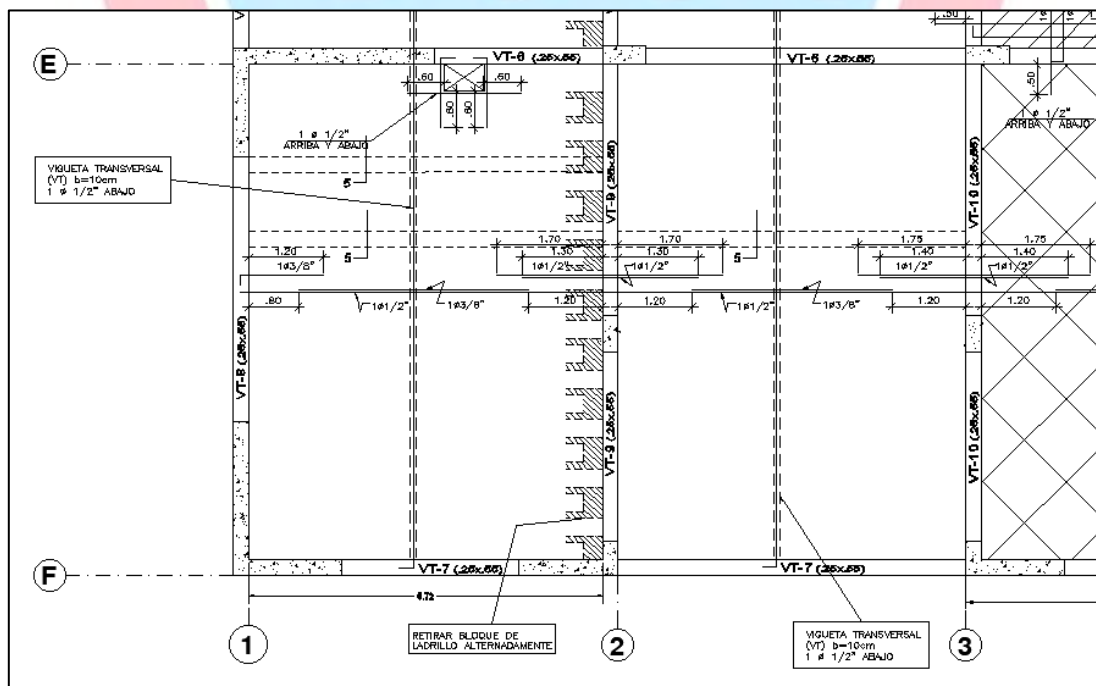


Figura 6.3.5 Distribución de refuerzo en losa aligerada con peralte de 0.25 m.

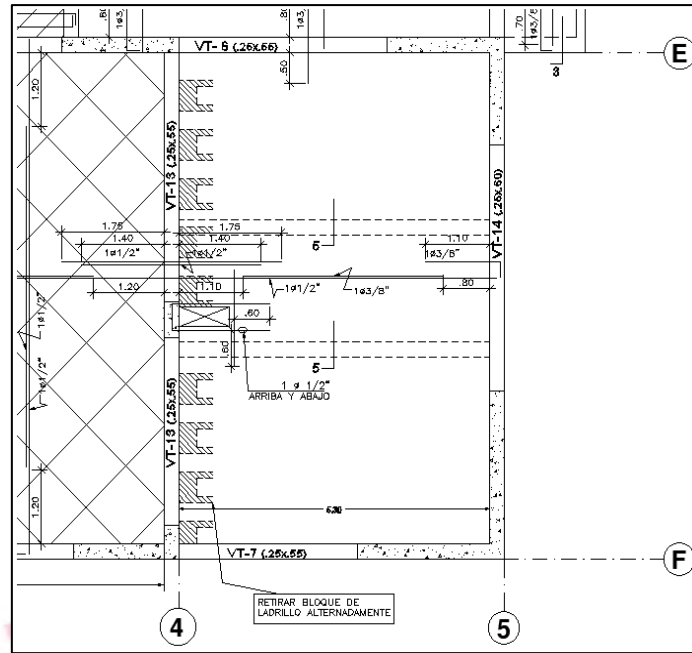


Figura 6.3.6 Distribución de refuerzo en losa aligerada con peralte de 0.25 m.

6.4 Ejemplo de diseño de losa aligerada en 2 direcciones

A manera de ejemplo se diseñará la losa aligerada en 2 direcciones que fue metrada en el capítulo 3.3.

Diseño por flexión

A continuación, se muestra los resultados del análisis estructural realizado en la losa aligerada:

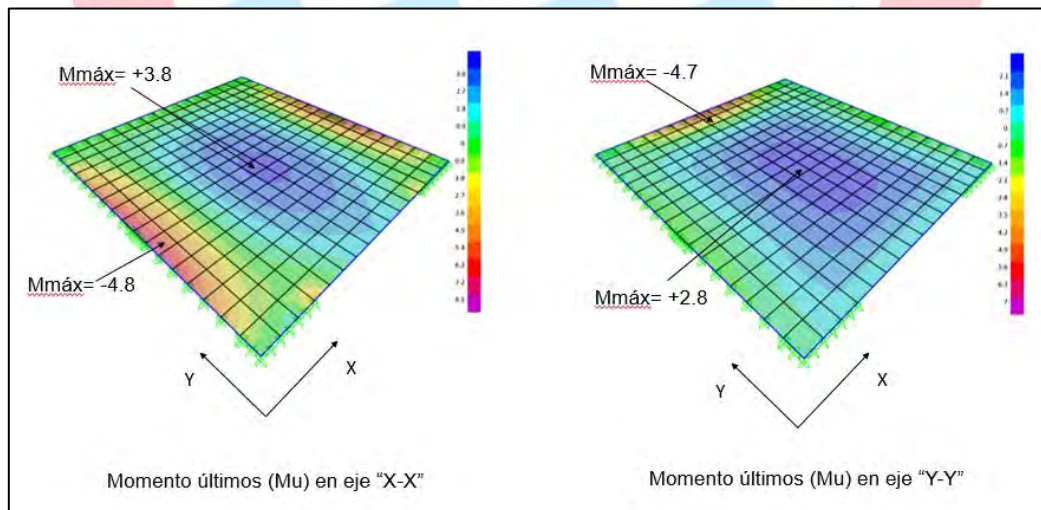


Figura 6.4.1 Diagrama de momentos flectores últimos (Ton.m/m) en aligerado de 2 direcciones.

Se tomará en cuenta los aceros máximos y mínimos tanto para momentos positivos como negativos que se muestran en la tabla 6.3.1 del aligerado en una dirección con peralte de 0.25 m. Con los momentos últimos obtenidos del análisis estructural para una vigueta y en base a las limitaciones de aceros mínimos y máximos, se calculará el acero requerido por flexión.

Dado que los momentos flectores que el programa SAP 2000 proporciona, tiene unidades de ton-m/m, se multiplicará por el ancho tributario de una vigueta (0.40 m) para obtener las fuerzas internas en cada vigueta.

Tabla 6.4.1 Aceros instalados por flexión en losa aligerada de 2 direcciones.

EJES	Mu (Ton.m)	d (cm)	bw (cm)	a (cm)	As (cm2)	As inst (cm2)	
3	-1.92	22	10	4.54	2.57	2φ1/2"	2.58
3-4	1.52	22	40	0.82	1.86	2φ1/2"	2.58
4	-1.90	22	10	4.49	2.54	2φ1/2"	2.58
E	-1.24	22	10	0.778	1.593	1φ3/8"+1φ1/2"	2.00
E-F	1.12	22	40	0.646	2.567	1φ3/8"+1φ1/2"	2.00

Diseño por cortante

A continuación, se muestra los resultados del análisis estructural realizado en la losa:

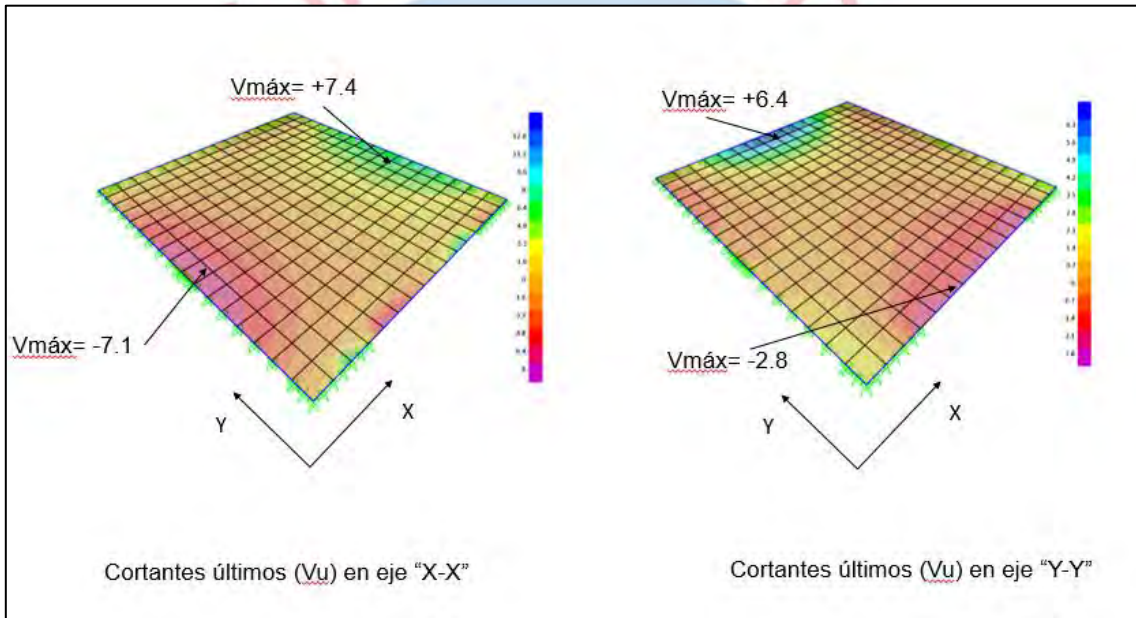


Figura 6.4.2 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (Ton/m) en losa aligerada en 2 direcciones.

Con los cortantes últimos obtenidos del análisis estructural, se verificará si se requiere de ensanches en la losa. El aporte del concreto a la resistencia por cortante es:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \frac{(0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22)}{10^3} = 1.58 \text{ Ton}$$

Dado que las fuerzas cortantes que el programa SAP 2000 proporciona, tiene unidades de ton/m, respectivamente, se multiplicará por el ancho tributario de una vigueta para obtener las fuerzas internas en cada vigueta.

Tabla 6.4.2 Fuerzas cortantes últimas en losa aligerada en 2 direcciones.

DIRECCIÓN	Vu (Ton/m)	Vu (Ton)
X-X	7.1	2.84
X-X	7.4	2.96
Y-Y	6.4	2.56
Y-Y	2.8	1.12

De los valores mostrados en la tabla anterior, se observa que las fuerzas cortantes últimas son mayores a la resistencia por cortante del concreto. Por lo tanto, se plantea el uso de ensanches alternados ($\phi V_c = 3.9$ Ton). A continuación, se muestra una imagen con el paño diseñado, en ella, se indica los cortes de las barras de acero.

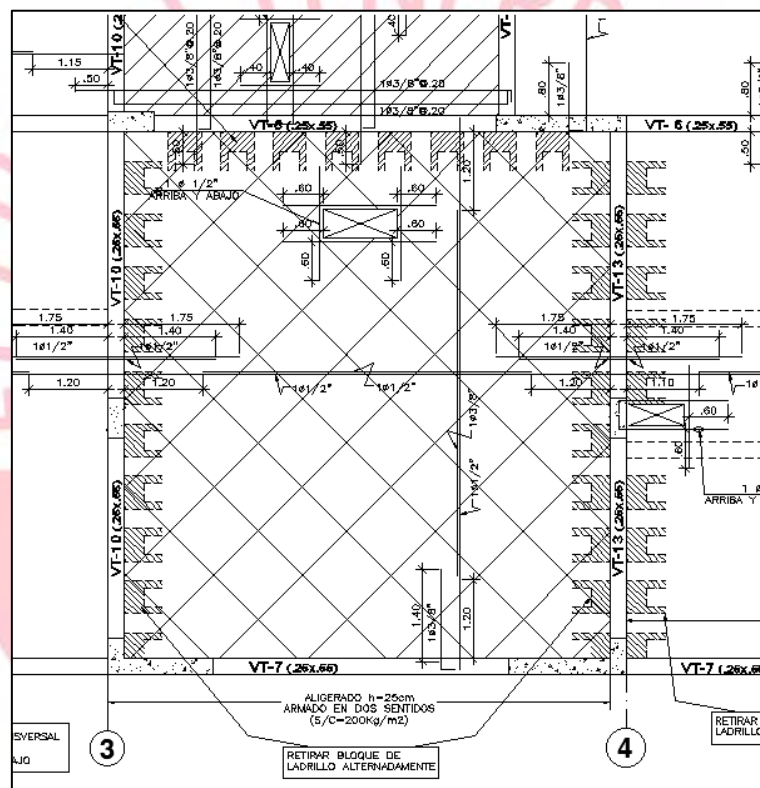


Figura 6.4.3 Distribución de refuerzo en losa aligerada en 2 direcciones.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas son losas de concreto reforzado. Según la relación de las dimensiones de la losa, puede trabajar en una o dos direcciones. Una losa trabajará en una dirección cuando la curvatura en la dimensión más corta sea mayor a la curvatura en la dirección larga y trabajará en las dos direcciones cuando las curvaturas en ambas direcciones sean similares.

7.1 Análisis estructural en losas macizas

Debido a la hipótesis de diafragma rígido, las cargas principales que se considerarán para el diseño de las losas será las cargas de gravedad. Así, la combinación de carga más crítica será 1.4CM +

1.7CV. Dado que el paño a diseñar tiene lados similares, se asumirá que la losa trabajará en dos direcciones.

Se empleará un modelo con elementos finitos tipo Shell, con vigas en su perímetro y apoyos en las columnas y placas. Se cargará el modelo en función del metrado de cargas realizado en el capítulo 3.4. El diseño por flexión y cortante es similar al caso de una losa maciza en una dirección.

7.2 Consideraciones adicionales para el diseño de losas macizas

7.2.1 Diseño por flexión

Se calculará el acero máximo ($A_s \text{ máx}$) y el acero mínimo ($A_s \text{ mín}$) según las ecuaciones planteadas en la sección 5.1. Para determinar el acero mínimo, se empleará la cuantía de 0.0018 especificada en la norma E.060 para acero por contracción y temperatura en losas macizas.

Para $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, se tiene los siguientes valores que limitan la cantidad de acero:

$$A_{s\text{máx}} = 1.59\% \text{ bd}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.18\% \text{ bh}$$

Para determinar el acero flexión se calculará la profundidad del bloque de compresiones y posteriormente área de acero requerido, según las ecuaciones indicadas en el capítulo 5.1. Para el diseño de la losa maciza se considera secciones rectangulares de un metro de ancho ($b=100 \text{ cm}$).

$$\phi \cdot (0.85f'_c) \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq M_u \rightarrow a$$

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

Calculado el área de acero de refuerzo (A_s), se elige un diámetro para el refuerzo y a partir del área de la barra escogida (A_b) se calcula el espaciamiento mediante la siguiente expresión:

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

7.2.2 Diseño por cortante

Se emplea las mismas consideraciones para el diseño por cortante indicadas en la sección 5.2.

7.2.3 Corte de refuerzo

Se podrá emplear el mismo criterio de corte de acero que el empleado para losas aligeradas.

7.3 Ejemplo de diseño de losa maciza

A manera de ejemplo, se diseñará la losa maciza que fue metrada en el capítulo 3.3.

Diseño por flexión

A continuación, se muestra los resultados del análisis estructural realizado en la losa maciza:

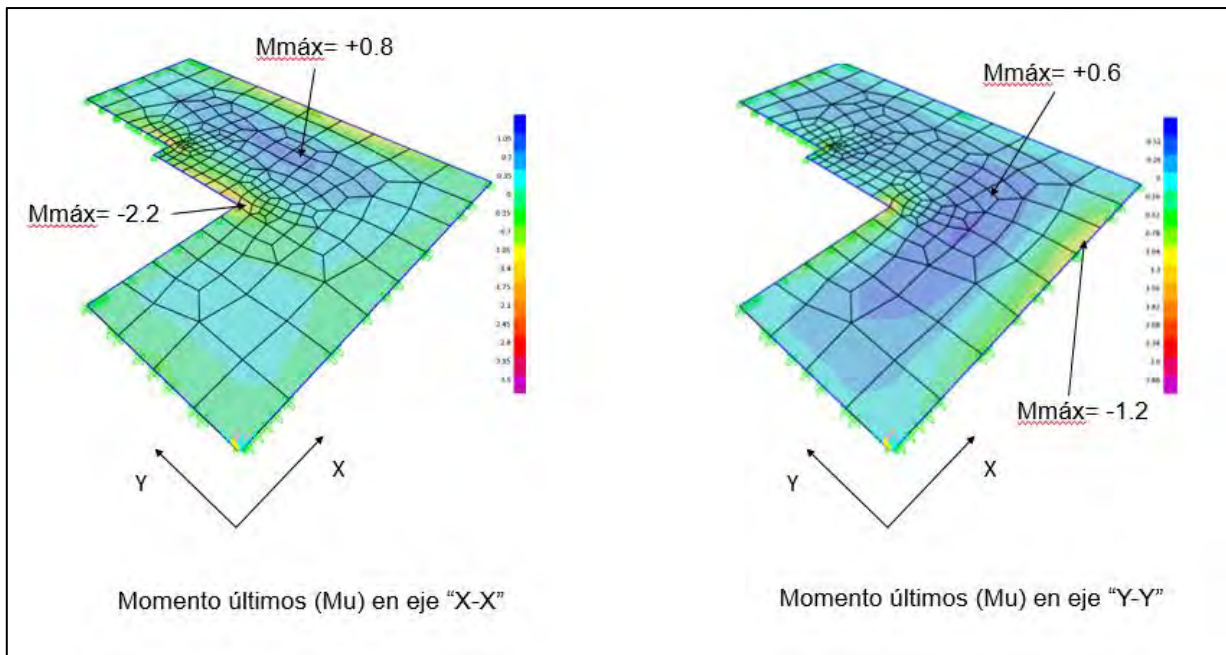


Figura 7.3.1 Diagramas de momentos flectores últimos (Ton.m) en la losa maciza.

Se calcula el acero máximo por flexión:

$$As_{m\acute{a}x} = 1.59\% \times 100 \times 17 = 27.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo general, el acero máximo por flexión no controla el diseño. Se calcula el acero mínimo por contracción y temperatura:

$$As_{m\acute{i}n} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo es equivalente a emplear una malla de 3/8" @ 20cm.

Tabla 7.3.1 Diseño por flexión en losa maciza.

EJES	Mu (Ton.m)	a (cm)	As (cm ²)		As inst (cm ²)	
3	-2.2	0.83	3.51	Controla As mín	1φ3/8"@0.20m	3.60
3-4	0.8	0.30	1.26	Controla As mín	1φ3/8"@0.20m	3.60
4	-1.52	0.57	2.41	Controla As mín	1φ3/8"@0.20m	3.60
C	-1.2	0.45	1.89	Controla As mín	1φ3/8"@0.20m	3.60
C-E	0.6	0.22	0.94	Controla As mín	1φ3/8"@0.20m	3.60
E	-1	0.37	1.57	Controla As mín	1φ3/8"@0.20m	3.60

Dada la forma irregular del paño, se considerará aceros corridos arriba y debajo de la losa.

Diseño por cortante

A continuación, se muestra los resultados del análisis estructural realizado en la losa maciza:

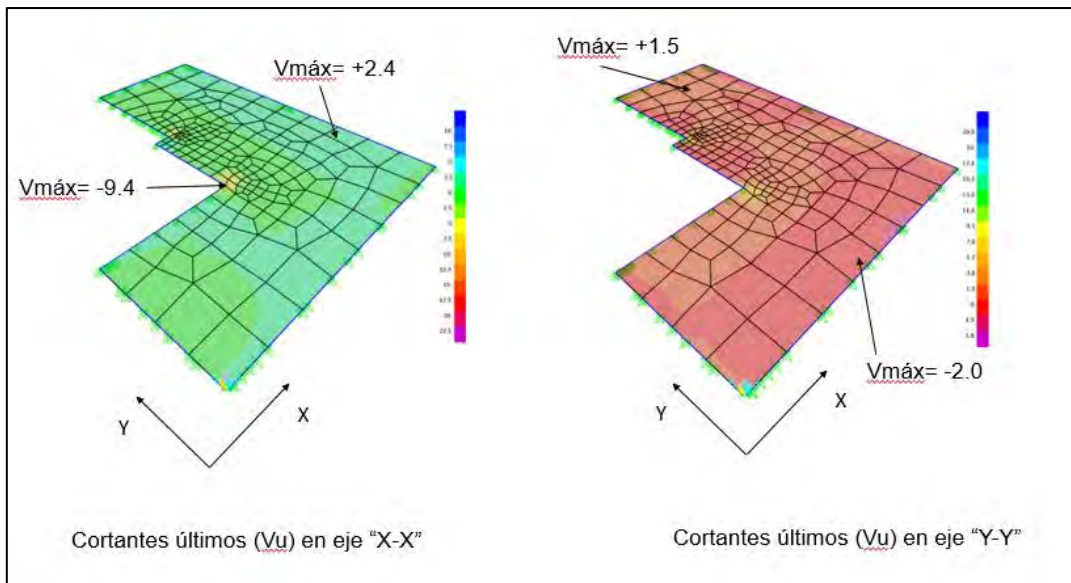


Figura 7.3.2 Diagramas de fuerzas cortantes últimas (Ton) en la losa maciza.

El aporte de la resistencia de diseño por cortante del concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 \times \frac{0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17}{10^3} = 11.1 \text{ Ton/m}$$

Tabla 7.3.2 Fuerzas cortantes últimas en losa maciza.

EJES	Vu (Ton)
3	9.4
4	2.4
C	1.5
E	2.0

De los valores mostrados en la tabla anterior, se verifica el diseño por cortante. A continuación, se muestra una imagen con el diseño final de la losa maciza.

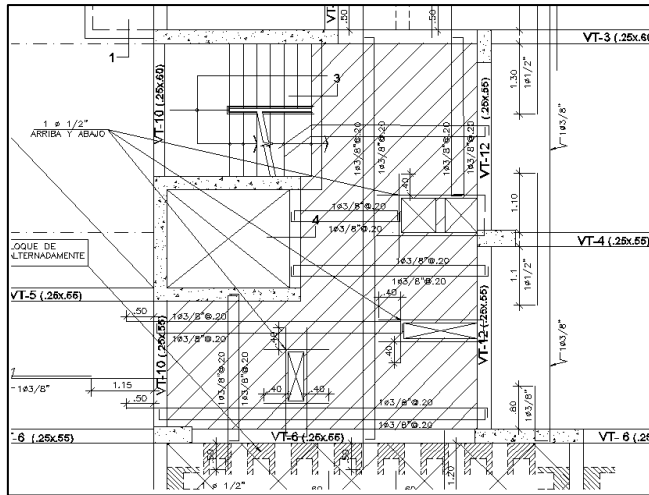


Figura 7.3.3 Distribución de refuerzo en losa maciza.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos horizontales que están sometidos a cargas de gravedad y según su conexión con otros elementos, a cargas de sismo. Las vigas sismorresistentes forman pórticos con las columnas y placas. Estas vigas cumplen dos funciones importantes: transmitir las cargas por gravedad provenientes de las losas a las columnas y placas y soportar las cargas por sismo. Por otro lado, las vigas chatas son diseñadas para soportar las cargas de gravedad provenientes del peso de los tabiques que se orientan en la misma dirección del armado de las losas aligeradas.

