

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR  
DE 8 PISOS EN SURQUILLO**

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

**José Manuel Ramírez Orozco**

**Asesor: Wilson Edgar Silva Berríos**

**Lima, Enero del 2019**

## **Dedicatoria**

***A mi mamá, por el apoyo incondicional y las enseñanzas durante toda mi carrera***

***A mi papá, por motivarme a culminar este proyecto de tesis***

***A mi abuela María, por estar siempre presente con su cariño y buen humor***

***A mi abuelo Chalo, que me cuida desde el cielo***

***A mi estimado asesor Wilson Silva, por su tiempo y conocimientos brindados***



## RESUMEN

El presente proyecto de tesis comprende el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de ocho pisos, ubicado en el distrito de Surquillo, en la Provincia de Lima. Dicho edificio es destinado a vivienda multifamiliar y cuenta con un área construida de  $1680.72 m^2$ , repartida en 16 departamentos, áreas comunes, cisterna y tanque elevado. Se encuentra sobre un suelo de tipo S1 y su estructura sismorresistente se basa en muros de concreto armado.

Se realizó la estructuración del edificio, ubicando los elementos estructurales según la concepción estructural de la Norma E.030. Se obtuvieron las dimensiones preliminares de los elementos estructurales siguiendo reglas prácticas de predimensionamiento para concreto armado, luego se realizó un modelo tridimensional de la estructura en el programa ETABS.

Se analizó la estructura bajo cargas de gravedad, comparando los resultados obtenidos del modelo con los obtenidos del metrado de cargas manual. Posteriormente, se realizó el análisis sísmico de la estructura de forma iterativa, hasta que cumplió con todos los requisitos de la Norma E.030.

Luego se procedió a diseñar los elementos estructurales con las cargas provenientes del análisis, bajo los procedimientos de diseño por resistencia y por capacidad establecidos en la Norma E.060. Para vigas y losas, además, se verificaron las condiciones de servicio por deflexión y fisuración.

Se diseñaron las placas compuestas por varios ramales comparando dos métodos: en el primero, se diseñó cada ramal por separado, mientras en el segundo se tomó toda la placa como un solo conjunto.

Las cimentaciones fueron diseñadas asumiendo una capacidad portante de  $4.00 kg/cm^2$  y una profundidad de cimentación de 1.20 m. Se tienen zapatas aisladas, combinadas o conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos para tabiques y cercos.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño Estructural De Un Edificio Multifamiliar De 8 Pisos En Surquillo"  
Área : Estructuras - Diseño en Concreto Armado  
Asesor : Wilson E. Silva Berríos  
Alumno : JOSE MANUEL RAMIREZ OROZCO  
Código : 2012.2630.412  
Tema N° : # 460  
Fecha : Lima, 20 de junio de 2018



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El presente proyecto de tesis tiene como finalidad realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de ocho niveles, conformado por dos departamentos en cada piso. El edificio se encuentra dentro de un condominio, conformado por dos edificaciones independientes, ubicado en el distrito de Surquillo, sobre un suelo de tipo S1.

La estructuración del edificio, se hizo en base a los conceptos y especificaciones de la Norma Sismorresistente E.030 y de la norma de Diseño en Concreto Armado E.060. El sistema estructural es en base a muros de concreto armado.

Se dimensionaron los elementos estructurales siguiendo reglas prácticas de predimensionamiento para concreto armado, luego se procedió a modelar la estructura en el programa Etabs. En dicho programa se realizó el análisis para fuerzas sísmicas y por cargas de gravedad de la estructura, comparándolo con un metrado de cargas de la misma.

Se analiza la estructura bajo acciones sísmicas -repetidas veces hasta que satisfaga las exigencias de la Norma E.030-. Luego, se procede a diseñar los elementos estructurales, mediante el método de Diseño por Resistencia, verificando de cumplir los requisitos de la Norma E.060 para el análisis, diseño y detallado de la estructura.

Además -en las losas y vigas-, se verificaron las condiciones de servicio por deflexión y fisuración. En vigas, placas y columnas se realizó el diseño por capacidad, cuya finalidad es evitar fallas de tipo frágil bajo acciones sísmicas.

Para el diseño de muros de corte (placas) de sección compuesta, se compararon los resultados obtenidos mediante dos tipos de diseño: el primero, analizando por separado cada "ramal" y el segundo, analizando todo el muro (sección compuesta) en conjunto.