8.1 Análisis estructural

Las vigas sismorresistentes están sometidas a las acciones de cargas por gravedad y sismo. Para el análisis de cargas por gravedad, se generará un modelo en base a elementos tipo frame (columnas y vigas) y shell (placas), con este modelo se analizará el efecto de las cargas muerta y viva. Del análisis sísmico realizado en el capítulo 4, se extraerá las fuerzas internas generadas por sismo en las vigas.

Se empleará una envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes considerando las combinaciones de estas cargas:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9(CM + CV) \pm CS$$

8.2 Consideraciones adicionales para el diseño de vigas

8.2.1 Diseño por flexión

Se calculará el acero máximo ($A_s \text{ máx}$), acero mínimo ($A_s \text{ mín}$) y el acero requerido (A_s) según las ecuaciones planteadas en la sección 5.1. Para $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, se tiene los siguientes valores que limitan la cantidad de acero de refuerzo:

$$A_s \text{ máx} = 1.59\% \text{ bd}$$

$$A_s \text{ mín} = 0.24\% \text{ bd}$$

Para determinar el acero requerido por flexión se calculará la profundidad del bloque de compresiones y posteriormente el área de acero de refuerzo:

$$\phi \cdot (0.85f'c) \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq M_u \rightarrow a$$

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

Adicionalmente, la norma E.060 en su artículo 21.4.4 indica una serie de requisitos adicionales que deben considerarse en el diseño por flexión de vigas sismorresistentes de edificios con muros estructurales, las cuales se indican a continuación:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior.
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de la 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 para 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 cualquier de los nudos.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

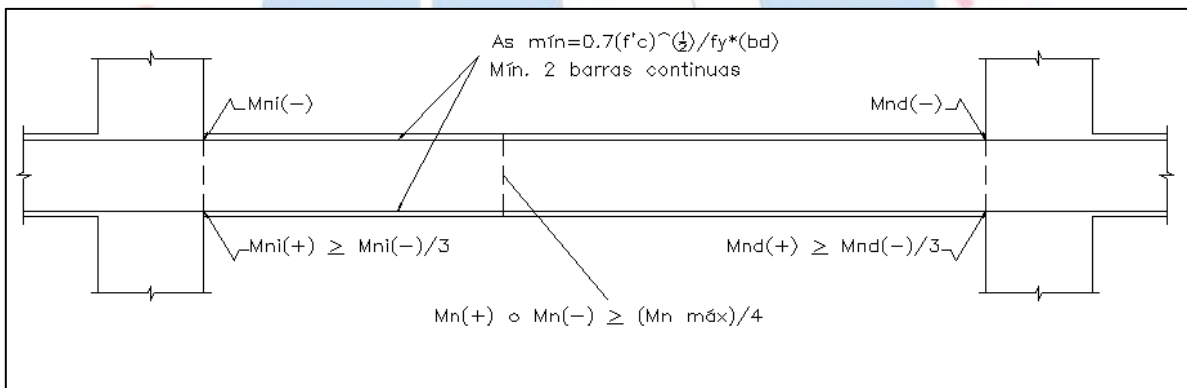


Figura 8.2.1.1 Disposiciones para el diseño por flexión de vigas sismorresistentes en edificios con sistema estructural de muros.

8.2.2 Diseño por corte

Por lo general, las fuerzas cortantes en elementos sismorresistentes, como vigas, son mayores a la resistencia de diseño por corte del concreto. Por ello, se emplea acero de refuerzo distribuidos y espaciados perpendicularmente al acero longitudinal llamados estribos, esto es, los estribos soportarán la fuerza cortante que el concreto no podrá resistir.

La norma E.060 en su artículo 21.4.3, señala que el cortante de diseño V_u deberá ser mayor que el menor valor obtenido de:

- La suma del cortante de asociado con los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre del elemento y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas (Diseño por capacidad).

- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

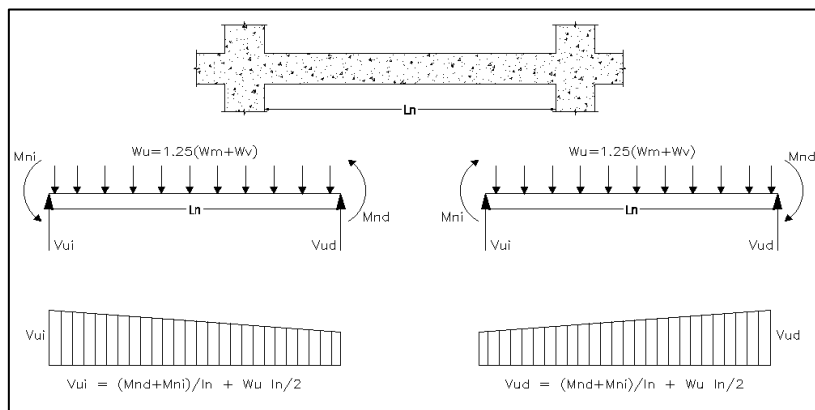


Figura 8.2.2.1 Consideraciones para el diseño por fuerza cortante para vigas sísmicas en edificios con sistema de muros estructurales (Diseño por Capacidad).

En el modelo de la figura anterior, se somete a la viga a los momentos nominales que desarrollarán los aceros instalados por flexión. Esto garantizará que la falla que prevalezca sea dúctil. Por otro lado, para el cálculo de los aportes de la resistencia al corte del concreto y acero empleará las expresiones presentadas en la sección 5.2:

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

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

Elegido el acero de los estribos, se calcula su espaciamiento mediante la siguiente expresión:

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

La norma E.060 en su artículo 11.5.5 limita la separación de los estribos con el objetivo de que cada grieta potencial a 45° esté cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante:

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \text{ o } 60\text{cm} ; \text{ si } V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{4} \text{ o } 30\text{cm} ; \text{ si } V_s > 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Por otro lado, la norma E.060 en los artículos 21.4.4.4 y 21.4.4.5 indica las siguientes disposiciones para el armado de los estribos:

- 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 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d) (Art. 21.4.4.4):

- (a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
- (b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- (d) 300 mm.

- 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 (Art. 21.4.4.5).

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

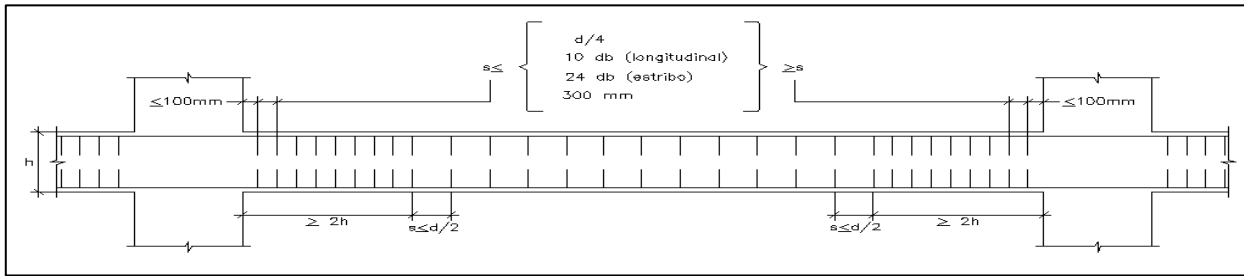


Figura 8.2.2.2 Requerimientos para el espaciamiento para vigas sísmicas en edificios con sistema de muros estructurales.

8.2.3 Control de deflexiones

Existen dos tipos de deflexiones a las que están sometidas las vigas. Por un lado, están las deflexiones inmediatas que se originan al aplicar las cargas de servicio sobre los elementos. Por otro lado, están las deflexiones diferidas que están asociadas a efectos como el creep y la retracción.

Deflexiones instantáneas

Las deflexiones inmediatas se calcularán en base al módulo de elasticidad del concreto ($E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$), el momento de inercia efectivo de la sección transformada (I_e) y empleando expresiones para deflexiones por flexión de resistencia de materiales. Para los casos en los que el momento flector generado por cargas de servicio no exceden el momento de agrietamiento del concreto (M_{cr}), se podrá emplear el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g).

Para calcular el momento de inercia efectivo, es necesario determinar previamente la profundidad del eje neutro con las áreas de acero instaladas por flexión. La profundidad del eje neutro (c) se calcula resolviendo la siguiente ecuación:

$$c^2 \cdot \frac{b}{2} + (c - d) \cdot A_s' \cdot (2n - 1) = n \cdot A_s \cdot (d - c) \rightarrow c$$

Donde:

n : relación modular

A_s : Acero en tracción

A_s' : acero en compresión

Seguidamente se emplea la siguiente expresión para calcular el momento de inercia efectivo:

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^3 + (2n - 1)A_s'(c - d)^2$$

Según las condiciones de borde del elemento a analizar, se calculará el momento de inercia efectivo promedio de acuerdo a las siguientes expresiones:

- Elementos continuos en ambos extremos:

$$I_e \text{ prom} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

Donde:

I_{e1} , I_{e2} : inercia agrietada en secciones extremas

I_{e3} : Inercia agrietada en sección central

- Elementos continuos en un extremo

$$I_e \text{ prom} = \frac{I_{e1} + 2I_{e3}}{3}$$

- Para elementos simplemente apoyados se usará el momento de inercia de la sección central.
- Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia de la sección de apoyo.

Deflexiones diferidas

Para calcular este tipo de deflexiones se deberá multiplicar a las deflexiones inmediatas por el siguiente factor:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\text{Deflexión diferida} = \lambda(\text{Deflexión inmediata})$$

Donde ρ' es la cuantía de acero en compresión calculado en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. El parámetro ξ está en función de la duración de la carga aplicada. Para una duración mayor a 5 años, su valor es igual a 2.

La norma E.060 en su artículo 9.6.2.6 indica límites de las máximas deflexiones admisibles según el tipo de elemento y si estos elementos pueden o no causar daño en elementos no estructurales mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{\text{máx permitida}} = \frac{L_n}{480}$$

8.2.4 Control de fisuración

Las fisuras deben controlarse para evitar problemas estéticos y de integridad del elemento. La norma E.060 en su artículo 9.9.3 indica que el refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente para controlar el ancho de las grietas. Para ello define un parámetro Z al cual lo limita a un valor máximo de 26,000 kg/cm para condiciones normales. Este parámetro se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{(d_c \cdot A_{ct})} \quad (\text{kg/cm})$$

Donde:

f_s : esfuerzo en el acero de tracción bajo cargas de servicio, el cual será calculado mediante la siguiente expresión:

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 d \cdot A_s}$$

dc: espesor del recubrimiento (mm) de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

Act: Área efectiva del concreto en tracción (mm²) que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras. El cual será calculado mediante la siguiente expresión:

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot y_s \cdot b}{N^{\circ} \text{barras}}$$

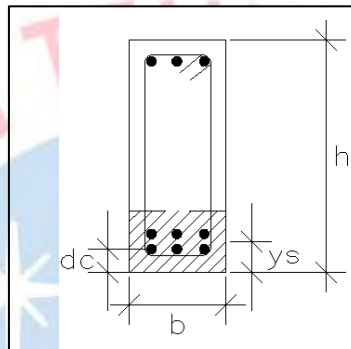


Figura 8.2.4.1 Control de fisuración (Norma E.060).

8.2.5 Corte del refuerzo longitudinal

El diseño por flexión se realiza en secciones críticas, donde los momentos flectores presentan sus valores máximos. Dado que los momentos flectores varían a lo largo de las vigas, se requiere mayor refuerzo de acero en las zonas con mayores solicitaciones. En estas zonas de mayor demanda, se emplea refuerzo de acero llamado bastones, estos elementos son necesarios en determinadas longitudes tal que puedan desarrollar la fluencia.

La norma E.060 en sus artículos 12.10, 12.11 y 12.12 indica una serie de requisitos para que los bastones presenten una adecuada longitud de desarrollo. A continuación, se presentará 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 o $12d_b$, 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 continua deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo l_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.
- 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 150 mm 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 , $12d_b$ o $l_n/16$, la que sea mayor.

Todos estos requisitos para el corte de refuerzo longitudinal se resumen en la siguiente imagen:

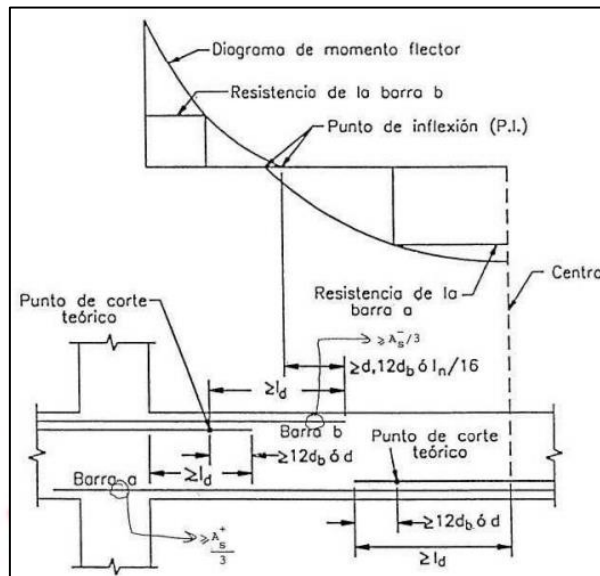


Figura 8.2.5.1 Requisitos para el corte del refuerzo según la Norma E.060 (Ottazzi, 2010).

8.2.6 Empalmes por traslape del refuerzo

Dada las dimensiones comerciales de las barras de acero en nuestro medio, es necesario realizar empalmes del refuerzo en los elementos estructurales como vigas. Estos empalmes deberán de hacerse en las zonas menos esforzadas según los diagramas de momentos flectores que presentan.

La norma E.060 en sus artículos 12.15 y 12.16 indica la longitud de empalme mínima que deberá de hacerse según el sobre reforzamiento de la sección y el porcentaje de A_s que se empalma. La norma E.060 las clasifica de la siguiente manera:

Tabla 8.2.6.1 Empalmes por traslape en tracción (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

8.3 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se diseñará la viga VT-6 que fue metrada en el capítulo 3.4.

Diseño por flexión

Del análisis estructural se obtuvo la siguiente envolvente de momentos flectores en la viga VT 6.

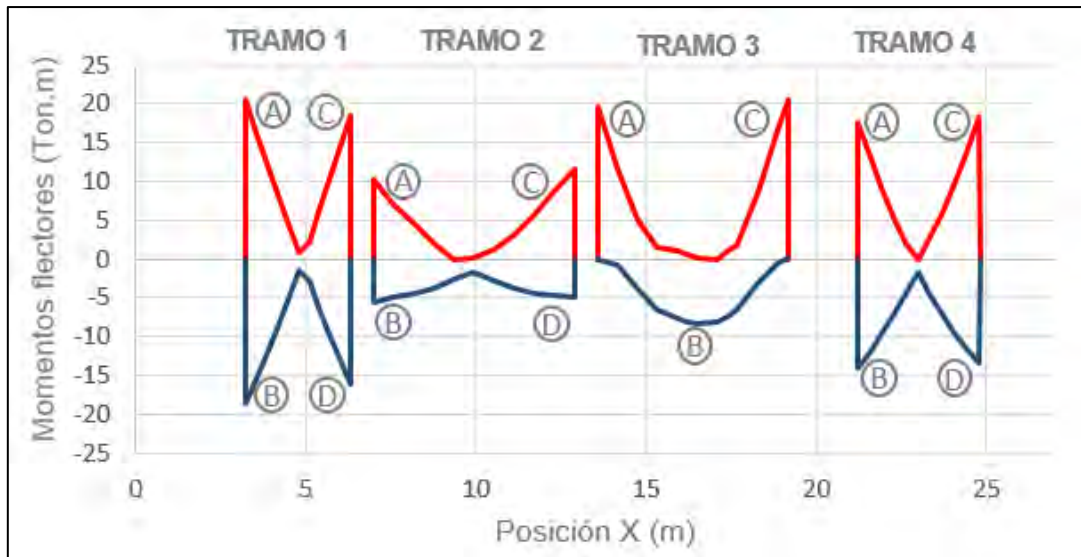


Figura 8.3.1 Envolvente de momentos flectores M_u (Ton.m) en viga VT-6.

En el capítulo 2.2, se predimensionó la viga VT-6 con una sección tentativa de 25 x 55 cm, siendo su peralte efectivo (d) igual a 47 cm (se considera armado en 2 capas). Con estas dimensiones se calcula los límites de acero máximo y mínimo:

$$A_{s\text{máx}} = 1.59\% \times 25 \times 47 = 18.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.24\% \times 25 \times 47 = 3.19 \text{ cm}^2$$

Con los valores máximos obtenidos en el análisis estructural (M_u) y considerando el acero mínimo y máximo permitidos, se calculará el acero requerido por flexión en la viga VT-06 según las expresiones descritas en la sección 8.2.1:

Tabla 8.3.1 Cálculo de refuerzo por flexión de viga VT-6.

EJES	TRAMO	SECCIONES	M_u (Ton.m)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s inst (cm ²)
1-2	1	A	-20.64	12.63	13.42	4 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 13.68
		B	18.78	11.31	12.02	4 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 13.68
		C	-18.4	11.05	11.74	4 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 13.68
		D	16.22	9.57	10.16	4 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 13.68
2-3	2	A	-10.22	5.77	6.13	4 ϕ 5/8" 8
		B	5.6	3.07	3.26	2 ϕ 5/8" 4
		C	-11.53	6.57	6.98	4 ϕ 5/8" 8
		D	4.85	2.64	2.81	2 ϕ 5/8" 4
3-4	3	A	-19.54	11.84	12.58	4 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 13.68
		B	8.3	4.62	4.91	3 ϕ 5/8" 6
		C	-20.52	12.54	13.33	4 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 13.68
		D	8.4	4.62	4.91	3 ϕ 5/8" 6
4-5	4	A	-17.62	10.51	11.17	4 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 13.68
		B	14	8.12	8.63	2 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 9.68
		C	-18.22	10.92	11.6	4 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 13.68
		D	13.4	7.74	8.22	2 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4" 9.68

Con los aceros instalados se verificará los requerimientos de la norma E.060 especificados en la figura Figura 8.2.1.1.

Tabla 8.3.2 Verificación de resistencia mínima para acero positivo en nudos y en cualquier sección.

EJES	TRAMO	SECCIONES	Mu (Ton.m)	a (cm)	As (cm ²)	As inst (cm ²)
1-2	1	φMn (-) /3	7.42	3.87	4.12	4φ5/8"+2φ3/4"
		φMn máx /4	5.66	2.93	3.12	4φ5/8"
2-3	2	φMn (-) /3	4.66	2.43	3.05	2φ5/8"
		φMn máx /4	3.5	1.81	3.05	2φ5/8"
3-4	3	φMn (-) /3	7.48	3.96	4.21	3φ5/8"
		φMn máx /4	5.61	2.94	3.12	2φ5/8"
4-5	4	φMn (-) /3	7.59	4.02	4.27	5φ5/8"
		φMn máx /4	5.69	2.98	3.19	2φ5/8"

De la tabla 8.3.2, se verifica los requerimientos del artículo 21.4.4 de la norma E.060. A continuación, se muestra los arreglos del refuerzo por flexión en la viga VT-6.

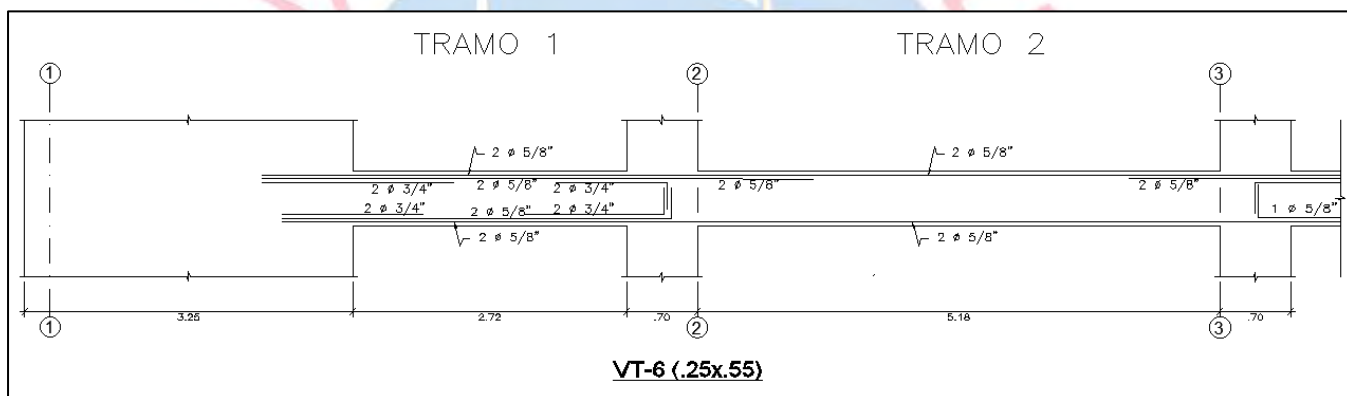


Figura 8.3.2 Arreglo del refuerzo longitudinal en los tramos "1" y "2" de la viga VT-6.

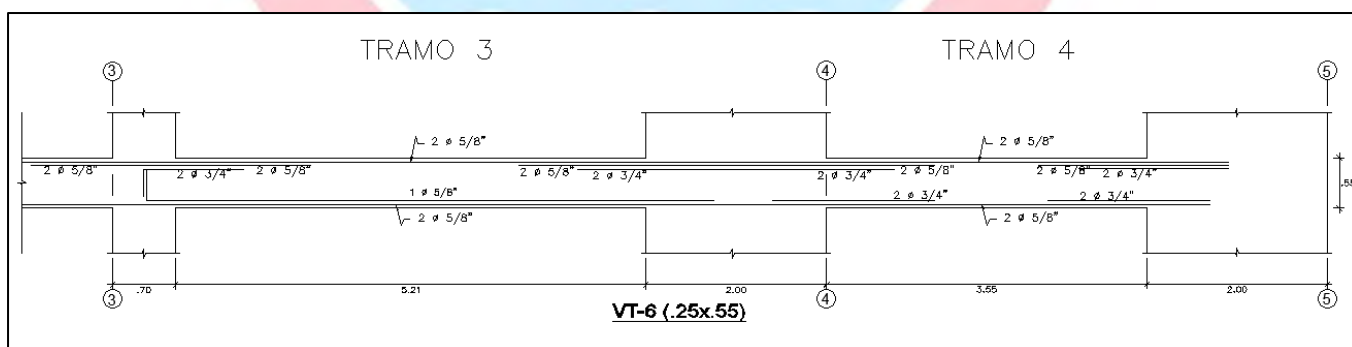


Figura 8.3.3 Arreglo del refuerzo longitudinal en los tramos "3" y "4" de la viga VT-6.

Diseño por corte

Del análisis estructural se obtuvo la siguiente envolvente de fuerzas cortantes (V_{ua}) en la viga VT-6. Las fuerzas cortantes deben calcularse a una distancia "d" de la cara de los apoyos.

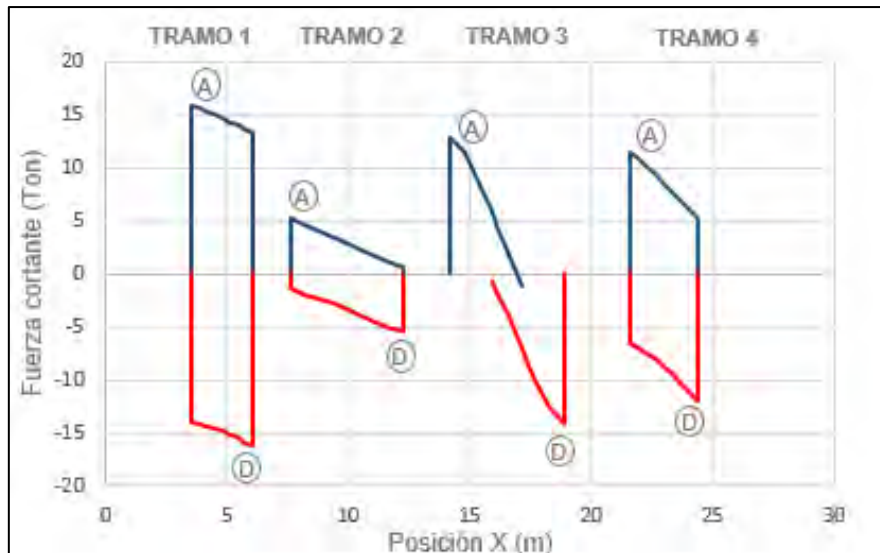


Figura 8.3.4 Envoltura de fuerzas cortantes V_{ua} (Ton) en viga VT-6.