*B*

i

*J.M. Ramirez Orozco*      *67*

La cimentación -conformada por zapatas aisladas, combinadas y conectadas-, se apoya sobre un suelo conformado por grava mal graduada, de capacidad admisible  $q=4.00 \text{ kg/cm}^2$ , a una profundidad  $D=1.20 \text{ m}$  desde el nivel de piso terminado.

#### OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo general de la presente tesis es realizar el análisis sísmico y el diseño reglamentario en concreto armado del edificio multifamiliar (viviendas), indicado.

Se presentará una memoria de cálculo -debidamente justificada en todas sus etapas-, y los planos estructurales del proyecto.

#### METODOLOGÍA Y RESULTADOS ESPERADOS

Para el desarrollo del proyecto de tesis, se sigue la siguiente metodología:

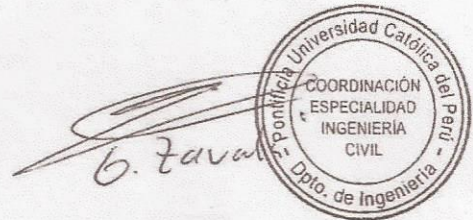
- Estructuración y dimensionamiento de los elementos del sistema estructural sismorresistente y para cargas de gravedad.
- Análisis para cargas de gravedad y para cargas sísmicas.
- Diseño de elementos estructurales: losas, vigas, placas, columnas, cimentación, etc.
- Verificación de las condiciones de servicio por deflexión y fisuración.
- Elaboración de planos estructurales y memorias de cálculo (resumen).

Este proceso se acompaña con el uso de distintas herramientas bibliográficas, hojas de cálculo y programas de cómputo, respaldados por cálculos manuales de verificación y validación del cálculo automático, en casos específicos.

Todos los procesos de análisis con sus respectivos resultados de los elementos, deben cumplir con criterios de rigidez, resistencia y ductilidad requeridos, y deben enmarcarse dentro del plan antes expuesto.

#### NOTA

Extensión máxima: 100 páginas



## ÍNDICE DE CONTENIDO

1.	GENERALIDADES.....	1
1.1	OBJETIVOS .....	1
1.2	ARQUITECTURA .....	1
1.3	CONSIDERACIONES DE DISEÑO .....	3
1.4	MATERIALES SELECCIONADOS.....	4
2.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO .....	5
2.1	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN .....	5
2.2	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN.....	5
2.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS.....	7
2.4	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS.....	7
2.5	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS .....	7
2.6	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	8
2.7	PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS .....	8
3.	METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD Y ANÁLISIS .....	9
3.1	CARGAS UTILIZADAS.....	9
3.2	MODELO DE ANÁLISIS PARA LOSAS.....	9
3.3	MODELO DE ANÁLISIS PARA EL EDIFICIO.....	9
3.4	LOSAS ALIGERADAS.....	10
3.5	LOSAS MACIZAS.....	12
3.6	ESCALERAS.....	14
3.7	VIGAS .....	16
3.8	COLUMNAS.....	18
3.9	PLACAS.....	22
4.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	26
4.1	PARÁMETROS SÍSMICOS .....	26
4.2	PESO DE LA EDIFICACIÓN .....	26
4.3	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES.....	27
4.3.1	Irregularidades en Altura .....	27
4.3.2	Irregularidades en Planta.....	29
4.4	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	31
4.5	ANÁLISIS DINÁMICO.....	32
4.5.1	Periodos y porcentajes de masa participante .....	32
4.5.2	Control de desplazamientos .....	34
4.5.3	Junta sísmica .....	34
4.6	VERIFICACIÓN DE FACTOR DE REDUCCIÓN .....	35
4.7	FUERZA CORTANTE DE DISEÑO .....	35
4.8	REDUNDANCIA ESTRUCTURAL.....	36

5.	CONCEPTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO .....	37
5.1	CONCEPTOS GENERALES .....	37
5.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	37
5.3	DISEÑO POR CORTE.....	39
5.4	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN .....	40
5.5	CONDICIONES DE SERVICIO .....	42
5.5.1	Fisuración.....	42
5.5.2	Deflexiones.....	43
6.	DISEÑO DE LOSAS Y ESCALERAS.....	46
6.1	LOSAS ALIGERADAS.....	46
6.2	LOSAS MACIZAS.....	49
6.3	ESCALERAS.....	53
7.	DISEÑO DE VIGAS .....	55
8.	DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS.....	61
8.1	DISEÑO DE COLUMNAS.....	61
8.2	DISEÑO DE PLACAS.....	67
9.	DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES .....	81
9.1	DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS .....	81
9.2	DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS.....	87
9.3	DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN .....	94
10.4	DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES .....	97
10.	CONCLUSIONES .....	98

### ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1	Factores de reducción de según tipo de sollicitación .....	3
Tabla 1-2	Combinaciones de diseño.....	3
Tabla 1-3	Recubrimiento libre según elemento estructural .....	4
Tabla 3-1	Tipos de Carga sobre losa aligerada .....	10
Tabla 3-2	Cargas sobre losa aligerada .....	11
Tabla 3-3	Tipos de carga sobre losa maciza.....	12
Tabla 3-4	Cargas sobre losa maciza.....	12
Tabla 3-5	Cargas sobre escalera.....	14
Tabla 3-6	Tipos de carga sobre viga V-103 .....	16
Tabla 3-7	Tipos de carga en área tributaria de columna C-01.....	18
Tabla 3-8	Cargas acumuladas por piso sobre la columna C-01 .....	19
Tabla 3-9	Comparación de fuerzas axiales en primer piso de la columna.....	21
Tabla 3-10	Verificación por pandeo en el primer piso de la columna C-01.....	22

Tabla 3-11 Tipos de carga sobre área tributaria de placa PL-1 .....	23
Tabla 3-12 Cargas acumuladas por piso sobre la placa PL-1 .....	23
Tabla 4-1 Parámetros sísmicos según norma E.030.....	26
Tabla 4-2 Peso sísmico de la edificación por cada piso .....	27
Tabla 4-3 Comparación de rigideces de entrepiso en dirección X.....	27
Tabla 4-4 Comparación de rigideces de entrepiso en dirección Y.....	28
Tabla 4-5 Análisis de torsión en dirección X .....	29
Tabla 4-6 Análisis de torsión en dirección Y .....	29
Tabla 4-7 Periodos y porcentaje de masa participativa para análisis modal.....	33
Tabla 4-8 Derivas inelásticas máximas en cada piso .....	34
Tabla 4-9 Porcentaje del Corte basal en placas.....	35
Tabla 4-10 Factor de escalamiento en cada dirección .....	35
Tabla 4-11 Fuerzas de diseño comparadas con el peso de la edificación .....	36
Tabla 4-12 Fuerzas de diseño de placas más solicitadas, comparadas con el cortante total de la edificación.....	36
Tabla 5-1 Longitud de desarrollo en tracción de refuerzo .....	39
Tabla 5-2 Deflexiones máximas permitidas.....	43
Tabla 5-3 Espesor mínimo de elementos que no requieren verificación de deflexiones .....	44
Tabla 6-1 Diseño por flexión de losa aligerada .....	47
Tabla 6-2 Diseño por corte de losa aligerada.....	47
Tabla 6-3 Verificación de fisuración en losa aligerada .....	48
Tabla 6-4 Cálculo de deflexiones en losa aligerada .....	48
Tabla 6-5 Verificación de deflexiones en losa aligerada.....	49
Tabla 6-6 Diseño por flexión de losa maciza en dirección X .....	50
Tabla 6-7 Diseño por flexión de losa maciza en dirección Y .....	50
Tabla 6-8 Verificación de fisuración en losa maciza.....	51
Tabla 6-9 Cálculo de deflexiones en losa maciza .....	52
Tabla 6-10 Verificación de deflexiones en losa maciza .....	52
Tabla 6-11 Cálculos para diseño por flexión en escalera.....	53
Tabla 6-12 Verificación por corte en escalera .....	54
Tabla 7-1 Diseño por flexión de viga V-104 .....	56
Tabla 7-2 Diseño por corte de viga V-104.....	57
Tabla 7-3 Verificación de fisuración en viga V-104 .....	58
Tabla 7-4 Cálculo de deflexiones en viga V-104.....	59
Tabla 7-5 Verificación de deflexiones en viga V-104.....	59
Tabla 8-1 Cargas en extremo inferior de columna C-01 .....	62
Tabla 8-2 Cargas en extremo superior de columna C-01 .....	62