Debido a que la viga VT-6 tiene responsabilidad sísmica por formar parte de un pórtico con columnas y muros, se calculará el cortante último de diseño según lo especificado en el artículo 21.4.3 de la norma E.060.

Para el cálculo de los cortantes de diseño por capacidad (V Mn) se empleará el modelo indicado en la figura 8.2.2.1. En el modelo, se somete a la viga a los momentos nominales que desarrollarán los aceros instalados por flexión y a una carga de servicio (W_s) amplificada por un factor de 1.25. A continuación, se muestra una tabla con los valores obtenidos:

Tabla 8.3.3 Cortante por capacidad para viga VT-6.

Tramo	Sentido Mn	Apoyo	As inst(cm ²)	Mn (Ton.m)	Ln (m)	Ws (Ton/m)	V Mn (Ton)
1	Antihorario	Izquierdo	4φ5/8"+2φ3/4"	-23.38	2.72	0.9	19.25
		Derecho	4φ5/8"+2φ3/4"	+23.76			-15.78
	Horario	Izquierdo	4φ5/8"+2φ3/4"	-23.83	2.72	0.9	15.76
		Derecho	4φ5/8"+2φ3/4"	+24.26			-19.23
2	Antihorario	Izquierdo	4φ5/8"	-25.35	5.18	1.1	10.66
		Derecho	2φ5/8"	+7.64			-2.12
	Horario	Izquierdo	2φ5/8"	-25.12	5.18	1.1	-2.12
		Derecho	4φ5/8"	+7.67			10.66
3	Antihorario	Izquierdo	4φ5/8"+2φ3/4"	-23.60	5.21	3.5	20.37
		Derecho	3φ5/8"	+11.26			-6.98
	Horario	Izquierdo	3φ5/8"	-11.26	5.21	3.5	6.98
		Derecho	4φ5/8"+2φ3/4"	+23.40			-20.37
4	Antihorario	Izquierdo	4φ5/8"+2φ3/4"	-23.99	3.55	1.9	14.76
		Derecho	2φ5/8"+2φ3/4"	+17.46			-7.92
	Horario	Izquierdo	4φ5/8"+2φ3/4"	-23.87	3.55	1.9	0.80
		Derecho	2φ5/8"+2φ3/4"	+17.54			-9.16

Se calcula los cortantes por capacidad a una distancia “d” de la cara de los apoyos. Para determinar el cortante último de diseño (Vu), se compara los cortantes obtenidos por capacidad (Vu Mn) con los cortantes últimos obtenidos de la envolvente de fuerzas cortantes (Vua) y con los cortes últimos obtenidos de la envolvente de fuerzas cortantes considerando un factor de amplificación para el sismo de 2.5.

Tabla 8.3.4 Cortante último de diseño en viga VT-6.

Tramo	Apoyo	Vu Mn (Ton)	Vua (Ton)	Vu x 2.5 (Ton)	Vu (Ton)
1	Izquierdo	17.90	15.95	38.08	17.90
	Derecho	17.90	16.22	38.35	17.90
2	Izquierdo	10.13	5.28	9.87	10.13
	Derecho	10.13	5.39	9.87	10.13
3	Izquierdo	19.35	12.95	18.51	19.35
	Derecho	19.35	14.15	18.51	19.35
4	Izquierdo	14.03	11.38	24.27	14.03
	Derecho	14.03	12.03	24.92	14.03

Se calcula la resistencia de diseño por corte del concreto (ϕV_c) y se compara con los cortantes últimos de diseño (Vu):

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times (25) \times (47) = 7.67 \text{ Ton}$$

Se observa que para todos los tramos $V_u > \phi V_c$, por lo tanto, se requerirá de estribos como refuerzo por corte. Se calcula, para cada tramo, la fuerza cortante que deberá resistir los estribos y su espaciamiento, según las expresiones presentadas en la sección 5.2:

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

La norma E.060 en su artículo 11.5.5 limita la separación de los estribos en función del cortante que soportarán los estribos. Esta disposición de la norma se indica mediante las siguientes expresiones:

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \text{ o } 60\text{cm}; \text{ si } V_s \leq 1.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 47 = 18.70 \text{ Ton}$$

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{4} \text{ o } 30\text{cm}; \text{ si } V_s > 1.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 47 = 18.70 \text{ Ton}$$

Se emplearán estribos de 3/8”, siendo el área de estribos $A_v = 2 \times 0.71 = 1.42\text{cm}^2$. A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 8.3.5 Espaciamiento de estribos en viga VT-6.

Tramo	Vu (Ton)	Vs (Ton)	s(cm)
1	17.90	13.40	20.90
2	10.13	3.50	66.00
3	19.35	15.10	18.60
4	14.03	8.80	31.70

Adicionalmente a los resultados obtenidos, el espaciamiento de estribos en vigas sismorresistentes debe de cumplir con algunas consideraciones especiales de la norma E.060 que se especifican en la figura 8.2.1.2.

Dentro de la zona de confinamiento:

- Longitud mínima de la zona de confinamiento: $2h = 2 \times 0.55 = 1.10 \text{ m}$.
- El primer estribo debe estar como máximo a 10cm del apoyo.

La separación máxima de estribo será el menor de los siguientes valores:

- $\frac{d}{4} = \frac{47}{4} = 11.75 \text{ cm}$
- $10db \text{ (logitudinal)} = 10 \times 5/8 \times 2.54 = 15.9 \text{ cm}$
- $24db \text{ (estribo)} = 24 \times 3/8 \times 2.54 = 22.86 \text{ cm}$

Fuera de la zona de confinamiento:

El espaciamiento máximo será

- $\frac{d}{2} = \frac{47}{2} = 23.50 \text{ cm}$

Por lo tanto, dentro de la zona de confinamiento (1.20 m) el espaciamiento mínimo es de 12.25cm y fuera de la zona de confinamiento, 24.5 cm. Finalmente se elegirá la siguiente distribución de estribos para cada extremo de los tramos:

1@5, 12@10, resto @20

Control de deflexiones

Se realizará el control de deflexiones en el tramo 3 de la viga VT-6 dado que es el tramo que presenta mayores momentos por cargas de gravedad.

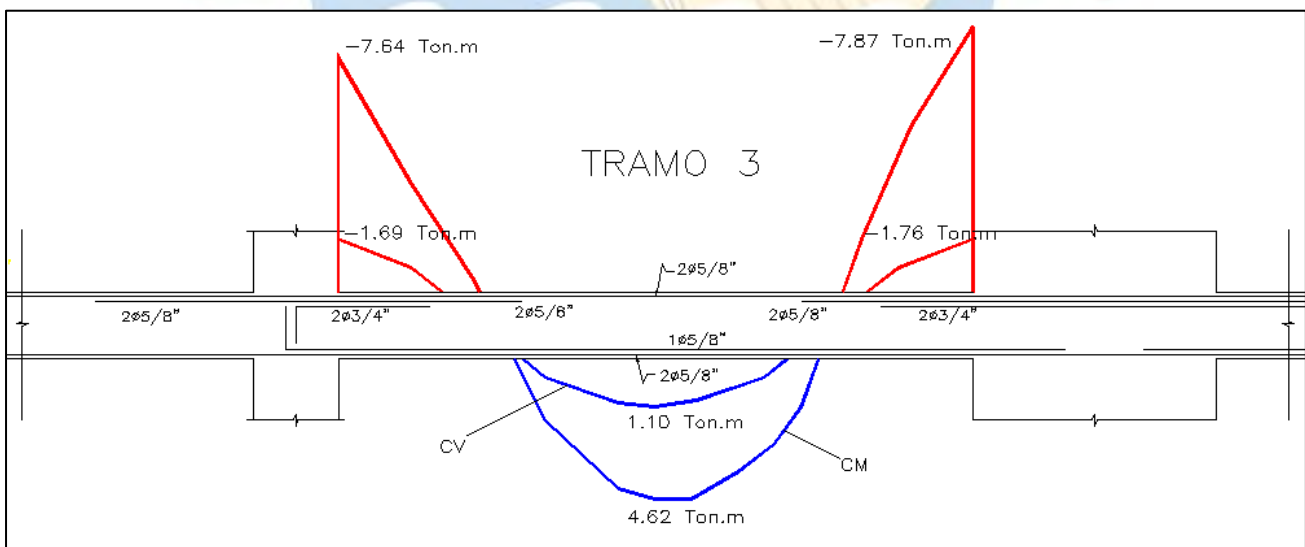


Figura 8.3.5 Diagrama de momentos flectores (Ton.m) para cargas de gravedad (CM y CV) en el tramo 3 de la viga VT-6.

Cálculo de deflexiones inmediatas

Para calcular las deflexiones inmediatas en el tramo 3 de la viga VT-6 es necesario determinar los momentos de inercia en las secciones de los extremos "A", "C" y al centro "B" del tramo. Los momentos de inercia se determinarán en función de los materiales, dimensiones de la sección y los aceros instalados en la sección.

Se calcula la relación modular “n” en función de los módulos de elasticidad del concreto y del acero:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15000 \sqrt{210}} = 9.2$$

$$2n - 1 = 17.4$$

Seguidamente, calcula el momento que produce el agrietamiento por flexión en la sección:

$$M_{cr} = \frac{(2\sqrt{210}) \times \frac{25 \times 55^2}{6}}{10^5} = 3.65 \text{ Ton.m}$$

Se compara los momentos generados por las cargas en servicio con el momento de agrietamiento.

Tabla 8.3.6 Momentos generados por las cargas de servicio en el tramo 3 de la viga VT-6.

SECCIÓN	M _{CM} (Ton.m)	M _{CV} (Ton.m)	M _{CS} (Ton.m)
A (izquierda)	7.64	1.69	9.33
B (centro)	4.62	1.1	5.72
C (derecho)	7.87	1.76	9.63

De la tabla anterior se observa que los momentos por cargas de servicio son mayores al momento de agrietamiento, por lo tanto, se emplearán las expresiones indicadas en la sección 8.2.6 para la sección agrietada:

La profundidad del eje neutro (c):

$$c^2 \cdot \frac{b}{2} + (c - d) \cdot A_s' \cdot (2n - 1) = n \cdot A_s \cdot (d - c) \rightarrow c$$

Momento de inercia efectivo en secciones:

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^3 + (2n - 1)A_s'(c - d)^2$$

Momento de inercia efectivo promedio en elementos continuos en ambos extremos:

$$I_e \text{ prom} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 8.3.7 Momentos de inercia efectivo en el tramo 3 de la viga VT-6.

SECCIÓN	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	c (cm)	I _e (cm ⁴)	I _e / I _g	I _e prom (cm ⁴)
A (izquierda)	13.68	6.00	15.86	181631.58	52%	137020
B (centro)	6.00	4.00	11.58	92409.11	27%	
C (derecho)	13.68	6.00	15.86	181631.58	52%	

Finalmente se calcula las deflexiones inmediatas que se generan por cargas de gravedad mediante la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{5}{48} \cdot \frac{L_n^2}{E_c \cdot I_{eprom}} \cdot (M_b - 0.1(M_a + M_c))$$

Tabla 8.3.8 Deflexiones inmediatas por cargas de gravedad en el tramo 3 de la viga VT-6.

SECCIÓN	M _{cm} (Ton.m)	Δ _{cm} (cm)	M _{cv} (Ton.m)	Δ _{cv} (100%) (cm)	Δ _{cv} (30%) (cm)
A (izquierda)	7.64	0.291	1.69	0.072	0.022
B (centro)	4.62		1.1		
C (derecho)	7.87		1.76		

Cálculo de deflexiones diferidas

Debido a que las cargas por gravedad serán aplicadas de forma permanente en la estructura, el factor dependiente del tiempo es de 2. La cuantía del acero en compresión en la sección central del tramo es igual a $\frac{4}{25 \times 49} = 0.33\%$. Con estos valores se calcula el parámetro de amplificación de deflexiones diferidas mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0033} = 1.71$$

Finalmente se calcula la deflexión máxima mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{Total} = \Delta_{cm} + \Delta_{cv}(100\%) + \lambda \cdot (\Delta_{cm}) + \lambda \cdot (\Delta_{cv}(30\%))$$

$$\Delta_{Total} = 0.291 + 0.072 + 1.71 \times 0.291 + 1.71 \times 0.022 = 0.901 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{máx permitida}} = \frac{5.21 \times 100}{480} = 1.09 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se verifica que las deflexiones máximas son menores a los límites exigidos por la norma E.060.

Control de fisuración

Se realizará el control de fisuras en las secciones más solicitadas por momentos de cargas de gravedad. Se calcula el parámetro Z según lo descrito en 8.2.4 y se compara con el valor máximo de 26,000 kg/cm. A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 8.3.9 Parámetro Z para el control de fisuración en el tramo 3 de la viga VT-6.

As (cm ²)	Ms (T.m)	fs(kg/cm ²)	fs/fy	X _{raya}	N	Act	Z(kg/cm)	Z/Z _{max}
13.68	9.33	1546.53	38%	5.04	6.84	36.85	9571.33	37%
6.00	5.72	2161.75	51%	5.75	3.00	95.77	17700.24	68%
13.68	9.63	1596.25	39%	5.04	6.84	36.85	9879.09	38%

De la tabla anterior se observa que el arreglo del acero propuesto cumple con el requisito expuesto en la norma E.060.

Corte del refuerzo longitudinal

A partir de la envolvente de los momentos flectores (M_u) y del diagrama de momentos de diseño resistentes (ϕM_n), se determinan los puntos de cortes teóricos para el refuerzo por flexión

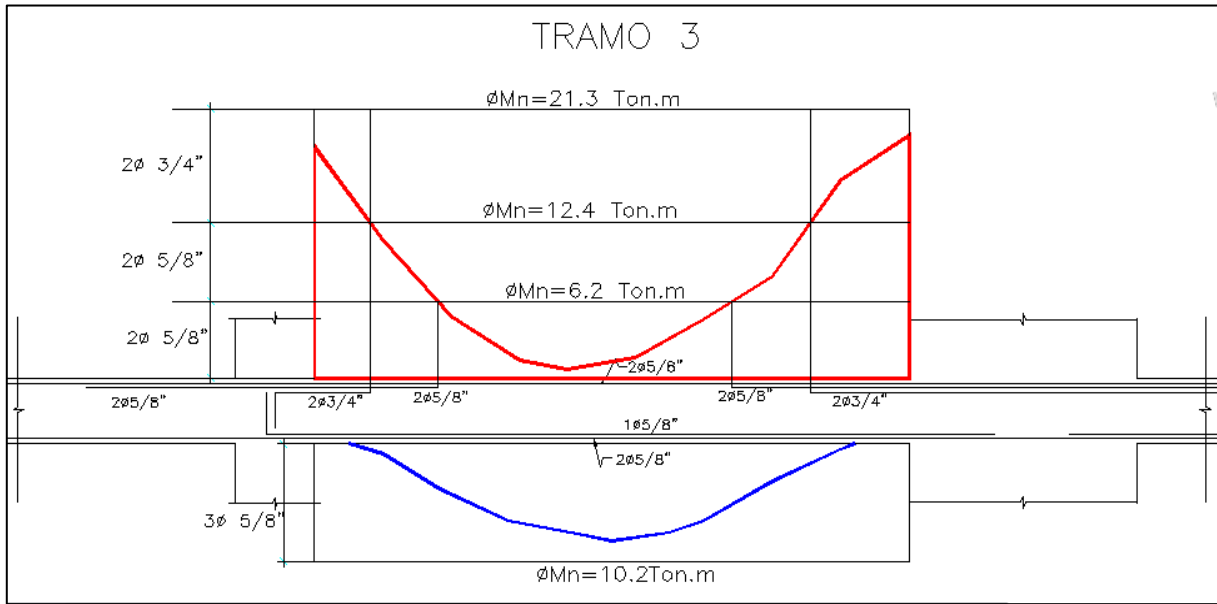


Figura 8.3.6 Puntos de cortes teóricos del refuerzo para el tramo 3 de la viga VT-6.

Con los puntos de corte teóricos y las consideraciones indicadas en la sección 8.2.5 se calculan los puntos de corte finales tales que sean mayores o iguales a las longitudes de desarrollo de las barras de acero empleadas.

Tabla 8.3.10 Longitud de corte en refuerzo por flexión.

SECCIÓN	As (cm ²)	L teórico(m)	L corte(m)
A (izquierda)	$2\phi 5/8"$	1.08	1.6
	$4\phi 5/8"$	0.49	1.0
C (derecha)	$2\phi 5/8"$	1.55	2.0
	$4\phi 5/8"$	0.87	1.4

En el siguiente esquema se muestra el diseño final de la viga VT-6.

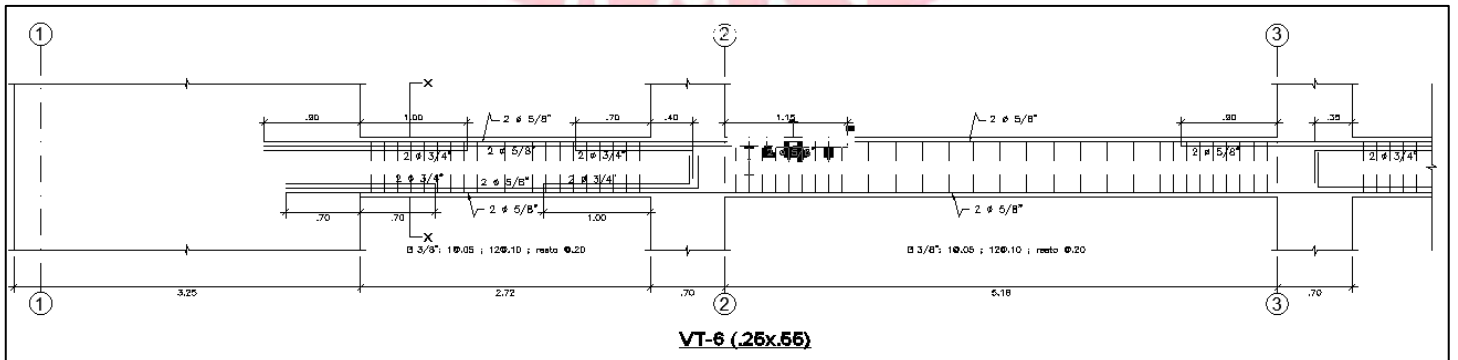


Figura 8.3.7 Diseño final de la viga VT-6 entre los ejes "1", "2" y "3".

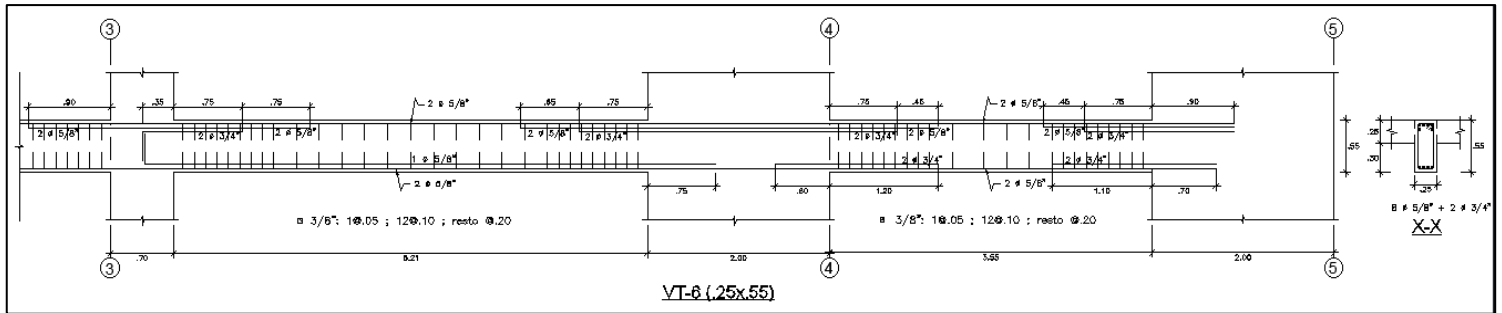


Figura 8.3.8 Diseño final de la viga VT-6 entre los ejes “3”, “4” y “5”.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que en su mayoría son verticales. Estos elementos, al igual que las placas, cumplen dos funciones fundamentales: transmitir las cargas por gravedad que reciben de las losas y vigas, de todos los niveles, hacia las cimentaciones y aportar rigidez lateral a los pórticos para resistir las cargas por sismo.

9.1 Análisis estructural

Para el análisis por cargas de gravedad, se generará un modelo aporricado en base a elementos tipo frame (columnas y vigas) y shell (placas), con este modelo se analizará el efecto de las cargas muerta y viva. Del análisis sísmico realizado en el capítulo 4, se extraerá las fuerzas internas generadas por sismo. Para determinar las cargas últimas se emplearán las siguientes combinaciones:

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

9.2 Consideraciones adicionales para el diseño de columnas

9.2.1 Efectos de esbeltez

La esbeltez en una columna se define como la relación entre su longitud y las dimensiones de su sección transversal. Cuando esta relación es muy grande y supera ciertos valores críticos, produce pandeo e inestabilidad en las columnas. El esfuerzo normal asociado a la condición de pandeo “ σ_{cr} ” en columnas fue definida por Euler mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kl/r)^2}$$

Donde:

kl/r : esbeltez de la columna.

k : factor de longitud efectiva.

l : distancia libre entre las losas de piso.

r : radio de giro de la sección en la dirección de análisis.

El parámetro “ k ” depende de las condiciones de apoyo de la columna. Para el caso de la presente tesis, se tiene que el sistema estructural es de muros estructurales. Estos muros impiden el movimiento lateral de las columnas ante eventos sísmicos, por lo tanto, se considerará que las columnas están arriostradas en sus extremos.

La norma E.060 en su artículo 10.12 indica las siguientes consideraciones para el diseño de columnas en estructuras o entrepisos arriostrados:

- El factor de longitud efectiva debe tomarse igual a 1 (Art. 10.12.1).
- Se permiten ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

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

Donde M1 y M2, son los momentos flectores en los extremos de la columna y su división será positiva si el elemento se flexiona en curvatura simple y negativa, si el elemento se flexiona en curvatura doble (Art. 10.12.2).

- Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada Pu y el momento amplificado Mu, magnificando por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, Mc, como sigue (Art. 10.12.2):

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

Donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1$$

$$P_u = \frac{\pi^2 EI}{(k l u)^2}$$

- Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, Cm debe tomarse como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \geq 0.4$$

Adicionalmente, la norma E.060 en su artículo 10.11.2 indica que el radio de giro, r, puede tomar el valor de 0.3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares.

9.2.2 Diseño por flexo compresión uniaxial

El diseño por flexocompresión uniaxial se realiza considerando las combinaciones de cargas axiales y los momentos flectores para cada dirección "X" y "Y" por separado. Como se mencionó en la sección 5.3, el diseño por flexocompresión consiste en que todas estas combinaciones últimas (Mu, Pu) se ubiquen dentro del diagrama de interacción de diseño conformado por todos los puntos ($\phi M_n, \phi P_n$).

Para la construcción del diagrama de interacción es necesario asumir un arreglo inicial del refuerzo longitudinal. La norma E.060 en su artículo 10.9.1 establece límites de las cuantías para este refuerzo entre 1% y 6%. Estos límites permiten controlar efectos de flujo plástico del concreto y la congestión de refuerzo en las columnas.

9.2.3 Diseño por flexo compresión biaxial

El diseño por flexión biaxial se realiza para elementos sujetos simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales mediante un diagrama de interacción superficial. La norma E.060 en su artículo 10.18, indica el uso del método de Bresler para verificar este tipo de diseño.

El método de Bresler consiste en evaluar las siguientes desigualdades, dependiendo del valor de la carga axial:

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

$$\text{Si: } \frac{P_u}{\phi P_{no}} < 0.1: \quad 1 \geq \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}$$

Donde:

P_u : Carga axial última de diseño

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

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

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

M_{ux} : Momento último de diseño respecto al eje X

M_{uy} : Momento último de diseño respecto al eje Y

ϕM_{nx} : Resistencia de diseño flector respecto al eje X

ϕM_{ny} : Resistencia de diseño flector respecto al eje Y

9.2.4 Diseño por corte

Las columnas deben estar confinadas por estribos o zunchos que contribuyan en el aporte de la fuerza cortante que el concreto no puede resistir. Para el cálculo del cortante de diseño (V_u), la norma E.060 su artículo 21.4.3, indica que V_u deberá ser mayor que el menor valor obtenido de:

- La suma del cortante de asociado con los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre del elemento (Diseño por capacidad).
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

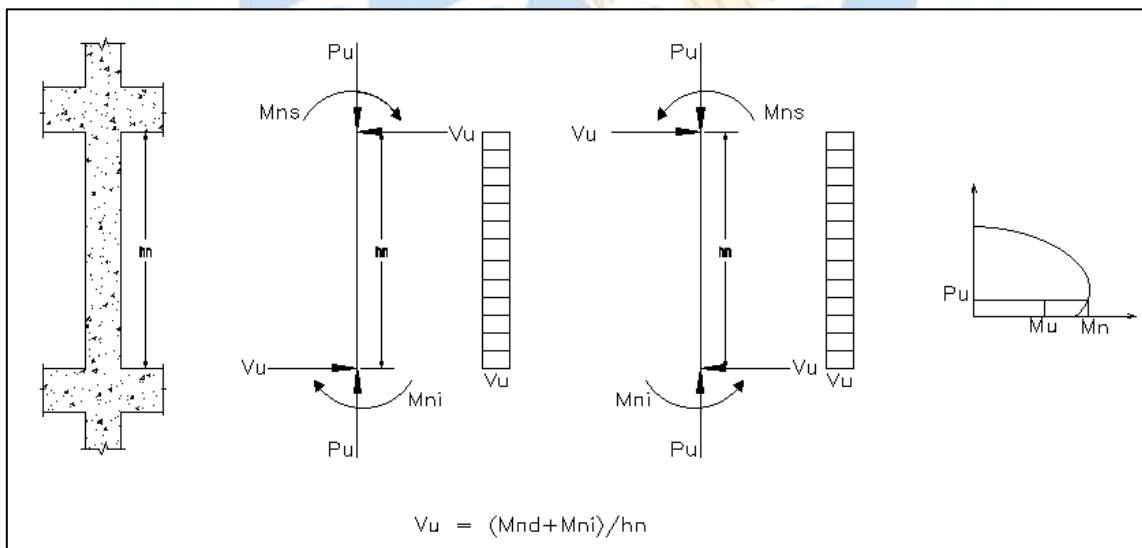


Figura 9.2.4.1 Consideraciones para el diseño por fuerza cortante para columnas en edificios con sistema de muros estructurales (Diseño por Capacidad).

En el modelo de la figura anterior, se somete a la columna a los momentos nominales que desarrollarán los aceros instalados por flexocompresión. Esto garantizará que la falla que prevalezca sea dúctil. Por otro lado, los aportes a la resistencia por cortante del concreto y acero se calculan según lo indicado en la sección 5.2 mediante las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) bd$$

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

Elegido el acero de los estribos, se calcula su espaciamiento mediante la siguiente expresión:

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

Adicionalmente, la norma E.060 en los artículos 21.4.5.3, 21.4.5.4 y 21.4.5.5 indica las siguientes disposiciones para el armado de los estribos:

- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento "So" por una longitud "Lo" medida desde la cara del nudo (21.44.5.3)

El espaciamiento "So" no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal;
- (c) 100mm

La longitud "Lo" no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

- (d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- (e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (f) 500mm

- Fuera de la longitud "Lo", la separación de estribos no será mayor que (21.4.5.4):
 - Dieciséis veces el diámetro de la barra longitudinal
 - Cuarenta y ocho veces el diámetro del estribo
 - La mínima dimensión de la sección transversal
 - 300 mm
- El espaciamiento transversal en el nudo no debe exceder de 150 mm (21.4.5.5)

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

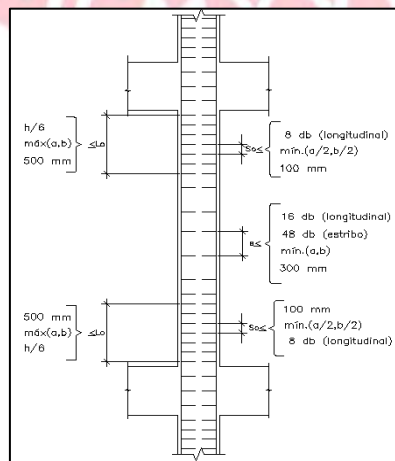


Figura 9.2.4.2 Requerimientos para el espaciamiento de columnas en edificios con sistema. de muros estructurales.

9.2.5 Empalmes por traslape del refuerzo

Por lo general, la zona menos esforzada por efectos de flexión en una columna se ubica en la parte central, por ello, es preferible hacer el empalme en esta zona. No obstante, para sistemas estructurales donde las columnas no se ven muy afectados por flexión como, por ejemplo, un sistema de muros estructurales, podría realizarse los empalmes en las zonas cercanas a los nudos.

A continuación, se muestra las longitudes de empalme según los diámetros del acero longitudinal, según la zona de empalme.

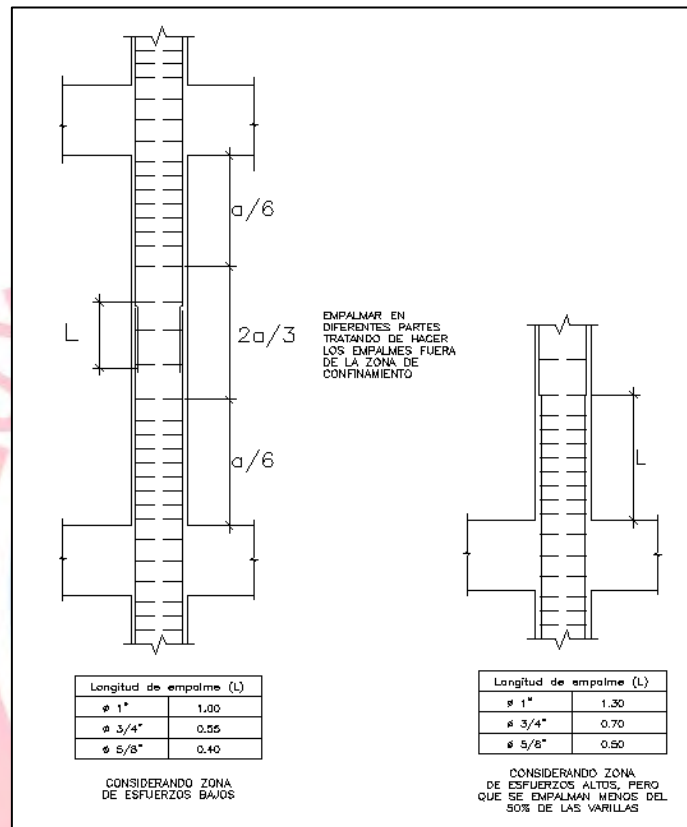


Figura 9.2.5.1 Longitud de empalme en columnas (Blanco, 1994).

9.3 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la columna C-08 que fue metrada en el capítulo 3.6. Las dimensiones de la columna son 30x70 cm. Del análisis estructural, se obtuvo las siguientes cargas en la zona inferior de la columna del primer piso:

Tabla 9.3.1 Solicitaciones para la columna C-08.

Carga	P(Ton)	Mxx (Ton.m)	Myy (Ton.m)	Vxx (Ton)	Vyy (Ton)
CM	105.71	-1.18	0.51	-0.81	0.35
CV	18.90	-0.13	0.11	-0.08	0.07
CSxx	47.73	7.65	0.37	2.98	0.16
CSyy	6.44	1.32	2.45	0.48	1.06

Efectos de esbeltez

Por lo general, las columnas convencionales presentan momentos iguales y en el mismo sentido en sus extremos, por lo tanto, se tiene que:

$$\frac{k l u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 34 - 12(-1) = 46$$

$$\frac{k l u}{r} \leq 40$$

Se calcula la esbeltez para cada dirección de análisis:

Para la dirección X-X: $k l u / r_x = 1 \times 2.7 / (0.3 \times 0.7) = 12.86$

Para la dirección Y-Y: $k l u / r_y = 1 \times 2.7 / (0.3 \times 0.3) = 30.00$

De los resultados obtenidos, se verifica que los valores de $\frac{k l u}{r}$ son menores que 40, por lo tanto, no se considerará efectos de esbeltez para la columna C-08.

Diseño por flexocompresión uniaxial

Realizando las combinaciones de cargas obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 9.3.2 Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna C-08.

Combinación	Pu (Ton)	Muxx (Ton.m)	Muyy (Ton.m)
1.4CM+1.7CV	180.12	-1.86	0.89
1.25(CM+CV) +CSxx	203.49	6.02	1.14
1.25(CM+CV) -CSxx	108.03	-9.28	0.40
0.9CM+CSxx	159.87	6.48	0.92
0.9CM-CSxx	64.42	-8.82	0.19
1.25(CM+CV) +CSyy	162.20	-0.31	3.22
1.25(CM+CV) -CSyy	149.32	-2.95	-1.68
0.9CM+CSyy	101.58	0.26	2.91
0.9CM-CSyy	88.70	-2.38	-1.99

Se calcula el refuerzo mínimo para la sección a partir de la cuantía mínima de 1%. El área de la sección es de 2100 cm², por lo tanto, el acero mínimo requerido es de 21cm². Se iniciará el proceso de verificación por flexocompresión, asumiendo 12 barras de 5/8".

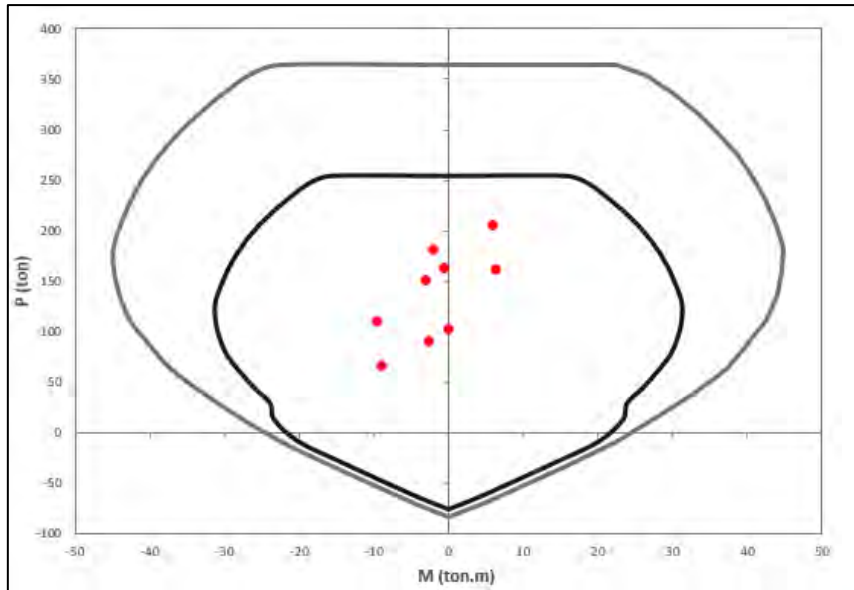


Figura 9.3.1 Diagrama de interacción de la columna C-08 en el eje "X".

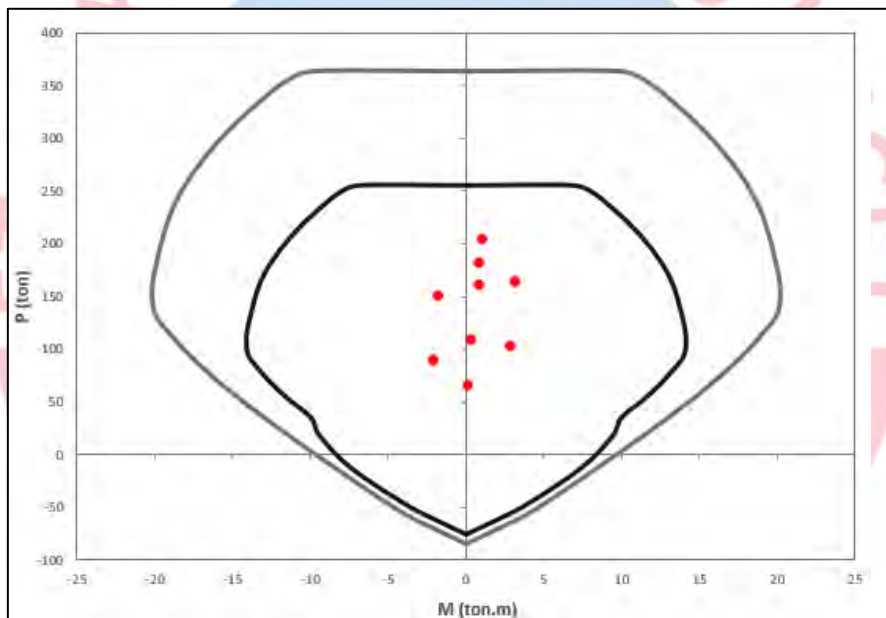


Figura 9.3.2 Diagrama de interacción de la columna C-08 en el eje "Y".

De las figuras anteriores se observa que las solicitaciones máximas se ubican dentro del diagrama de interacción de diseño. Por lo tanto, el arreglo de aceros considerado es adecuado.

Diseño por flexocompresión biaxial

Se realiza la verificación por flexión biaxial considerando la combinación más crítica, para el caso de la presente columna, $1.25(CM+CV) + CS_{xx}$. A continuación, se muestra la aplicación del método de Bresler:

$$\phi P_{no} = 318.7 \text{ Ton}$$

$$P_u = 203.49 \text{ Ton} \rightarrow \frac{203.49}{318.7} = 0.64 > 0.1$$

Debido a que la relación entre $\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1$, se empleará la siguiente expresión:

$$Pu \leq \left(\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \right)^{-1}$$

Donde los valores para ϕP_{nx} y ϕP_{ny} se obtiene de los diagramas de interacción, considerando sus respectivos momentos últimos, M_{ux} y M_{uy} , constantes. Así tenemos los siguientes valores:

$$M_{ux} = 6.02 \text{ Ton.m} \rightarrow \phi P_{nx} = 254.96 \text{ Ton}$$

$$M_{uy} = 1.14 \text{ Ton.m} \rightarrow \phi P_{ny} = 254.96 \text{ Ton}$$

$$Pu \leq \left(\frac{1}{254.96} + \frac{1}{254.96} - \frac{1}{318.7} \right)^{-1} = 212.5 \text{ ton}$$

Se verifica el método de Bresler, por lo tanto, el refuerzo final por flexocompresión axial y biaxial es de 12 barras de 5/8".

Diseño por cortante

Se calculará los cortantes de diseño por capacidad empleando el modelo indicado en la figura 9.2.3.1. Los momentos nominales se calculan de la intersección de los diagramas de interacción de diseño nominales con los valores de P_u constantes. Así, se obtiene los siguientes valores:

Tabla 9.3.3 Momentos nominales (Ton.m) para columna C-08.

COMBINACIÓN	P_u (Ton)	M_n xx (Ton.m)	M_n yy (Ton.m)
1.4CM+1.7CV	180.12	44.76	19.96
1.25(CM+CV) +CSxx	203.49	43.87	19.59
1.25(CM+CV) -CSxx	108.03	42.23	18.64
0.9CM+CSxx	159.87	44.69	20.21
0.9CM-CSxx	64.42	37.31	15.50
1.25(CM+CV) +CSyy	162.20	44.70	20.18
1.25(CM+CV) -CSyy	149.32	44.37	19.966
0.9CM+CSyy	101.58	41.56	18.24
0.9CM-CSyy	88.70	40.20	17.37

De la tabla anterior, se tiene que el momento nominal máximo ocurre para la combinación 1.4CM+1.7CV. Para este momento nominal, el cortante último por capacidad será: $V_u = (44.76 + 44.76)/2.7 = 33.2 \text{ Ton}$.

Para determinar el cortante último de diseño (V_u), se compara los cortantes obtenidos por capacidad (V_u Mn) con los cortantes últimos obtenidos de la envolvente de fuerzas cortantes (V_{ua}) y con los cortes últimos obtenidos de la envolvente de fuerzas cortantes considerando un factor de amplificación para el sismo de 2.5.

Tabla 9.3.4 Fuerzas cortantes últimas de diseño (Ton) para columna C-08.

Combinación	Sismo x 1		Sismo x 2.5		Capacidad	
	Vu xx (Ton)	Vu yy (Ton)	Vu xx (Ton)	Vu yy (Ton)	Vu xx (Ton)	Vu yy (Ton)
1.4CM+1.7CV	-3.82	0.62	-3.82	0.62	33.15	14.79
1.25(CM+CV) +CSxx	5.59	0.69	18.98	0.92	32.50	14.51
1.25(CM+CV) -CSxx	-12.27	0.38	-25.67	0.14	31.28	13.81
0.9CM+CSxx	6.52	0.54	19.92	0.78	33.10	14.97
0.9CM-CSxx	-11.34	0.23	-24.73	-0.01	27.64	11.48
1.25(CM+CV) +CSyy	-1.91	1.59	0.23	3.17	33.11	14.95
1.25(CM+CV) -CSyy	-4.77	-0.52	-6.91	-2.11	32.87	14.79
0.9CM+CSyy	-0.75	1.37	1.39	2.96	30.78	13.51
0.9CM-CSyy	-3.61	-0.74	-5.75	-2.32	29.78	12.86

De la tabla anterior y según las disposiciones de la norma mencionadas en la sección 9.2.3, el cortante último de diseño será 25.67 Ton.

Se calcula el aporte a la resistencia por corte del concreto mediante la expresión presentada en la sección 9.2.3:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{108.03}{140 \times 30 \times 70} \right) \times 30 \times 54 = 10.6 \text{ Ton}$$

Se observa que $V_u > \phi V_c$. Se calcula, la fuerza cortante que deberá resistir los estribos y su espaciamiento, según las expresiones presentadas en el capítulo 9.2.2. Se emplearán 2 estribos de 3/8", siendo el área de estribos $A_v = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$. A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

$$V_s = \frac{25.67 - 10.6}{0.85} = 17.75 \text{ Ton}$$

$$s = \frac{2.84 \times 4200 \times 54}{17.75 \times 10^5} = 36.3 \text{ cm}$$

El espaciamiento por fuerza cortante es de 36.3 cm. Adicionalmente se deberá considerar las disposiciones de la norma E.060 que se indican en la sección 9.2. Dentro de la zona de confinamiento:

- Longitud mínima de la zona de confinamiento (L_o):

- $\frac{L_n}{6} = \frac{270}{6} = 45 \text{ cm}$
- Mayor dimensión: 70 cm
- 50 cm

Así, la longitud de confinamiento será de 70 cm.

- Espaciamiento mínimo (S_o):

- 8db(barra longitudinal) = $8 \times 5 / 8 \times 2.54 = 12.7 \text{ cm}$
- La mitad de la menor dimensión: $30 / 2 = 15 \text{ cm}$
- 10 cm

Así, el espaciamiento mínimo en la zona de confinamiento será 10cm.

Fuera de la zona de confinamiento:

- Espaciamiento mínimo:
 - 16db(barra longitudinal) = $16 \times 5/8 \times 2.54 = 25.4$ cm
 - 48db(estribos) = $48 \times 3/8 \times 2.54 = 45.72$ cm
 - Dimensión mínima: 30cm
 - 30 cm

Así, el espaciamiento mínimo fuera del espaciamiento es de 25 cm.

En el siguiente esquema se muestra el diseño final de la columna C-08.

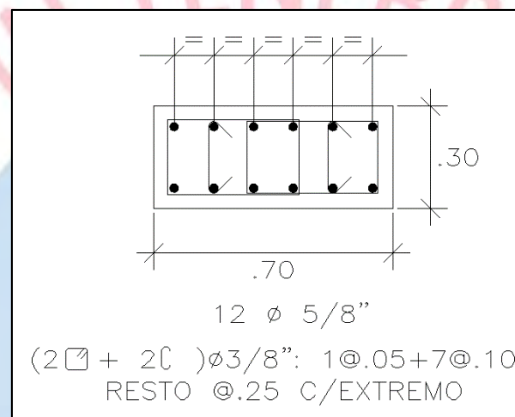


Figura 9.3.3 Diseño final de la columna C-08.

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Los muros de corte, también llamados placas en nuestro medio, son elementos estructurales empleados para transmitir la carga lateral a través del cortante horizontal y proporcionar rigidez lateral en la estructura permitiendo controlar los desplazamientos laterales de los entrepisos. Estos tipos de muros están sometidos a cargas por gravedad y cargas horizontales en su plano provenientes de las solicitaciones sísmicas.

10.1 Análisis estructural

Para el análisis estructural de muros de corte se empleará los resultados provenientes del modelo 3D generado para el análisis sísmico, considerando los efectos producidos por cargas de gravedad y de sismo. Para determinar las cargas últimas se emplearán las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$
$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$
$$U = 0.9(CM + CV) \pm CS$$

10.2 Consideraciones adicionales para el diseño de muros de corte

10.2.1 Diseño por flexo compresión

El mecanismo de falla en los muros por corte está relacionados a su esbeltez (H/L). Para edificaciones con muros altos ($H/L \geq 2$), el mecanismo de falla ocurre por flexión, por ello, se diseñan por flexocompresión. Por otro lado, para edificaciones con muros bajos ($H/L < 2$) el mecanismo de falla es cortante, siendo su comportamiento por flexocompresión parecido a las denominadas vigas pared, en la cuales ya no se cumplen las hipótesis de deformaciones y esfuerzos de Navier.

Para el caso de la presente estructura, los muros de corte a diseñar corresponden a muros altos. Por ello, todos los muros de corte serán diseñados por flexocompresión y se aplicarán las mismas disposiciones indicadas en la sección 5.3. Debido a que, en los niveles inferiores, los momentos y cortantes serán muy importantes, se presentarán esfuerzos de compresión y tracción elevados en las zonas cercanas a los extremos, por ello, se emplearán núcleos confinados en estas zonas.

Para estimar el acero en los núcleos, se puede asumir inicialmente el acero requerido por flexión para el mayor momento último de diseño, según la siguiente expresión: $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \times (0.9L)}$. Adicionalmente, se puede asumir una cuantía de 0.25% de acero repartido en toda el alma de la placa. Con los aceros longitudinales estimados, se elaboran los diagramas de interacción de diseño ($\phi M_n, \phi P_n$) para cada dirección de la placa, finalmente se verifica que las combinaciones de las solicitaciones máximas (M_u, P_u) se ubiquen dentro de estos diagramas.

Elementos de borde

La norma E.060 en su artículo 21.9.7.4 indica que, para muros continuos en toda su altura, se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Los elementos de borde en la zona de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta u}{h_m} \right)}, \quad \frac{\delta u}{h_m} \geq 0.005$$

Dónde:

l_m : longitud del muro

h_m : altura total de muro

δu : desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro.

c : mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño " δu ".

Para el cálculo de " c " se empleará los diagramas de momento–curvatura (ϕ, M_n) de la sección. De la combinación (M_u, P_u) más crítica para cada dirección, se determinará el momento nominal (M_n) y seguidamente, empleando el diagrama, la curvatura (ϕ). Finalmente se obtendrá el valor de " c ", por compatibilidad geométrica, mediante la siguiente expresión:

$$c = \frac{0.003}{\phi}$$

- Donde se requieran elementos confinados de borde:
 - el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor de l_m y $M_u/(4V_u)$.
 - La longitud del elemento de borde deberá ser el mayor de " $c - 0.1 l_m$ " y " $c/2$ ".
 - El espaciamiento de los estribos no debe exceder el menor de los siguientes valores: 10db de menor diámetro, menor dimensión de la sección del elemento de borde, 25cm.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

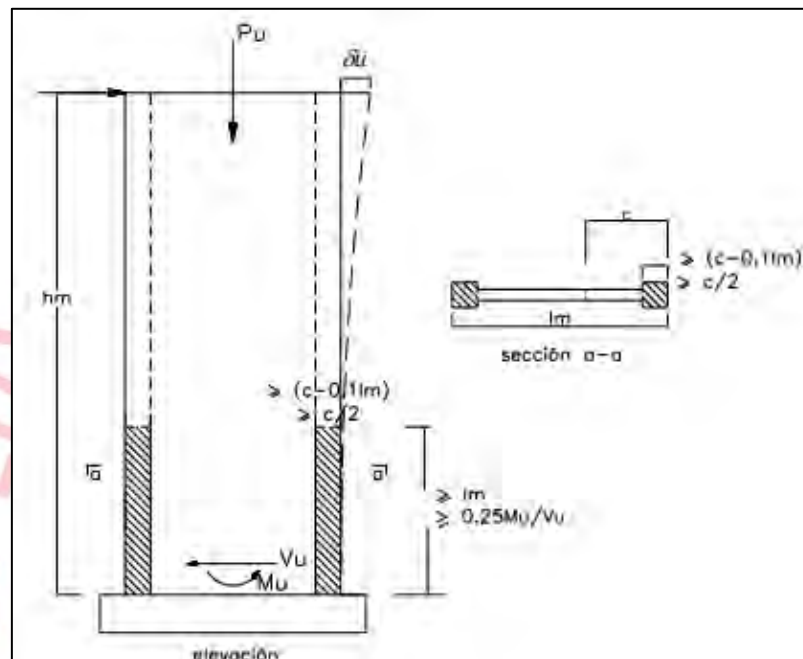


Figura 10.2.1.1 Requerimientos para elementos de borde (Fuente: Norma E0.60).

10.2.2 Diseño por corte

Los muros esbeltos no son capaces de resistir el cortante horizontal eficientemente, por ello requieren de refuerzo distribuidos horizontalmente. La norma E.060 en su artículo 21.9.5.2 indica que los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro.

Para el cálculo del cortante de diseño (V_u), la norma E.060 en su artículo 21.9.5.3, indica que V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro mediante la siguiente expresión:

$$V_u \leq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) ; \quad \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$$

Donde, V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificado provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u . Además, la norma indica que esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base al mayor de los siguientes valores:

- Longitud del muro l_m ,
- $\frac{M_u}{4V_u}$
- la altura de los 2 primeros pisos.

La norma E.060 en su artículo 11.10.4 limita la resistencia al cortante V_n a la siguiente expresión:

$$V_n = 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$$

Donde:

A_{cw} : área de corte de la sección transversal del muro.

Este requisito de la norma, equivale a limitar un valor máximo de la fuerza cortante actuante a la siguiente expresión:

$$V_u \leq 2.21 \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$$

Para el cálculo de la resistencia por corte del concreto, en muros esbeltos ($\frac{H}{L} \geq 2$), la norma E.060 en su artículo 11.10.5 señala que deberá emplearse la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$$

Por otro lado, para el caso en que $V_u \geq 0.5(V_c)$, el aporte a la resistencia por cortante del refuerzo (V_s) se calculará según lo indicado en la sección 5.2 y algunas disposiciones adicionales de la norma:

- Resistencia por cortante del refuerzo:

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

- La cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento "s", mediante la siguiente expresión:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y} \geq 0.25\%$$

- La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.25\%$$

- El espaciamiento de los refuerzos tanto vertical como horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400mm

Para el caso en que $V_u < 0.5(V_c)$, podrá proporcionarse según los siguientes mínimos:

- La cuantía del refuerzo horizontal no será menor que 0.20%
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.15%.
- El espaciamiento de los refuerzos tanto vertical como horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400mm.

10.2.3 Empalmes por traslape del refuerzo

Los núcleos confinados en los extremos de las placas y en aquellas intersecciones de la placa con vigas, pueden considerarse como columnas. Por lo tanto, se podrá realizar empalmes según lo indicado en la sección 9.2.4.

10.3 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la placa PL-07 ubicada entre los ejes "1" y "E". La placa a diseñar tiene una sección transversal en forma de "L" de 25cm de espesor. En el eje "1" tiene

3.15m y en el eje "E" tiene 1.75m. Del análisis estructural se obtuvo las siguientes cargas para el primer piso.

Tabla 10.3.1 Solicitaciones para la columna PL-07.

Carga	P (Ton)	Mxx (Ton.m)	Myy (Ton.m)	Vxx (Ton)	Vyy (Ton)
CM	155.9	-12.7	3.3	0.3	3.0
CV	24.5	-1.6	0.7	0.0	0.4
CSxx	69.7	549.3	111.4	66.3	9.7
CSyy	35.9	127.6	208.2	13.0	41.4

Diseño por flexocompresión

Realizando las combinaciones de cargas se obtiene los siguientes valores máximos:

Tabla 10.3.2 Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna PL-07.

COMBINACIÓN	Pu (Ton)	Mu xx (Ton.m)	Mu yy (Ton.m)
1.4CM+1.7CV	259.92	-20.52	5.76
1.25(CM+CV) +CSxx	295.22	531.38	116.38
1.25(CM+CV)-CSxx	155.77	-567.16	-106.44
0.9CM+CSxx	232.08	536.39	114.99
0.9CM-CSxx	92.63	-562.15	-107.83
1.25(CM+CV) +CSyy	261.38	109.72	213.20
1.25(CM+CV)-CSyy	189.61	-145.50	-203.27
0.9CM+CSyy	176.16	116.17	211.21
0.9CM-CSyy	104.39	-139.05	-205.26

Con las dimensiones de la placa PL-07 para cada dirección, se estima el acero de refuerzo en los núcleos mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (0.9L)} = \frac{562.15 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (0.9 \times 315)} = 52.9 \text{ cm}^2$$

Se optará por emplear 10 barras de $\phi 1"$ en núcleos confinados de .25x.60 m, ubicados en los bordes extremos de la placa. En el alma de la placa se empleará inicialmente una cuantía mínima de 0.25%, equivalente al armado de doble malla de acero de $\phi 3/8"@0.20\text{m}$. Adicionalmente, se considerará 4 barras de $\phi 5/8"$ en la intersección de los 2 tramos de la placa. Se construye el diagrama de interacción y se ubican por las combinaciones de carga (Mu, Pu).

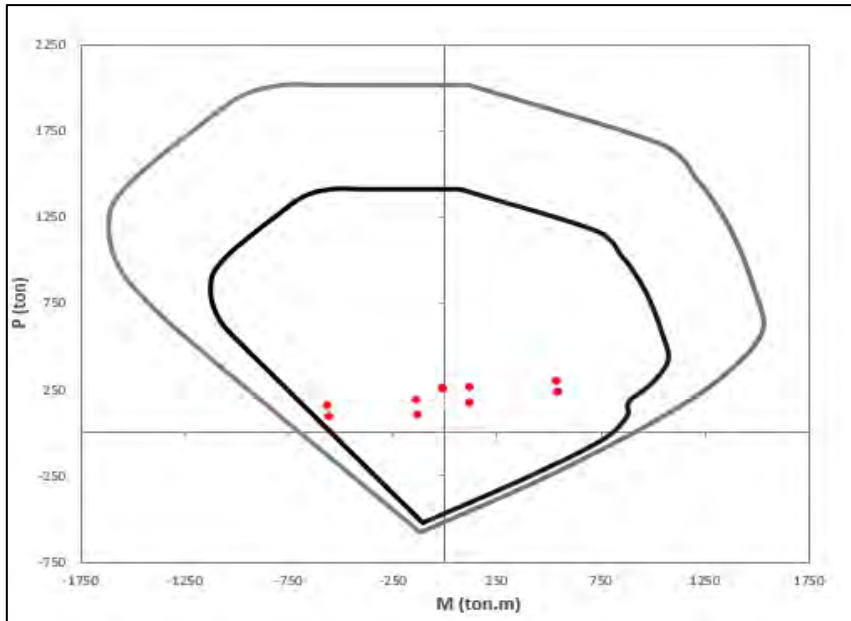


Figura 10.3.1 Diagrama de interacción de la placa PL-07 en el eje "X".

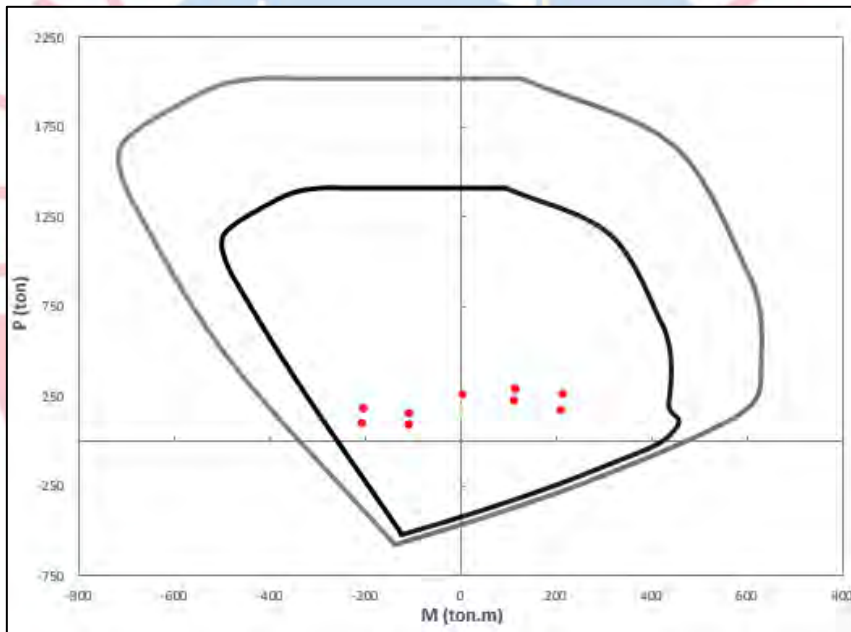


Figura 10.3.2 Diagrama de interacción de la placa PL-07 en el eje "Y".

De las figuras anteriores se observa que, para el arreglo propuesto, las combinaciones máximas se ubican dentro de los diagramas de interacción. Por lo tanto, se verifica el diseño por flexocompresión de la placa.

Elementos de borde

Se calcula para cada dirección la profundidad del eje neutro límite, según lo indicado en la sección 10.2.2. A continuación, se muestra los resultados:

Tabla 10.3.3 Cálculo de la profundidad del eje neutro límite lím.

Dirección	l _m (cm)	h _m (m)	δu (m)	δu/h _m ≥ 0.005	c lím (cm)
X	315	17.7	0.086616	0.0049	105.0
Y	175		0.063018	0.0036	58.3

Posteriormente se calcula la profundidad del eje neutro en función de los diagramas de momento-curvatura considerando a la carga axial P_u máxima obtenida para cada dirección. Se obtuvieron los siguientes diagramas de momento-curvatura:

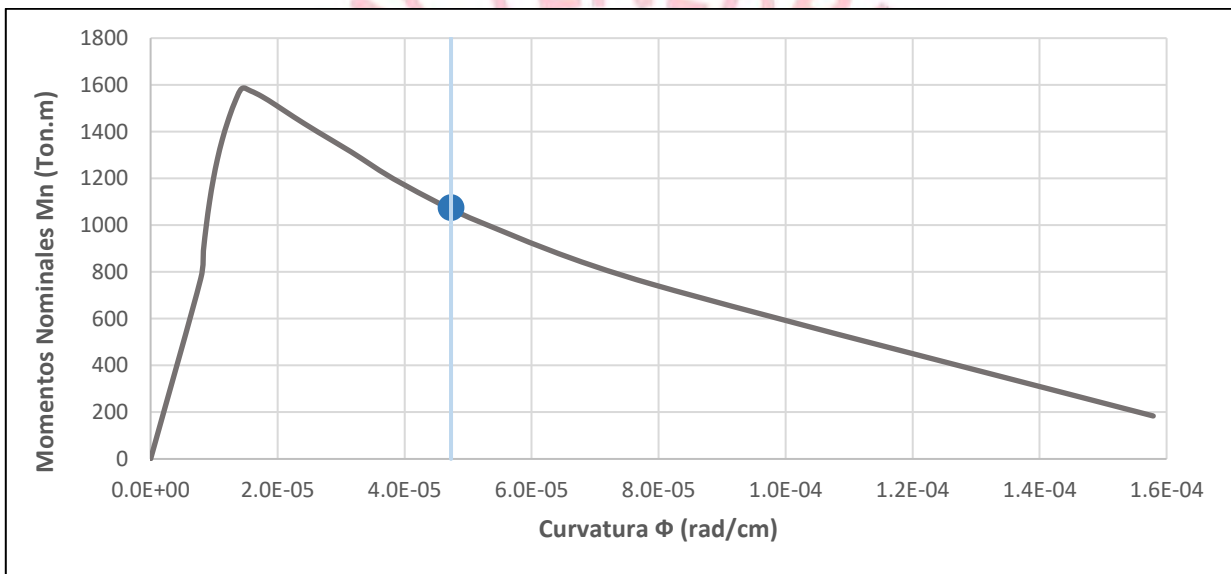


Figura 10.3.3 Diagrama Momento-curvatura para la placa PL-07 en la dirección "X".

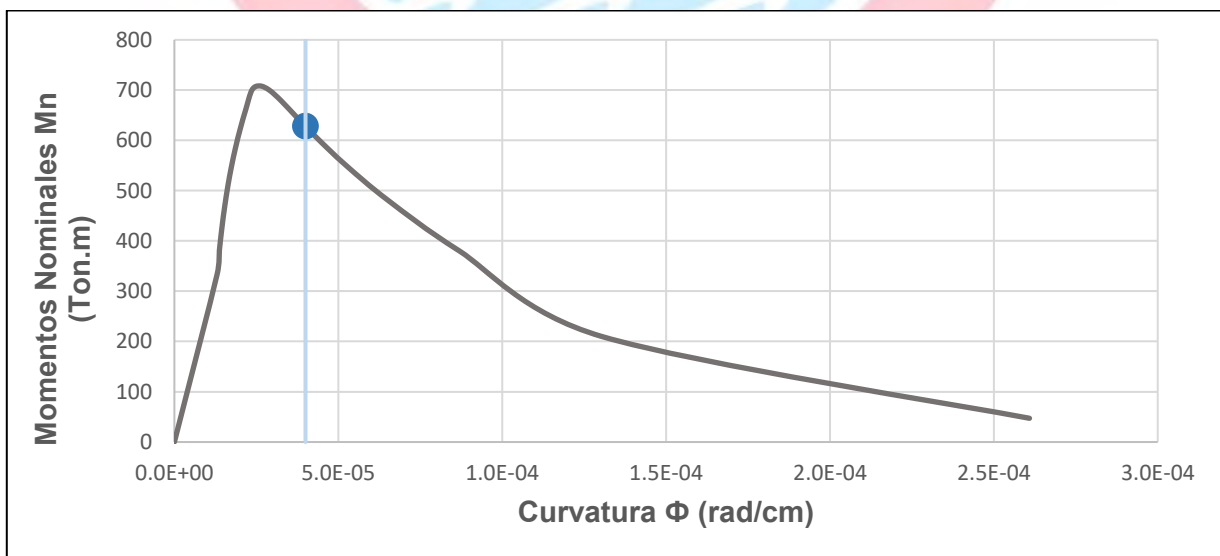


Figura 10.3.4 Diagrama Momento-curvatura para la placa PL-07 en la dirección "Y".

De los diagramas momento-curvatura se obtuvo los siguientes valores para la profundidad del eje neutro “c”:

Tabla 10.3.4 Cálculo de la profundidad del eje neutro “c”.

Dirección	Pu (Ton)	Mn (Ton.m)	ϕ (rad/cm)	c (cm)
X	155.77	1075.6	0.000047	63.8
Y	261.38	628.1	0.000040	75.0

Comparando los resultados obtenidos de “c” y “clím” se observa que para la dirección “Y”, la placa PL-07 necesita confinamiento. Por tanto, se calcula la dimensión para el confinamiento del núcleo. Empleando las expresiones indicadas en 10.2.2 se obtuvo los siguientes resultados:

$$L. \text{ Confinamiento} = c - 0.1 \times L_m = 75 - 0.1 \times 175 = 57.50 \text{ cm}$$

$$L. \text{ Confinamiento} = \frac{75}{2} = 35.00 \text{ cm}$$

Por lo tanto, es adecuado la longitud de confinamiento asumida de 60cm en el diseño por flexo compresión.

Diseño por cortante

Se calculará los cortantes de diseño por capacidad empleando la expresión indicada en la sección 10.2.2. Los momentos nominales se calculan en la intersección de los diagramas de interacción nominales con los valores de Pu constantes. Así, se obtiene los siguientes valores considerando los casos críticos en la dirección “X” para Pu=155.77Ton y en la dirección “Y” para Pu=261.38 Ton.

Tabla 10.3.3 Fuerzas cortantes por capacidad (Ton) de la placa PL-07.

Dirección	Pu (Ton)	Vua (Ton)	Mua (Ton.m)	Mn (Ton)	Mn/Mua ≤ R	Vu (Ton)
X	155.77	66.71	567.16	1130.28	1.99	132.94
Y	261.38	45.6114	213.20	533.02	2.50	114.03

Se calcula el cortante máximo (Vu máx) mediante la expresión presentada en la sección 10.2.2:

$$Vu \leq 2.21 \times \sqrt{f'_c} \times L_w \times t$$

Tabla 10.3.4 Fuerzas cortantes máximas (Ton) para la placa PL-07.

Dirección	Lw (cm)	tw(cm)	Vu máx (Ton)
X	315	25	252
Y	175	25	140

De las tablas anteriores se observa que los las fuerzas cortantes de diseño obtenidas por capacidad (Vu) son menores que las fuerzas cortantes límites (Vu máx) exigidas por la norma E.060. Por otro lado, se calcula el aporte a la resistencia por corte del concreto y del refuerzo de acero mediante las expresiones presentadas en la sección 5.2:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times L_w \times t$$

A continuación, se presenta los valores obtenidos:

Tabla 10.3.5 Resistencia de diseño por cortante del concreto en la placa PL-07.

DIRECCIÓN	Lw (cm)	tw (cm)	ΦV_c (Ton)
X-X	315	25	51.4
Y-Y	175	25	28.6

Se observa que, para ambas direcciones, $V_u > \phi V_c$. Se calcula, la fuerza cortante que deberá resistir los estribos horizontales, la cuantía horizontal y vertical según las expresiones presentadas en la sección 5.2 y 10.2.2:

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

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y} \geq 0.25\%$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.25\%$$

A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 10.3.6 Cuantías horizontal y vertical en el alma del muro PL-07.

DIRECCIÓN	V_s (Ton)	ρ_h	ρ_v
X-X	95.9	0.29%	0.25%
Y-Y	100.6	0.55%	0.25%

De la tabla anterior se observa que la cuantía vertical empleada inicialmente (0.25%) con barras de $\phi 3/8'' @ .20$ es adecuada. Para la cuantía horizontal se optará por emplear 0.55% con barras de $\phi 1/2'' @ .20$.

En el siguiente esquema se muestra el diseño final de la placa PL-07.

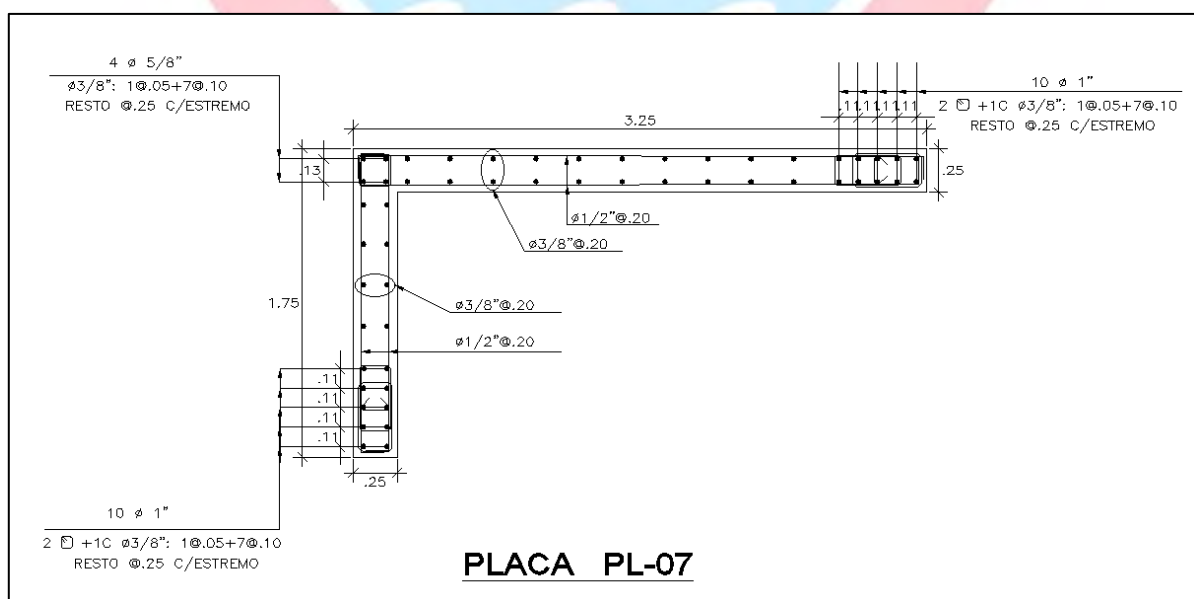


Figura 10.3.5 Diseño final de la placa PL-07.

CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son elementos estructurales que transmiten las cargas recibidas de las columnas y placas hacia el terreno. El diseño está orientado a que los esfuerzos generados por la transmisión de estas cargas, no sobrepasen los límites de resistencia del suelo. De esta manera, se busca garantizar que no se produzcan asentamientos perceptibles que generen esfuerzos adicionales en los elementos estructurales.

Existen dos tipos de cimentaciones: superficiales y profundas. El tipo de cimentación a escoger depende del tipo de suelo sobre el cual se apoyará la estructura. Para suelos con adecuada capacidad portante en los estratos superiores, podrá emplearse cimentaciones superficiales mientras que, para suelos con baja capacidad portante en los estratos superiores, deberá emplearse cimentaciones profundas mediante el uso de pilotes o micropilotes hasta alcanzar estratos de mejor capacidad.

Para el caso de la edificación de la presente tesis, se empleará cimentaciones superficiales dado que el suelo en los estratos superiores tiene una buena capacidad portante (4kg/cm^2). Así, será suficiente emplear cimentaciones superficiales tales como zapatas aisladas, zapatas combinadas y/o zapatas conectadas.

11.1 Análisis estructural

La norma E.060 en su artículo 15.2.2 indica que el dimensionamiento del área de la base de las zapatas debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no amplificados (en servicio). Además, la norma E.060 en su artículo 15.2.5 indica que, para considerar el efecto de las cargas sísmicas en el dimensionamiento de las zapatas, solo deberá tomarse en cuenta el 80% de las magnitudes de estas y un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo (Artículo 15.2.4).

Sin embargo, para el diseño de zapatas deberá considerarse las cargas amplificadas que actúan en ellas. Para determinar la presión última de diseño en las zapatas " σ_u ", se amplificará directamente la presión máxima obtenida en el dimensionamiento con las cargas de servicio mediante coeficientes intermedios según las cargas empleadas: para esfuerzos obtenidos por cargas de gravedad, se empleará el factor de 1.6 y para esfuerzos obtenidos empleando cargas sísmicas, el factor de 1.25.

Finalmente, para el cálculo de las fuerzas y momentos últimos de diseño se considerará un modelo simplificado en el que la zapata se comporta de las siguientes maneras:

- Como una losa en dos direcciones (punzonamiento).
- Como un conjunto de vigas empotradas en las caras de los elementos verticales (diseño por cortante y flexión).

11.2 Consideraciones adicionales para el diseño de cimentaciones

11.2.1 Hipótesis básicas

Para el diseño, se asume las siguientes hipótesis:

- La cimentación es rígida.
- El suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante.

Estas suposiciones conllevan a suponer que la distribución de la reacción del suelo sea lineal. Debido a que el suelo no admite tracciones, estos esfuerzos generados deberán de ser de

compresión.

11.2.2 Dimensionamiento por presión admisible

Se realiza un dimensionamiento inicial considerando que el esfuerzo generado por las cargas de servicio no exceda la presión admisible del suelo. Por lo general se considera que el peso propio (PP) de la zapata es un porcentaje de la carga de servicio, carga muerta (P_{cm}) y carga viva (P_{cv}), y un 90% la presión admisible del suelo (σ_{adm}) dado que no se toma en cuenta los momentos.

$$\text{Área req.} = \frac{(1 + \%PP) \cdot (P_{CM} + P_{CV})}{0.9 \sigma_{adm}}$$

Las variaciones del porcentaje de peso propio de la zapata dependen del tipo de terreno. Si el terreno es rígido, se considerará que las cargas en servicio se amplifican 5%, mientras que, si el terreno es blando, se amplificará 10%.

Estimada el área requerida, se propone dimensiones “B” y “L” de la zapata. Seguidamente, se verifica que los esfuerzos debidos a la interacción de fuerza axial y momentos flectores, sean menores a la presión admisible del suelo y mayores que cero. Como se mencionó en la sección anterior, se considerará un incremento del 30% en el valor de la presión admisible en caso en el que se incluyan los efectos de sismo.

Los esfuerzos máximos y mínimos se generarán en las esquinas de la zapata y serán calculados mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6 \sum M_{yy}}{BL^2} \pm \frac{6 \sum M_{xx}}{LB^2}$$

En el siguiente esquema se muestra los esfuerzos generados por las cargas axiales y momentos en cada dirección:

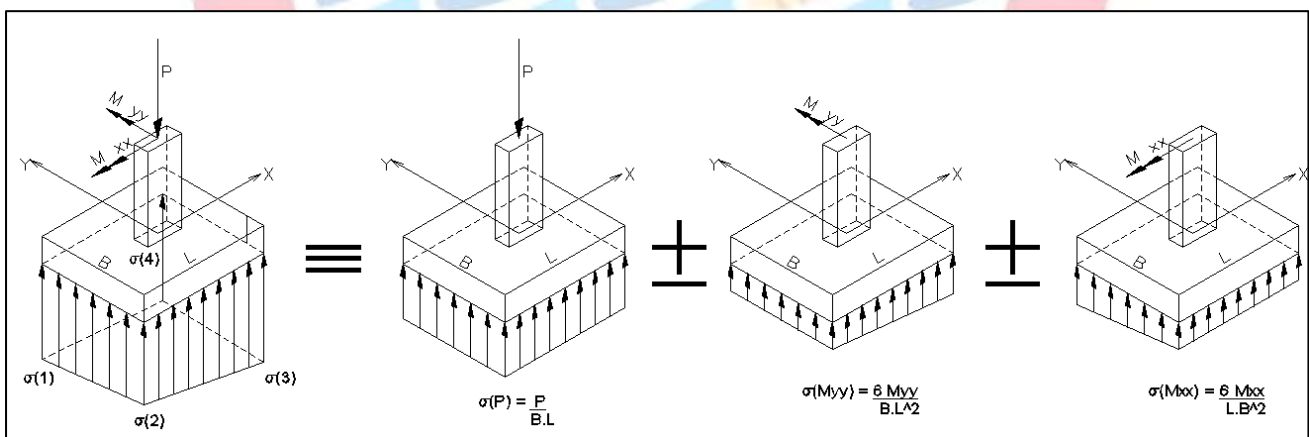


Figura 11.2.2.1 Esfuerzos generados en la zapata debido a las cargas axial y momentos flectores.

Si el esfuerzo máximo $\sigma_{m\acute{a}x}$, obtenido de estas combinaciones, excede al esfuerzo admisible del suelo σ_{adm} , se deberá aumentar las dimensiones de la zapata hasta verificar que el esfuerzo máximo sea menor al admisible del suelo.

Por otro lado, si los esfuerzos mínimos obtenidos son menores que cero, será necesario redistribuir los esfuerzos en la dirección correspondiente mediante una distribución triangular o una distribución constante propuesta por Meyerhof. En esta última forma de distribuir los esfuerzos, se asume un área de zapata efectiva, tal como se aprecia en el siguiente esquema:

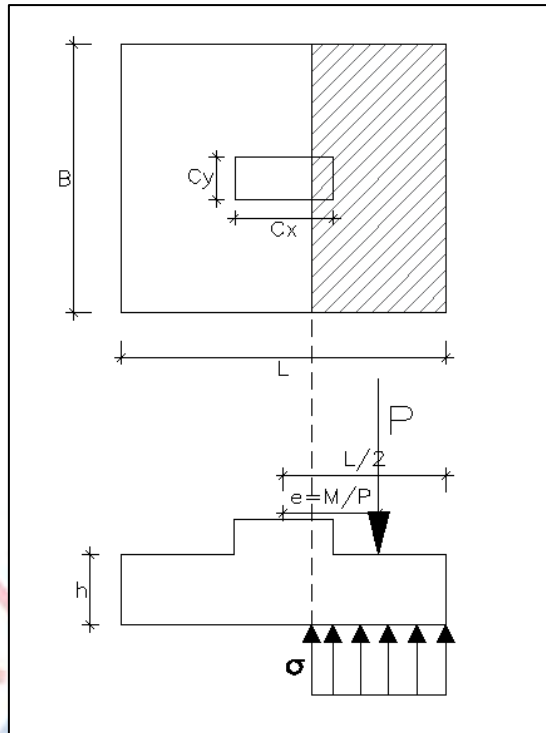


Figura 11.2.2.2 Distribución de esfuerzos por Meyerhof.

Del esquema anterior se deduce que el esfuerzo por distribución constante será:

$$\sigma = \frac{P}{2(0.5L - e) \cdot B}$$

Donde “e” es la excentricidad producida por el momento “M”.

11.2.3 Esfuerzo último del suelo (σ_u)

Para calcular las fuerzas de diseño últimas, se deberá amplificar el valor del esfuerzo máximo obtenido en el dimensionamiento de la zapata. Se puede amplificar directamente este esfuerzo obtenidas con cargas de servicio usando un coeficiente intermedio aproximado: 1.6 para esfuerzos calculados sin considerar sismo y 1.25 considerando sismo.

11.2.4 Verificación de corte por punzonamiento

Para la verificación de corte por punzonamiento en zapatas, se considera que la fuerza cortante actúa sobre una losa en dos direcciones. La superficie crítica, para esta verificación, es aquella que encierra el perímetro de la zapata ubicada a una distancia “d/2” desde la cara de los elementos verticales. A continuación, se muestra un esquema de la sección crítica a emplear para la verificación de corte por punzonamiento:

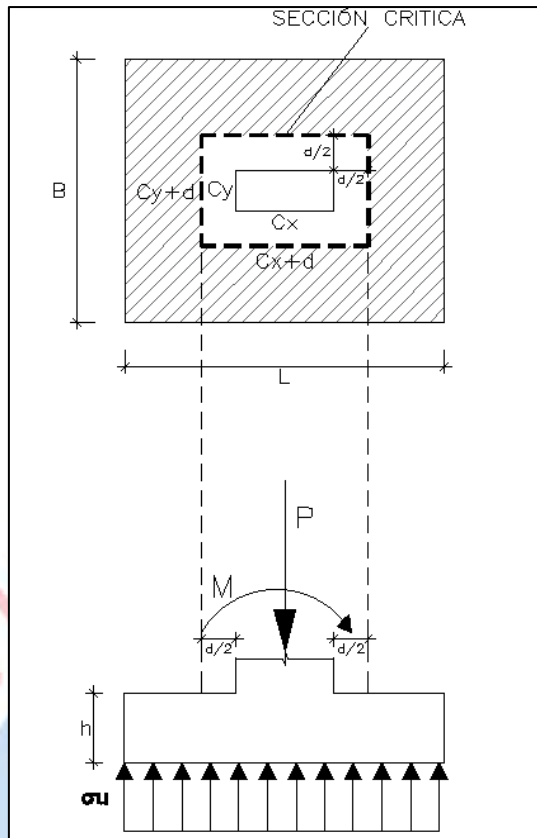


Figura 11.2.4.1 Sección crítica para verificación de corte por punzonamiento.

La fuerza cortante de diseño por punzonamiento V_u , se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Donde A_{total} es el área total de la zapata y A_o es el área encerrada por la superficie crítica. La verificación del corte por punzonamiento se realiza asumiendo un peralte efectivo “d” de la zapata de tal manera que la resistencia de diseño del concreto sea mayor o igual a la fuerza cortante que se producen en la sección crítica. La norma E.060 en su artículo 11.12.2 indica que para el cálculo de la resistencia de diseño de corte por punzonamiento del concreto deberá escogerse como el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- $\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

Dónde: β es la relación del lado largo al lado corto de la columna.

- $\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

Dónde: α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

- $\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

b_o es el perímetro de la sección crítica y se calcula mediante: $b_o = 2(C_x + C_y + 2d)$

Finalmente, deberá verificarse el diseño por resistencia para cortante ($\phi V_c > V_u$), de no cumplirse, será necesario aumentar el peralte de la zapata.

11.2.5 Verificación de corte por flexión

Para la verificación de corte por flexión, se considera que la zapata tiene un comportamiento de viga ancha empotrada en la cara del elemento vertical. La superficie crítica para la verificación por cortante, es aquella sección transversal ubicada a una distancia "d" de la cara del elemento vertical. A continuación, se muestra un esquema de la sección crítica a emplear para la verificación de corte por flexión:

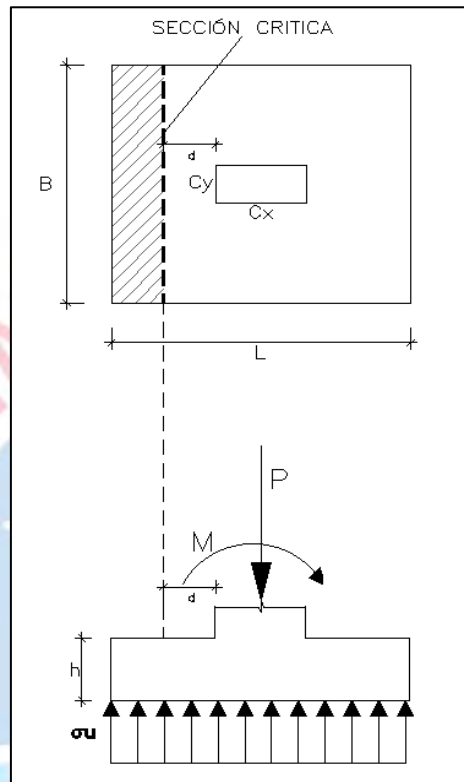


Figura 11.2.5.1 Sección crítica para verificación de corte por flexión.

La fuerza cortante de diseño V_u por metro lineal (Ton/m), se calcula para cada dirección mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Para la dirección X: } V_u = \sigma_u \left(\frac{L}{2} - \frac{C_x}{2} - d \right)$$

$$\text{Para la dirección Y: } V_u = \sigma_u \left(\frac{B}{2} - \frac{C_y}{2} - d \right)$$

La resistencia de diseño por cortante del concreto ϕV_c por metro lineal (Ton/m), se calcula para cada dirección según las expresiones presentadas en la sección 5.2:

$$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) \cdot d$$

Finalmente, deberá verificarse el diseño por resistencia para cortante ($\phi V_c > V_u$), caso contrario, será necesario aumentar el peralte de la zapata.

11.2.6 Diseño por flexión

De forma análoga al caso de verificación de corte por flexión, para el diseño por flexión se asume que la zapata tiene un comportamiento de viga con volados empotrados en las caras de los

elementos verticales. La superficie crítica para el diseño, es aquella sección transversal ubicada en la cara de los elementos verticales.

A continuación, se muestra un esquema de la sección crítica a emplear para el diseño por flexión:

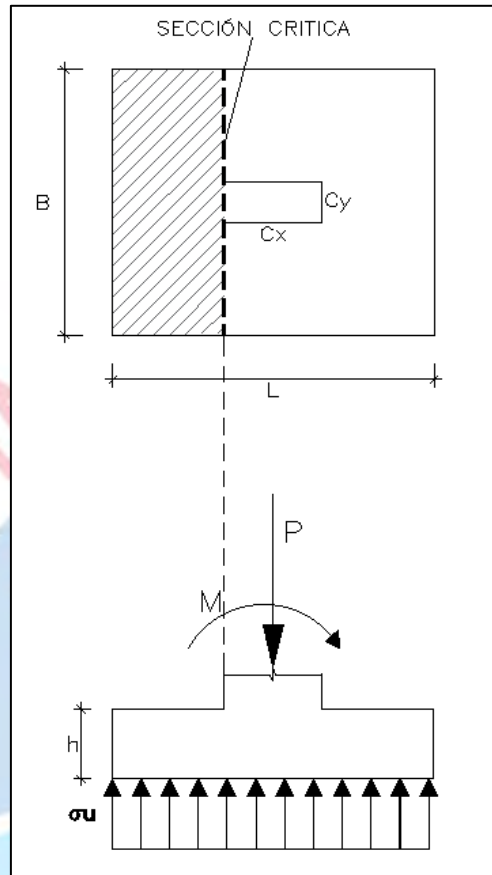


Figura 11.2.6.1 Sección crítica para el diseño por flexión.

El momento flector de diseño M_u para un metro lineal (Ton.m /m), se calcula en cada dirección mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Para la dirección X: } M_{uxx} = \frac{\sigma_u}{2} \left(\frac{L}{2} - \frac{C_x}{2} \right)^2$$

$$\text{Para la dirección Y: } M_{uyy} = \frac{\sigma_u}{2} \left(\frac{B}{2} - \frac{C_y}{2} \right)^2$$

La norma E.060 en su artículo 9.7 indica que la cuantía mínima para el refuerzo en zapatas es de 0.0018. Teniendo en cuenta el acero mínimo permitido por la norma, se calcula el área de acero requerido por flexión por metro lineal. Para ello, primero se calculará la profundidad del bloque de compresiones en la zapata y posteriormente el área de acero de refuerzo, según las expresiones planteadas en la sección 5.1:

$$\text{Para la dirección "X": } \phi \cdot (0.85f'_c) \cdot a \cdot B \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq M_u \rightarrow a$$

$$\text{Para la dirección "Y": } \phi \cdot (0.85f'_c) \cdot a \cdot L \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq M_u \rightarrow a$$

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

Finalmente, se calcula el espaciamiento de las barras de refuerzo mediante la siguiente expresión:

$$s = \frac{A_s \text{ (barra)}}{A_s}$$

La separación máxima del refuerzo no debe de exceder de 3h ni de 40 cm.

11.3 Ejemplo de diseño de zapata aislada

Las zapatas aisladas son generalmente empleadas cuando las cargas de los elementos verticales, actúan sobre el centro de gravedad de la zapata y los momentos no son muy elevados. A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la zapata que soporta las cargas provenientes de la C-09. Las dimensiones de la columna son:

$$L_{xx} = 0.70\text{m} \quad B_{yy} = 0.30\text{m}$$

Del análisis estructural, se obtuvo las siguientes cargas en condición de servicio en la base de la zapata (se toma el 80% de las cargas por sismo):

Tabla 11.3.1 Cargas en servicio que actúan sobre la columna C-09.

TIPO DE CARGA	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
	P(Ton)	M (Ton.m)	P(Ton)	M (Ton.m)
CM	121.47	1.84	121.47	0.77
CV	20.57	0.34	20.57	0.15
S	10.83	4.99	24.79	2.34
CM+ CV	142.03	2.18	142.03	0.93

Las cargas por sismo que la tabla anterior corresponden a cargas por sismo reducidas al 80%.

Dimensionamiento por presión admisible

Se calcula el área requerida asumiendo un aumento del peso propio de 5%, dado que el suelo sobre el cual se apoyará posee una adecuada resistencia (40 ton/m²). Asimismo, se empleará una reducción del esfuerzo admisible del suelo debido a que no se considera momentos.

$$A_{req} = \frac{1.05 \times (142.03)}{0.9 \times (40)} = 4.37 \text{ m}^2$$

Asumiendo que la zapata tendrá volados constantes de 0.80cm en ambas direcciones, las dimensiones iniciales de la zapata serán de 2.30x1.90 m con un área de 4.37 m². Se verifica que los esfuerzos que generará la interacción de las cargas, no sobrepasen la capacidad portante del suelo. Se verificará los esfuerzos que generen los siguientes tres casos de carga:

- CARGAS DE GRAVEDAD: CM + CV
- CARGAS DE GRAVEDAD + SISMO XX: CM + CV + 0.8CS_{xx}
- CARGAS DE GRAVEDAD + SISMO YY: CM + CV + 0.8CS_{yy}

Para los casos en que se consideran los efectos de sismo, la presión admisible será 52 Ton/m².

A continuación, se muestra los esfuerzos producidos por la combinación de cargas:

Tabla 11.3.2 Esfuerzos generados por las cargas en servicio en la zapata a diseñar.

Esfuerzos	CM+ CV (Ton/m ²)	CM+CV+0.8Sxx (Ton/m ²)	CM+CV+0.8Syy (Ton/m ²)
σ_P	34.13	36.73	40.08
σ_{Mxx}	1.30	4.28	1.30
σ_{Myy}	0.67	0.67	2.36
$\sigma_1 = \sigma_P + \sigma_{Mxx} + \sigma_{Myy}$	36.10	41.68	43.74
$\sigma_2 = \sigma_P + \sigma_{Mxx} - \sigma_{Myy}$	34.76	40.34	39.03
$\sigma_3 = \sigma_P - \sigma_{Mxx} + \sigma_{Myy}$	33.49	33.12	41.14
$\sigma_4 = \sigma_P - \sigma_{Mxx} - \sigma_{Myy}$	32.16	31.78	36.42
$\sigma_{\text{máx}}$	36.10	41.68	43.74

De la tabla anterior, se observa que los esfuerzos generados son positivos y los esfuerzos máximos son menores que la capacidad portante del suelo. Por lo tanto, las dimensiones de la zapata son adecuadas para transmitir las cargas de la columna C-09 al suelo.

Esfuerzo último de diseño (σ_u)

Para determinar el esfuerzo último de diseño σ_u que el suelo generará en la zapata, se amplificará los esfuerzos máximos obtenidos, en el dimensionamiento de la zapata, por factores promedios según las cargas que prevalecen. Para esfuerzos calculados sin considerar sismo, se empleará un factor de 1.6 y para los casos en los que se considera sismo, 1.25.

Tabla 11.3.3 Esfuerzos últimos de diseño que actuarán sobre la zapata a diseñar.

Esfuerzos	CM+ CV (Ton/m ²)	CM+CV+0.8Sxx (Ton/m ²)	CM+CV+0.8Syy (Ton/m ²)
$\sigma_{\text{máx}}$	36.10	41.68	43.74
σ_u	57.76	52.10	54.68

El esfuerzo último de diseño será 57.76 Ton/m² (caso de cargas por gravedad).

Verificación de corte por punzonamiento

Se asume un peralte de la zapata de d=50cm y se verifica que la resistencia de diseño por corte del concreto sea mayor que la fuerza cortante generada por el esfuerzo último de diseño:

$$A_o = (0.70 + 0.50) \times (0.30 + 0.50) = 0.96 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 2.30 \times 1.90 = 4.37 \text{ m}^2$$

$$V_u = 57.76 \times (4.37 - 0.96) = 197 \text{ Ton}$$

Se calcula el perímetro de la sección crítica por punzonamiento:

$$b_o = 2 \times (0.70 + 0.30 + 2 \times 0.50) = 4 \text{ m}$$

Se calcula la resistencia de diseño por corte del concreto y se toma el menor valor de las siguientes expresiones:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + 2 \times \frac{0.3}{0.7}\right) \times \sqrt{210} \times 10 \times 4 \times 0.50 = 242.5 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left(40 \times \frac{0.5}{4} + 2\right) \times \sqrt{210} \times 10 \times 4 \times 0.5 = 465.6 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 10 \times 4 \times 0.5 = 261.1 \text{ Ton}$$

El menor valor obtenido de las resistencias de diseño por corte del concreto es de 242.5 Ton. Por lo tanto, se verifica que el peralte de 0.50m es el adecuado para que el concreto resista la fuerza cortante por punzonamiento en la zapata.

Verificación de corte por flexión

Considerando el peralte de 0.50m empleado en la verificación de corte por punzonamiento, se realiza la verificación de corte por flexión. Dado que a zapata tiene volados iguales en todos sus lados, las fuerzas de cortante últimas de diseño será iguales:

Se calcula la fuerza cortante de diseño V_u para 1m:

$$V_{uxx} = V_{uyy} = 57.76 \times \left(\frac{2.3}{2} - \frac{0.7}{2} - 0.5\right) \times 1 = 17.3 \text{ ton}$$

Se calcula para 1m la resistencia de diseño por corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times (0.53\sqrt{210}) \times 10 \times 1 \times 0.50 = 32.6 \text{ Ton}$$

Por tanto, el peralte de 0.50m es adecuado para que el concreto resista por sí solo las fuerzas cortantes de diseño.

Diseño por flexión

Dado que a zapata tiene volados iguales en todos sus lados, los momentos de últimos de diseño será iguales. Se calcula el momento de diseño último para 1m de ancho:

$$M_{uxx} = M_{uyy} = \frac{57.76}{2} \left(\frac{2.3}{2} - \frac{0.7}{2}\right)^2 \times 1 = 18.5 \text{ Ton.m}$$

Considerando el acero mínimo, se calculará el acero requerido por flexión en la zapata según las expresiones descritas en la sección 11.2.6:

Tabla 11.3.4 Cálculo del refuerzo por flexión.

Mu (Ton)	a (cm)	As (cm2)	As inst (cm2)
18.48	2.35	9.99	$\phi 5/8" @ .20$ 10.00

En el siguiente esquema se muestra el diseño final de la zapata que soporta las cargas de la columna C-09:

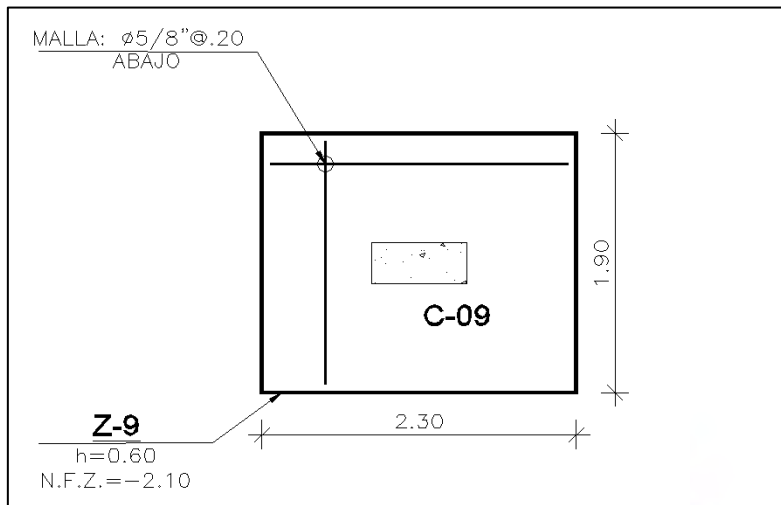


Figura 11.3.1 Diseño final de la zapata aislada Z-9.

11.4 Ejemplo de diseño de zapata conectada

Las zapatas conectadas están conformadas por dos zapatas aisladas en la cual una es excéntrica y la otra céntrica. Se emplea una viga de cimentación rígida que conecta ambas zapatas y controla la rotación de la zapata excéntrica. A manera de ejemplo, se realizará el diseño de las zapatas conectadas que soportarán las cargas de la placa PL-11 y la columna C-10.

La metodología a emplear para el dimensionamiento de las zapatas conectadas será la siguiente:

- Se asumirá el modelo de una viga simplemente apoyada en los centros de las zapatas conectadas. Las cargas provenientes de los elementos verticales serán aplicadas directamente a la viga. A continuación, se muestra un esquema del modelo a emplear:

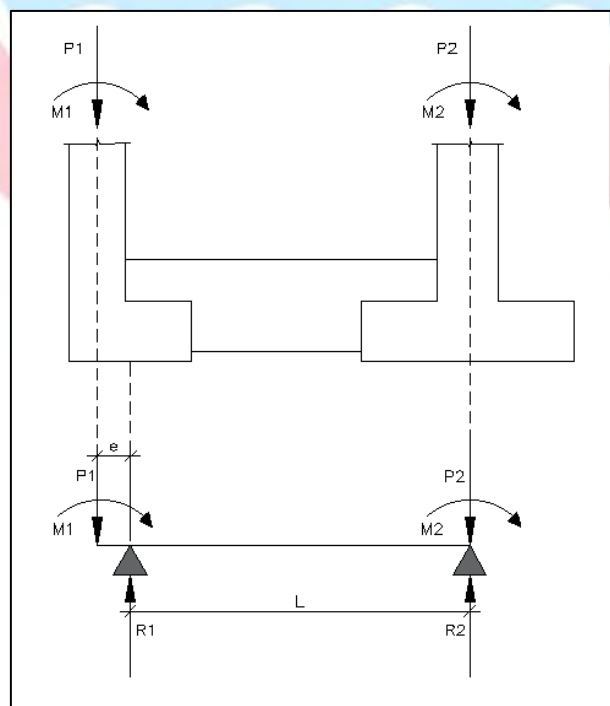


Figura 11.4.1 Modelo de viga simplemente apoyada en las bases de las zapatas.

- Para cargas en servicio se dimensiona inicialmente la zapata exterior como una zapata aislada.
- Del modelo de la viga simplemente apoyada y considerando las cargas en servicio, se calculan las reacciones R1 y R2 aplicando equilibrio:

$$R1 = P1 + \frac{1}{L}(P1 \cdot e - (M1 + M2))$$

$$R2 = P1 + P2 - R1$$

- Con el valor de la reacción R1 se verifica los esfuerzos en la zapata exterior y con el valor de la reacción R2 se dimensiona y verifica los esfuerzos en la zapata interior.
- Finalmente se calcula los esfuerzos generados por las cargas en servicio incluyendo cargas sísmicas reducidas al 80%. Para ello, se calcula previamente las reacciones en los apoyos R1 y R2.
- Se determinan los esfuerzos últimos de diseño con los que se diseñarán las zapatas.
- Para el diseño por flexión de la viga de cimentación se calcula el diagrama de momento flector que generan la aplicación de los esfuerzos últimos de las zapatas.

Del análisis estructural, se obtiene las siguientes cargas que actúan en condición de servicio para la placa PL-11 y la columna C-10:

Tabla 11.4.1 Cargas en servicio que actúan sobre la placa PL-11 y la columna C-10.

TIPO DE CARGA	CARGAS PL-11			CARGAS C-10		
	P(Ton)	Mxx (Ton.m)	Myy (Ton.m)	P(Ton)	Mxx (Ton.m)	Myy (Ton.m)
CM	88.68	4.28	5.44	102.02	0.01	0.81
CV	15.73	0.90	0.66	21.48	0.00	0.14
S	47.94	79.14	12.08	14.90	0.07	4.89
CM + CV	104.42	5.18	6.10	123.50	0.01	0.95

Dimensionamiento por presión admisible

Se calcula el área requerida para la zapata exterior asumiendo un aumento del 20% de su peso, debido a la excentricidad que posee. Asimismo, se empleará una reducción del esfuerzo admisible del suelo debido a que no se considera momentos.

$$A_{req} = \frac{1.2 \times (104.42)}{0.9 \times (40)} = 3.48 \text{ m}^2$$

La zapata exterior tendrá las dimensiones de 1.20 x 4.50 m.

Se calcula la excentricidad de la carga para la zapata exterior:

$$e = \frac{1.20 - 0.50}{2} = 0.35 \text{ m}$$

Del equilibrio, se determinan las reacciones en las zapatas:

$$R1 = 104.42 + \frac{1}{3.34}(104.42 \times 0.35 - (6.1 + 0.85)) = 113.3 \text{ Ton}$$

$$R2 = 104.42 + 123.5 - 113.3 = 114.7 \text{ Ton}$$

Se verifica los esfuerzos generados por la reacción R1 y los momentos Myy en la zapata exterior:

$$\sigma = \frac{R1}{BL} \pm \frac{6Myy}{BL^2} = \frac{1.2 \times 113.3}{4.5 \times 1.2} \pm \frac{6(6.1 + 0.85)}{4.5 \times 1.2^2}$$

$$\sigma_{\max} = 26.45 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}, \quad \sigma_{\min} = 23.89 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Se dimensiona la zapata interior con R2:

$$A_{\text{req}} = \frac{1.05 \times (114.7)}{0.9 \times (40)} = 3.34 \text{ m}^2$$

La zapata interior tendrá dimensiones de 2.1 x 1.8 m. Se verifica los esfuerzos generados por la reacción R2 y los momentos Myy de la zapata interior:

$$\sigma = \frac{R2}{BL} \pm \frac{6Myy}{BL^2} = \frac{1.05 \times 114.7}{1.8 \times 2.1} \pm \frac{6(6.1 + 0.85)}{1.8 \times 2.1^2}$$

$$\sigma_{\max} = 32.69 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}, \quad \sigma_{\min} = 31.02 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Se realiza la verificación de esfuerzos considerando la acción de cargas sísmicas y realizando el mismo proceso. La siguiente tabla muestra un resumen de los esfuerzos obtenidos:

Tabla 11.4.2 Esfuerzos generados por las cargas en servicio en la zapata exterior.

SOLICITACIONES	CM+ CV	CM+CV+Sxx	CM+CV-Sxx	CM+CV+Syy
R (Ton)	113.3	165.4	55.2	159.5
σ_P (Ton/m ²)	25.17	32.15	10.73	31.01
σ_{Myy} (Ton/m ²)	1.28	1.51	1.28	20.82
$\sigma_1 = \sigma_P + \sigma_{Myy}$ (Ton/m ²)	26.45	33.66	12.01	51.83
$\sigma_2 = \sigma_P - \sigma_{Myy}$ (Ton/m ²)	23.89	30.65	9.46	10.19
σ_{\max} (Ton/m ²)	26.45	33.66	12.01	51.83
σ_u (Ton/m ²)	42.31	42.07	15.02	64.79

Tabla 11.4.3 Esfuerzos generados por las cargas en servicio en la zapata interior.

SOLICITACIONES	CM+ CV	CM+CV+Sxx	CM+CV-Sxx	CM+CV+Syy
R (Ton)	114.7	125.4	109.9	125.9
σ_P (Ton/m ²)	31.85	34.84	30.52	34.98
σ_{Myy} (Ton/m ²)	0.84	0.01	0.01	0.07
$\sigma_1 = \sigma_P + \sigma_{Myy}$ (Ton/m ²)	32.69	34.84	30.53	35.04
$\sigma_2 = \sigma_P - \sigma_{Myy}$ (Ton/m ²)	31.02	34.83	30.51	34.91
σ_{\max} (Ton/m ²)	32.69	34.84	30.53	35.04
σ_u (Ton/m ²)	52.30	43.55	38.16	43.80

De las tablas anteriores se observa que los esfuerzos generados en las zapatas no sobrepasan la capacidad portante del suelo y son mayores que cero. Por tanto, las dimensiones para ambas zapatas son adecuadas. Los esfuerzos últimos a considerar para el diseño de las zapatas es 64.79 Ton/m² para la zapata exterior de 1.2 x 4.5 m y 52.3 Ton/m² para la zapata interior de 2.1 x 1.8 m.

Verificación de corte por punzonamiento

Se asume los peraltes de $d=0.80\text{m}$ y $d=0.40\text{m}$ para las zapatas exterior e interior respectivamente. Se verifica que la resistencia de diseño por corte del concreto sea mayor que la fuerza cortante generada por el esfuerzo ultimo de diseño. Se emplearán las expresiones descritas en la sección 11.2.4.

Para el cálculo de la fuerza cortante de diseño por punzonamiento:

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

Donde A_{total} es el área total de la zapata y A_o es el área encerrada por la superficie crítica. La resistencia de diseño de corte por punzonamiento del concreto deberá escogerse como el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- $\phi V_{c1} = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

Dónde: β es la relación del lado largo al lado corto de la columna.

- $\phi V_{c2} = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

Dónde: α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

- $\phi V_{c3} = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

b_o es el perímetro de la sección crítica.

A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 11.4.4 Verificación de corte por punzonamiento en las zapatas externa e interna.

Zapata	b_o (m)	A_o (m ²)	A_{total} (m ²)	V_u (Ton)	ϕV_{c1} (Ton)	ϕV_{c2} (Ton)	ϕV_{c3} (Ton)
Exterior	4.2	2.2	5.4	209.9	1074.9	356.4	438.7
Interior	3.3	0.7	3.8	163.7	300.6	499.8	172.3

De la tabla anterior se observa que los peraltes empleados son adecuados para que el concreto resista las fuerzas de corte por punzonamiento.

Verificación de corte por flexión

Considerando los peraltes empleados en la verificación de corte por punzonamiento, se realiza la verificación de corte por flexión. Se empleará las expresiones descritas en la sección 11.2.5. La fuerza cortante de diseño V_u por metro lineal (Ton/m), se calcula para cada dirección mediante las siguientes expresiones:

Para la dirección X: $V_u = \sigma_u \left(\frac{L}{2} - \frac{C_x}{2} - d\right)$

Para la dirección Y: $V_u = \sigma_u \left(\frac{B}{2} - \frac{C_y}{2} - d\right)$

La resistencia de diseño por cortante del concreto ϕV_c por metro lineal (Ton/m), se calcula para cada dirección según las expresiones presentadas en la sección 5.2.

$$\phi V_c = \phi(0.53\sqrt{f'_c}) \cdot d$$

A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 11.4.5 Verificación de corte por flexión en las zapatas externa e interna.

Zapata	Vu xx (Ton)	Vu yy (Ton)	ϕV_c (Ton)
Exterior	0.00	42.11	52.2
Interior	18.3	19.61	26.1

De la tabla anterior se observa que la resistencia por corte del concreto es mayor que la fuerza cortante de diseño. Por tanto, los peraltes de 0.80m y 0.50 para las zapatas externa e interna son adecuadas para que el concreto resista por sí solo las fuerzas cortantes de diseño.

Diseño por flexión

Se calcula el momento de diseño último para 1m de ancho según las expresiones vistas en la sección 11.2.6.

$$M_u = \frac{\sigma_u}{2} (\text{volado})^2$$

Considerando el acero mínimo para cada zapata, se calculará el acero requerido por flexión en cada zapata según las expresiones descritas en la sección 5.1:

$$\phi \cdot (0.85f'_c) \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq M_u \rightarrow a$$

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

$$s = \frac{A_s (\text{barra})}{A_s}$$

A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 11.4.6 Cálculo del refuerzo por flexión en zapata exterior.

Dirección	Mu (Ton.m)	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)	As inst (cm2)	
X-X	15.9	4.0	17.0	16.2	$\phi 3/4 @ .15$	18.9
Y-Y	68.1	5.5	23.4		$\phi 3/4 @ .10$	28.4

Tabla 11.4.7 Cálculo del refuerzo por flexión en zapata interior.

Dirección	Mu (Ton.m)	a (cm)	As (cm2)	As mín (cm2)	As inst (cm2)	
X-X	14.7	2.4	10.2	9.0	$\phi 3/4 @ .25$	11.36
Y-Y	15.7	2.2	9.1		$\phi 3/4 @ .25$	11.36

Diseño de viga de cimentación

Se calcula las fuerzas internas producidas por los esfuerzos últimos de diseño que actúan en las zapatas externa (64.8 Ton/m²) e interna (52.3 Ton/m²).

El modelo a considerar es el de una viga simplemente apoyada en los ejes de los elementos verticales sometida a las siguientes cargas:

$$w_{u1} = 64.8 \times 4.5 = 291.6 \text{ Ton.m}$$

$$w_{u2} = 52.3 \times 1.8 = 94.14 \text{ Ton. m}$$

A continuación, se muestra un esquema del modelo utilizado:

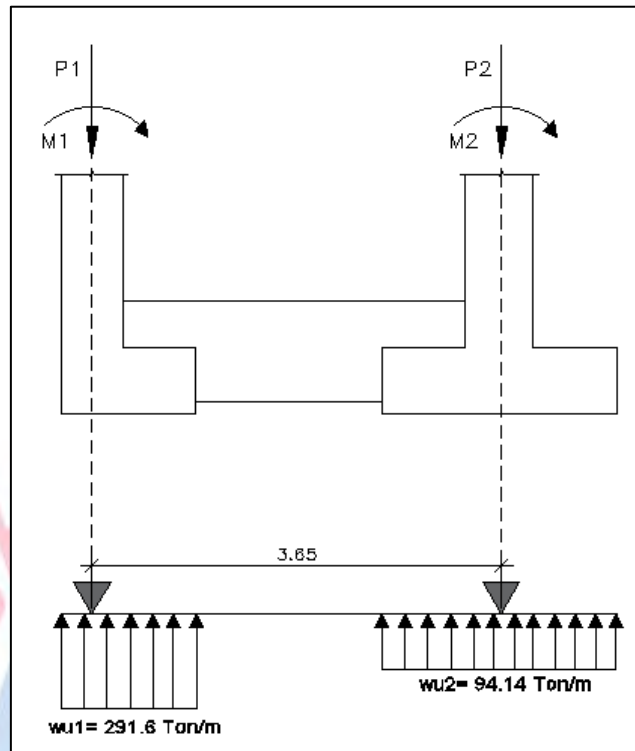


Figura 11.4.2 Modelo de viga simplemente apoyada en los elementos verticales.

Diseño por flexión

Del análisis estructural se obtuvo los siguientes momentos flectores calculados a la cara de los elementos verticales.

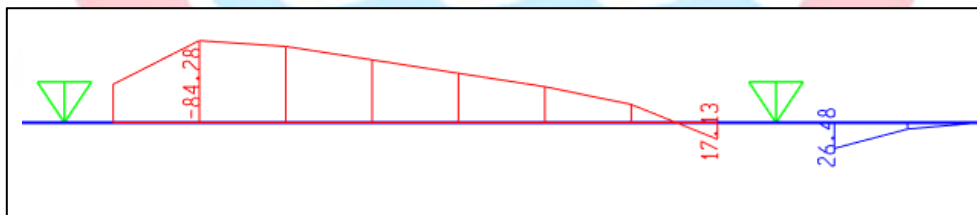


Figura 11.4.3 Diagrama de momentos flectores últimos (M_u) en la viga de cimentación.

Se asume una sección para la viga de 25x120 cm, siendo su peralte efectivo (d) igual a 110 cm. Con estas dimensiones se calcula los límites de acero máximo y mínimo:

$$A_{s\text{máx}} = 1.59\% \times 25 \times 110 = 45.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.24\% \times 25 \times 110 = 6.2 \text{ cm}^2$$

Con los valores máximos obtenidos en el análisis estructural (M_u) y considerando el acero mínimo y máximo permitidos, se calculará el acero requerido por flexión en la viga de cimentación según las expresiones descritas en la sección 5.1:

Tabla 11.4.8 Cálculo de refuerzo por flexión de la viga cimentación.

SECCIONES	Mu (Ton.m)	a (cm)	As (cm ²)	As inst (cm ²)
A	84.	20.31	21.58	5φ1"
B	-26.5	5.94	6.31	3φ1"

Se correrá 5 y 3 barras de Φ1" arriba y abajo, respectivamente. Adicionalmente, debido a que la viga es de gran peralte, se colocará 2 barras de Φ3/8" en cuatro capas distribuidas en toda el alma.

Diseño por cortante

Del análisis estructural se obtuvo las siguientes fuerzas cortantes calculados a la cara de los elementos verticales. Sin embargo, los cortantes de diseño últimos serán considerados a "d" de la cara de estos elementos.

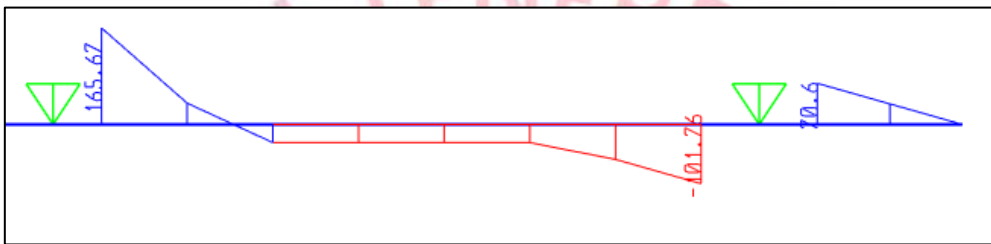


Figura 11.4.4 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (Vu) en la viga de cimentación.

Del gráfico anterior se tiene que los cortantes últimos de diseño a "d" de la cara son: 31.2 Ton y 49.8 Ton. Adicionalmente, se calcula los cortantes de diseño por capacidad (V Mn) empleando el modelo indicado en la figura 8.2.2.1.

Tabla 11.4.9 Fuerza cortante por capacidad para viga de cimentación.

Sentido Mn	Apoyo	As inst (cm ²)	Mn (Ton.m)	Ln (m)	Ws (Ton/m)	V Mn (Ton)
Antihorario	Izquierdo	5φ1"	111.20	3.65	0	50.0
	Derecho	3φ1"	71.35			-50.0

Comparando los cortantes obtenidos por capacidad y cargas últimas, se tiene que el cortante de diseño último es 53.2 Ton.

Se calcula la resistencia de diseño por corte del concreto (ϕV_c):

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times (25) \times (110) = 18.6 \text{ Ton}$$

Se observa que $V_u > \phi V_c$, por lo tanto, se requiere de estribos como refuerzo por corte. Se calcula, la fuerza cortante (V_s) que deberá resistir los estribos y su espaciamiento (s), según las expresiones presentadas en la sección 5.2:

$$V_s = \frac{50.0}{0.85} - 21.9 = 37 \text{ Ton}$$

$$s = \frac{1.42 \times 4200 \times 110}{37 \times 10^3} = 17.8 \text{ cm}$$

La norma E.060 en su artículo 11.5.5 limita la separación de los estribos en función del cortante que soportarán los estribos.

Esta disposición de la norma se indica mediante las siguientes expresiones:

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = 55 \text{ o } 60\text{cm} ; \text{ si } V_s \leq 1.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 110 = 43.8 \text{ Ton}$$

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{4} = 27.5 \text{ o } 30\text{cm} ; \text{ si } V_s > 1.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 49 = 43.8 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, se empleará estribos espaciados $\phi 3/8"$ @0.15.

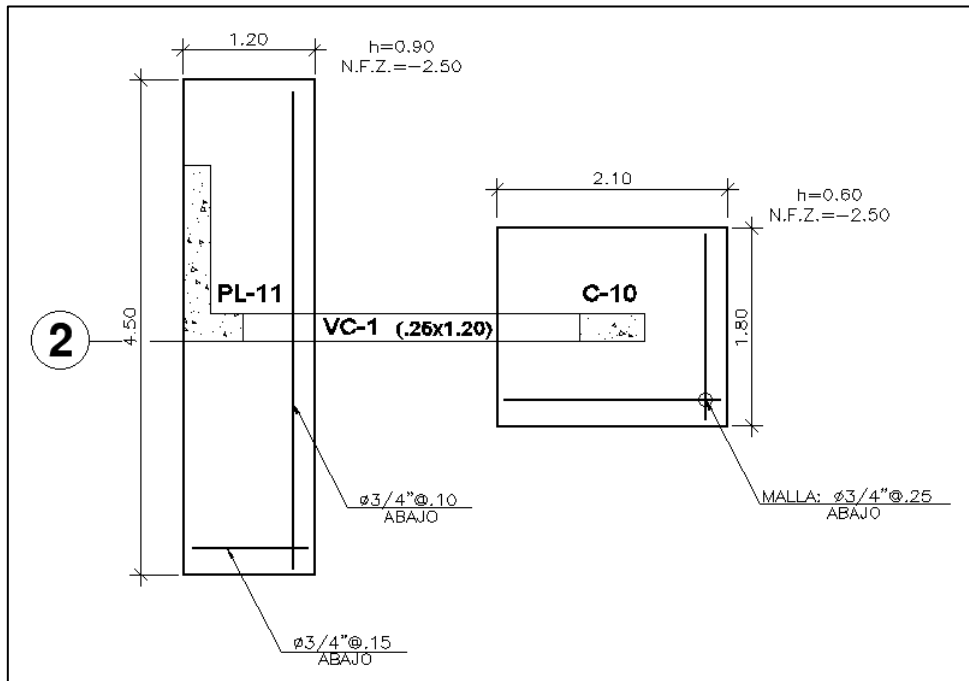


Figura 11.4.5 Diseño final de las zapatas conectadas.

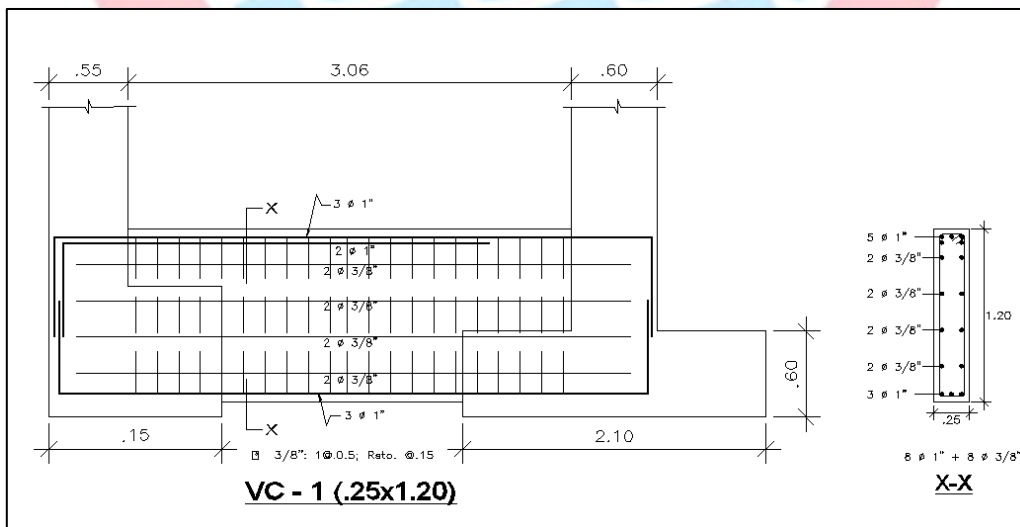


Figura 11.4.6 Diseño final de la viga de cimentación VC-01 (.30 x 1.20 m).

CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

12.1 Diseño de escaleras

A manera de ejemplo se diseñará el primer tramo de la escalera que fue metrada en la sección 3.7.

Análisis estructural

Debido a la relación de sus lados, las escaleras se modelan como losas macizas armadas en una dirección y asumiendo apoyos simples en vigas y losas. Las cargas principales que se consideran para el diseño de las escaleras son las cargas de gravedad. Así, la combinación de carga más crítica será $1.4CM + 1.7CV$.

Diseño por flexión

Del análisis estructural se obtuvo el siguiente diagrama de momentos flectores últimos en el primer tramo de la escalera típica:

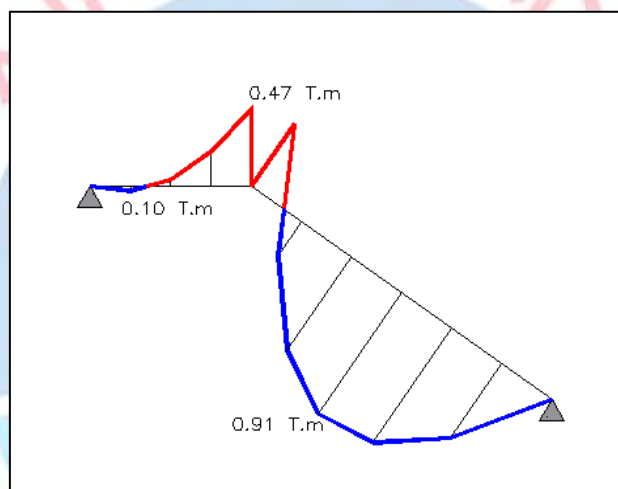


Figura 12.1.1 Diagrama de momento flectores últimos M_u (Ton.) en el primer tramo de la escalera típica.

Por lo general, el acero máximo por flexión no controla el diseño en losas macizas a diferencia del acero mínimo. Se calcula el acero mínimo por contracción y temperatura:

$$A_{smín} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo es equivalente a emplear una malla de $3/8" @ 25\text{cm}$. Con los momentos últimos de diseño y considerando el acero mínimo, se calcula el acero requerido, según las expresiones indicadas en la sección 5.1. A continuación se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 12.1.1 Cálculo del refuerzo por flexión en el tramo 1 de la escalera típica.

TRAMO	M_u (Ton.m)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s inst (cm ²)
DESCANSO	0.1	0.04	0.03	$\phi 3/8" @ .25$ 3.55
	-0.47	0.21	0.13	$\phi 3/8" @ .25$ 3.55
INCLINADO	-0.47	0.21	0.13	$\phi 3/8" @ .25$ 3.55
	0.91	0.40	0.26	$\phi 3/8" @ .25$ 3.55

De la tabla anterior de observa que el acero mínimo controla el diseño.

Diseño por corte

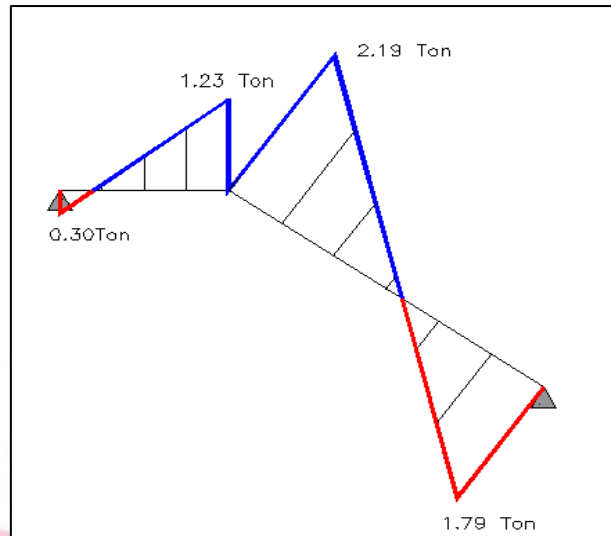


Figura 12.1.2 Diagrama de fuerzas cortantes últimas V_u (Ton) en el primer tramo de la escalera típica.

Se calcula la resistencia de diseño por corte del concreto según la expresión indicada en la sección 5.1:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.8 \text{ Ton}$$

De los valores obtenidos, se observa que $\phi V_c > V_u$, por lo tanto, el peralte es adecuado para que el concreto soporte íntegramente las fuerzas últimas por corte.

Finalmente, se empleará acero por flexión de $\phi 3/8" @ .25$ (arriba y abajo) y para el refuerzo por temperatura en la dirección transversal, se empleará la cuantía mínima de acero de $\phi 3/8" @ .25$ (arriba y abajo).

A continuación, se muestra el diseño final para el tramo de la escalera típica.

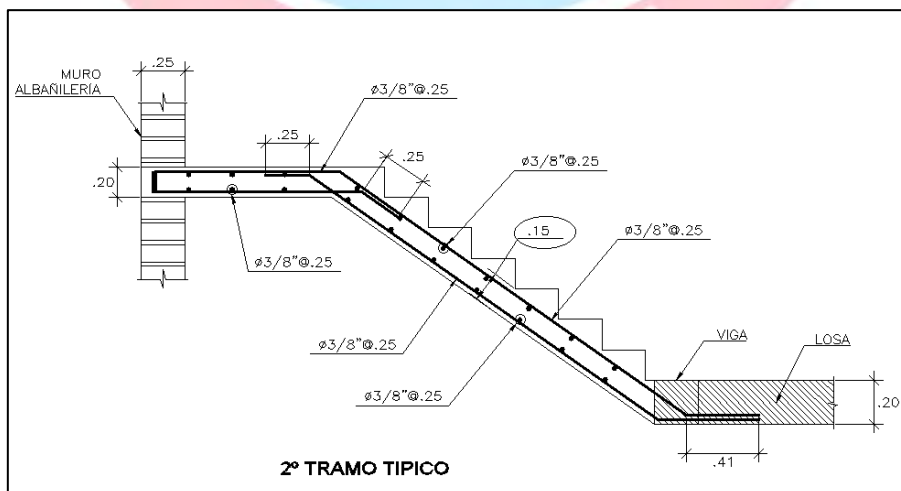


Figura 12.1.3 Diseño final del primer tramo en escalera típica.

12.2 Diseño de cisterna

Las cisternas son elementos estructurales que por lo general se construyen debajo del nivel de terreno. Estos elementos se encuentran sometidos, a cargas perpendiculares a su plano y por lo general están restringidos en la base y la tapa. Similar al caso de losas macizas, se diseñan por flexión y corte en función de la relación de sus lados.

Para el cálculo de las cargas distribuidas sometidas en las paredes de la cisterna, se considerará la teoría de Rankine, en donde se propone el uso de las siguientes expresiones:

$$E_a = K_o \cdot \gamma_s \cdot H$$

$$E (s/c) = K_o \cdot w (s/c)$$

Donde:

E_a : Empuje activo del suelo, carga distribuida triangular.

K_o : Coeficiente de empuje de suelos en reposo.

γ_s : Peso específico del suelo.

H : altura de suelo en donde se ejerce el empuje activo.

$E (s/c)$: empuje debido a la sobrecarga, carga distribuida rectangular.

$w (s/c)$: Sobrecarga actuante sobre el terreno.

Para la cisterna a diseñar se tiene los siguientes datos:

Largo(L): 4.5 m

Ancho (B): 2.5 m

$H = 3$ m

$K_o = 0.4$

$\gamma_s = 1.9$ Ton/m³

$w (s/c) = 0.20$ Ton/m²

Se calculan las cargas últimas a las que estará sometida los muros de la cisterna:

$$E_{a u} = 1.7 \times 0.4 \times 1.9 \times 3 = 3.88 \text{ Ton/m}$$

$$E (s/c) = 1.7 \times 0.4 \times 0.2 = 0.14 \text{ Ton/m}$$

Relación de los lados:

$$h/L = \frac{3}{4.5} = 0.67$$

$$h/B = \frac{3}{2.5} = 1.2$$

Debido a que la relación de las dimensiones de los lados en los muros de la cisterna es menor que 2, se asumirá que trabajan en 2 direcciones. Así, para el análisis se realiza un modelo 3D en el programa SAP 2000 considerando elementos área tipo Shell. El modelo es cargado con las cargas y consideraciones antes mencionadas. La condición más crítica a analizar será:

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

Diseño por flexión

A continuación, se muestra los resultados obtenidos del análisis estructural:

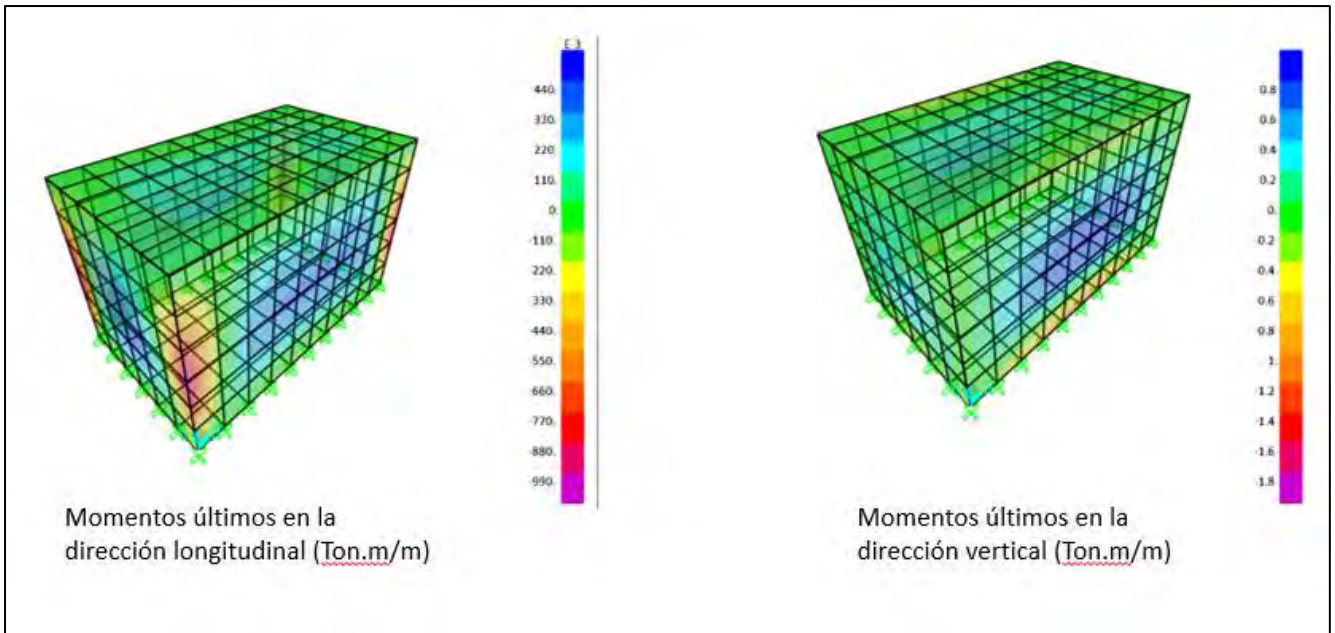


Figura 12.2.1 Momentos flectores últimos M_u (Ton.m) en la cisterna.

Se considerará una cuantía mínima de 0.25% para los muros de la cisterna, similar al empleado en los muros de corte. Esta cuantía permitirá minimizar posibles fisuras y corrosión del acero en la cisterna dado que estará en contacto permanente con el agua.

$$A_{s\text{mín}} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo es equivalente a emplear una malla de 1/2" @ 25cm. Con los momentos últimos de diseño y considerando el acero mínimo, se calcula el acero requerido, según las ecuaciones indicadas en la sección 5.1. A continuación se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 12.2.1 Cálculo del refuerzo por flexión en la cisterna.

SENTIDO	M_u (T*m)	a(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$		$A_{s\text{inst}}(\text{cm}^2)$	
LONGITUDINAL	-1.00	0.37	1.57	Controla A_s mín	1 ϕ 1/2"@.25m	5.00
	0.60	0.22	0.94	Controla A_s mín	1 ϕ 1/2"@.25m	5.00
VERTICAL	-1.92	0.72	3.05	Controla A_s mín	1 ϕ 1/2"@.25m	5.00
	0.85	0.31	1.34	Controla A_s mín	1 ϕ 1/2"@.25m	5.00

De la tabla anterior se observa que el acero mínimo controla el diseño.

Diseño por corte

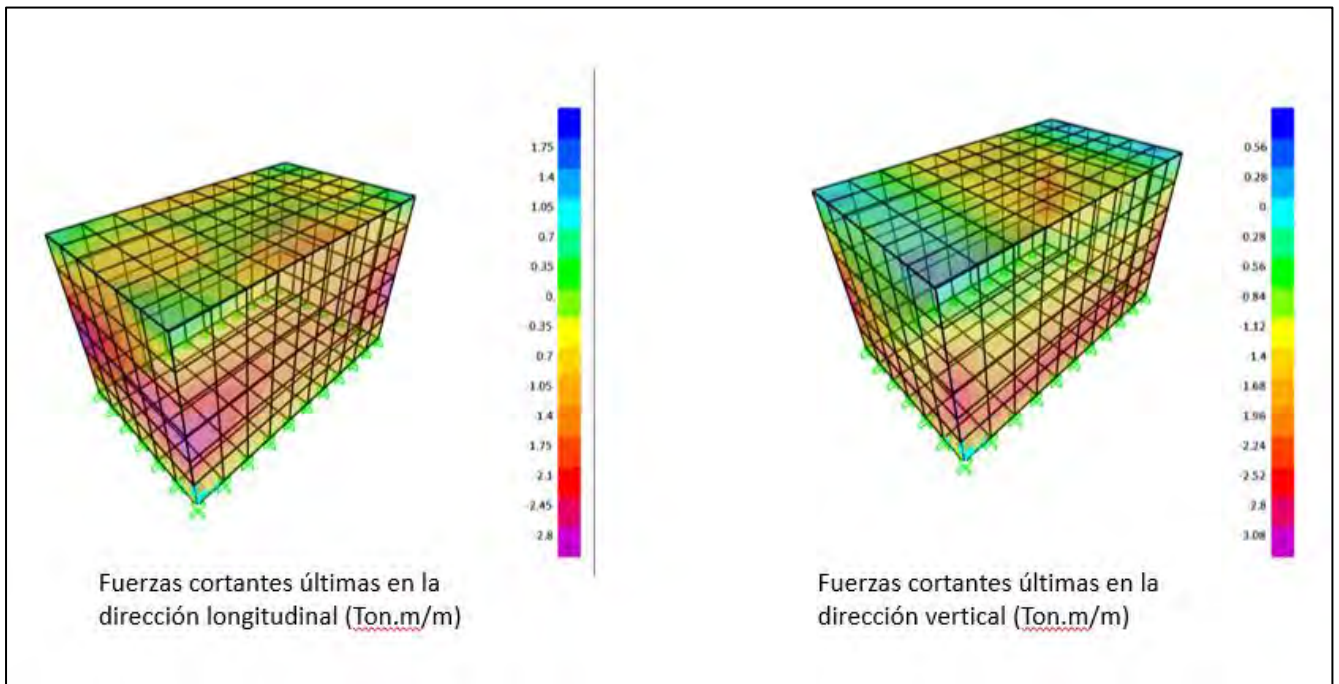


Figura 12.2.2 Fuerzas cortantes últimas V_u (Ton) en la cisterna.

Se calcula la resistencia de diseño por corte del concreto según la expresión indicada en la sección 5.2:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11 \text{ Ton}$$

De los valores obtenidos, el máximo V_u es de 3 Ton.m/m. Por lo tanto, se verifica que $\phi V_c > V_u$ y que el peralte es adecuado para que el concreto soporte íntegramente las fuerzas últimas por corte.

Finalmente, se empleará doble malla de acero por flexión de $\phi 1/2" @ .25$ en ambas caras del muro.

A continuación, se muestra un corte de la cisterna con el armado del acero de refuerzo.

1.02	Vigas de cimentación		
1.02.01	Concreto premezclado f 'c=210 kg/cm ²	2.75	m ³
1.02.02	Encofrado y desencofrado de viga de cimentación	21.96	m ²
1.02.03	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	686.43	kg
2	ELEMENTOS VERTICALES		
2.01	Columnas		
2.01.01	Concreto premezclado f 'c=210 kg/cm ²	33.72	m ³
2.01.02	Encofrado y desencofrado de columnas	359.89	m ²
2.01.03	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	6104.84	kg
2.02	Placas		
2.02.01	Concreto premezclado f 'c=210 kg/cm ²	246.25	m ³
2.02.02	Encofrado y desencofrado de placas	2089.99	m ²
2.02.03	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	25231.30	kg
3	ELEMENTOS HORIZONTALES		
3.01	Vigas		
3.01.01	Concreto premezclado f 'c=210 kg/cm ²	144.21	m ³
3.01.02	Encofrado y desencofrado de vigas	1153.21	m ²
3.01.03	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	25606.16	kg
3.02	Losa Aligerada		
3.02.01	Concreto premezclado f 'c=210 kg/cm ²	213.83	m ³
3.02.02	Encofrado y desencofrado de losa aligerada	2247.97	m ²
3.02.03	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	14542.68	kg
3.03	Losa maciza		
3.03.01	Concreto premezclado f 'c=210 kg/cm ²	34.20	m ³
3.03.02	Encofrado y desencofrado de losa maciza	171.00	m ²
3.03.03	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	1072.51	kg
4	OTROS ELEMENTOS		
4.01	Escaleras		
4.01.01	Concreto premezclado f 'c=210 kg/cm ²	9.60	m ³
4.01.02	Encofrado y desencofrado de escalera	4.90	m ²
4.01.03	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	532.98	kg
4.02	Cisterna		
4.02.01	Concreto premezclado f 'c=210 kg/cm ²	13.21	m ³
4.02.02	Encofrado y desencofrado de escalera	51.32	m ²
4.02.03	Acero de refuerzo fy=4200kg/cm ²	1717.17	kg

Con los valores de la tabla anterior, se calcularon para cada tipo de elemento estructural, las ratios de acero por metro cubico de concreto.

A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 13.2 Ratio de acero por metro cúbico según el tipo de elemento estructural.

ITEM	ELEMENTO	CONCRETO (m3)	ACERO (kg)	RATIO (kg/m3)
1	CIMIENTOS			
1.01	Zapatas	124.77	4534.71	36.34
1.02	Vigas de cimentación	2.75	686.43	249.61
2	ELEMENTOS VERTICALES			
2.01	Columnas	33.72	6104.84	181.05
2.02	Placas	246.25	25231.30	102.46
3	ELEMENTOS HORIZONTALES			
3.03	Vigas	144.21	25606.16	177.57
3.01	Aligerado	213.83	14542.68	68.01
3.02	Losa maciza	34.20	1072.51	31.36
4	OTROS ELEMENTOS			
4.01	Escaleras	9.60	532.98	55.50
4.02	Cisterna	13.21	1717.17	132.00
5	TOTAL	822.54	80028.78	97.30

De la tabla anterior se observa que los mayores ratios de acero por metro cúbico de concreto son de columnas y vigas siendo sus valores 181.05 kg/m³ y 177.57 kg/m³, respectivamente. Finalmente se calcula los ratios de cada partida por metro cuadrado de área techada. A continuación, se muestra los resultados:

Tabla 13.3 Ratio de partidas por m² de área techada.

PARTIDA	METRADO	ÁREA TECHADA (m2)	RATIO	UNIDAD
CONCRETO (m3)	822.54	2771.42	0.30	m3/m2
ENCOFRADO (m2)	6048.91		2.18	m2/m2
ACERO (kg)	80028.78		28.88	kg/m2

Generalmente las ratios en edificaciones de concreto y acero por área techada están entre los valores de 0.30-0.40 m³/m² y 25-30 kg/m², respectivamente. Por lo tanto, se puede afirmar que en el diseño es adecuado y permitirá optimizar los costos en el presupuesto para la construcción de la presente edificación.

CONCLUSIONES

- La aplicación de los criterios de estructuración permitió otorgarle a la estructura un adecuado comportamiento sísmico, facilitando el control de derivas y de torsión en planta. A pesar de que la estructura presenta una forma en planta de “L”, se logró controlar los efectos de torsión en planta. Para ello se planteó como objetivo que los centros de masas y los centros de rigidez traslacionales de cada nivel estén lo más próximo posible, considerando las limitaciones que presenta la arquitectura del proyecto.
- Los criterios empleados para el predimensionamiento de los elementos estructurales fueron de mucha utilidad para el inicio del modelaje, el análisis y diseño de la estructura. Sin embargo, las dimensiones asumidas inicialmente fueron verificadas en los procesos de análisis y diseño.
- Los primeros modos de la estructura son traslacionales en ambas direcciones: en la dirección “X” la estructura presenta un periodo de 0.402s y masa participativa de 70.91%, mientras que en la dirección “Y”, un periodo de 0.521 s y una masa participativa de 77.91%. Estos resultados son coherentes con la estructuración debido a que en la dirección en “X” se cuenta con mayor cantidad de placas que en la dirección en “Y”.
- Las máximas derivas inelásticas obtenidas en la dirección “X” y “Y” fueron 1.30 ‰ y 4.24 ‰ respectivamente. Los valores de estas derivas están muy por debajo del límite de 7‰ exigido por la norma E.030. Se puede afirmar que la estructura posee una adecuada rigidez lateral en ambos sentidos.
- Es importante verificar los coeficientes asumidos para el factor de reducción R puesto que podría generar cambios importantes en los resultados obtenidos del análisis sísmico. Para el caso de la presente tesis se obtuvo que la relación máxima del desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) y el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ($\Delta_{\text{máx}}$) fue de 1.21, valor muy por debajo del límite establecido por la norma E.030 de 1.3. Asimismo, se verificó que el sistema estructural es de muros estructurales debido a que más del 80% del cortante basal, en ambas direcciones, es tomado por las placas.
- Los factores de amplificación de carga sísmica fueron de 1.21 en la dirección “X” y 1.11 en la dirección “Y”. Estos factores de amplificación permiten regular los valores obtenidos del análisis sísmico modal espectral al 90% de los resultados que se obtendría al realizar un análisis sísmico estático.
- Las principales solicitaciones a las que están sometidas los elementos que conforman la estructura de la presente edificación son flexión, cortante y flexocompresión. Para el diseño por flexión y considerando $f'c=210$ kg/cm² para el concreto y $f_y=4200$ kg/cm², se tiene que las cuantías mínima y máxima son 0.24% y 1.59% respectivamente.
- Para el análisis y diseño de losas es importante determinar en qué sentido(s) trabajan. Si la losa trabaja en una dirección, bastará con analizar la vigueta más crítica según el ancho efectivo que tenga. Por otro lado, si la losa trabaja en 2 direcciones, será necesario generar un modelo que represente mejor la acción de las cargas en las 2 direcciones. Para el armado

de losas aligeradas se emplearon barras de 3/8" y 1/2". Además, se consideró el acero de 1/4" @.25m por temperatura armado en la dirección perpendicular de la losa.

- Por lo general, el diseño por capacidad suele controlar el diseño por cortante en pórticos y muros. Las disposiciones de la Norma E.060 en su capítulo 21, indica los modelos mecánicos a considerar según el sistema estructural de la edificación; asimismo, indica disposiciones especiales para el armado de estribos, los cuales, para todos los casos, determinaron el espaciamiento de estos.
- El uso de vigas de cimentación permite eliminar los momentos generados por excentricidad de carga en zapatas ubicadas en los límites de propiedad. Por otro lado, el uso de zapatas aisladas es adecuado cuando se presentan excentricidades pequeñas y las columnas tiene una separación tale que sus zapatas no se superponen.
- Los ratios de concreto y acero respecto del área techada fueron 0.30 m³/m² y 28.88 kg/m², respectivamente. Estos ratios, están dentro de los rangos objetivos que se manejan en el ámbito de la construcción. Por lo tanto, se afirma que el diseño de la presente edificación es adecuado y permitirá generar mayor valor para el desarrollo del proyecto.



BIBLIOGRAFÍA

BLANCO BLASCO, Antonio (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Tercera edición, Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

SAN BARTOLOMÉ, Á. (1998). Análisis de edificios. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

MUÑOZ PELAEZ, Alejandro (2004). Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

OTTAZZI, GIANFRANCO (2017). Apuntes del Curso de concreto armado 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP

HARMSÉN GÓMEZ DE LA TORRE, T. (2005) Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

EDIFICACIONES, R. N. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

EDIFICACIONES, R. N. (2018). Norma E.020 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

EDIFICACIONES, R. N. (2009). Norma E.020 Concreto Armado. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

EDIFICACIONES, R. N. (2018). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