Tabla 8-3 Cargas últimas en extremo inferior de columna C-01.....	63
Tabla 8-4 Cargas últimas en extremo superior de columna C-01.....	63
Tabla 8-5 Diseño por corte de columna C-01 en dirección X.....	64
Tabla 8-6 Diseño por corte de columna C-01 en dirección Y.....	65
Tabla 8-7 Diseño por capacidad de columna C-01 (método 1).....	66
Tabla 8-8 Diseño por capacidad de columna C-01 (método 2).....	66
Tabla 8-9 Cargas últimas en extremo inferior de rama izquierda de placa PL-4.....	68
Tabla 8-10 Cargas últimas en extremo superior de rama izquierda de placa PL-4.....	68
Tabla 8-11 Diseño por corte rama izquierda de placa PL-4.....	70
Tabla 8-12 Cargas últimas en extremo inferior en rama en dirección Y de placa PL-4.....	75
Tabla 8-13 Cargas últimas en extremo superior en rama en dirección Y de placa PL-4.....	75
Tabla 8-14 Diseño por corte en rama en dirección Y de placa PL-4.....	76
Tabla 8-15 Repartición de corte en dirección X (método 2).....	78
Tabla 8-16 Diseño por corte en dirección X, rama de 20 cm (método 2).....	79
Tabla 8-17 Diseño por corte en dirección X, rama de 25 cm (método 2).....	79
Tabla 8-18 Diseño por corte en dirección Y (método 2).....	79
Tabla 9-1 Cargas recibidas por zapata de la placa PL-4.....	82
Tabla 9-2 Presiones del suelo bajo zapata PL-4 por gravedad.....	83
Tabla 9-3 Verificación de presión máxima con sismo, dirección X.....	84
Tabla 9-4 Verificación de presión máxima con sismo, dirección Y.....	84
Tabla 9-5 Presiones amplificadas bajo zapata de placa PL-4.....	85
Tabla 9-6 Diseño por punzonamiento en zapata de placa PL-4.....	86
Tabla 9-7 Cargas en zapata de placa PL-3 de eje I y placa PL-1A.....	89
Tabla 9-8 Presiones del suelo bajo zapata combinada por gravedad.....	89
Tabla 9-9 Verificación de presión máxima con sismo en zapata combinada, dirección X.....	90
Tabla 9-10 Verificación de presión máxima con sismo en zapata combinada, dirección Y.....	90
Tabla 9-11 Presiones amplificadas bajo zapata combinada.....	90
Tabla 9-12 Diseño por punzonamiento en zapata de placa PL-4.....	91
Tabla 9-13 Diseño por flexión en viga VC-01.....	96
Tabla 9-14 Diseño por corte de viga VC-01.....	96

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Planta típica de Arquitectura.....	2
Figura 2-1 Estructuración de planta típica.....	6
Figura 3-1 Modelo tridimensional de la estructura.....	10
Figura 3-2 Modelo estructural utilizado para vigueta entre los ejes C y F .....	11
Figura 3-3 Diagrama de momento flector (ton-m) .....	12
Figura 3-4 Diagrama de fuerza cortante (ton-m) .....	12
Figura 3-5 Modelo utilizado en losa maciza .....	13
Figura 3-6 Diagrama de momento M11 (dirección X-X) ton-m .....	14
Figura 3-7 Diagrama de momento M22 (dirección Y-Y) ton-m .....	14
Figura 3-8 Diagrama de momento flector tramo típico escalera (ton).....	15
Figura 3-9 Diagrama de momento flector descanso escalera (ton-m).....	15
Figura 3-10 Área tributaria de la viga V-103.....	16
Figura 3-11 Carga muerta sobre V-103 (ton) .....	17
Figura 3-12 Carga viva sobre V-103 (ton).....	17
Figura 3-13 DFC de V-103 en planta típica (ton).....	17
Figura 3-14 DMF de V-103 en planta típica (ton) .....	17
Figura 3-15 Área tributaria de columna C-01 .....	18
Figura 3-16 Diagrama de fuerza axial por carga muerta (ton).....	20
Figura 3-17 Diagrama de fuerza axial por carga viva (ton).....	20
Figura 3-18 Área tributaria de placa PL-1 .....	23
Figura 3-19 Diagrama de fuerza axial por carga muerta (a la izquierda) y por carga viva (a la derecha) de la Placa PL-1 (ton) .....	25
Figura 4-1 Tragaluz en parte posterior del edificio, que es una esquina entrante ...	30
Figura 4-2 Espectro de pseudoaceleraciones en función de la gravedad .....	32
Figura 5-1 Diagrama de interacción nominal y de diseño.....	42
Figura 5-2 Factor $\gamma$ en función del tiempo de la carga.....	45
Figura 6-1 Sección típica de vigueta de losa aligerada .....	46
Figura 6-2 Diseño de losa aligerada .....	49
Figura 6-3 Diseño de paño de losa maciza .....	53
Figura 6-4 Tramo típico escalera .....	54
Figura 6-5 Descanso típico escalera.....	54
Figura 7-1 DMF V-104 (ton-m).....	56
Figura 7-2 DFC V-104 (ton) .....	56
Figura 7-3 Diseño de viga V-104 .....	60
Figura 8-1 Diagramas de interacción de columna C-01 .....	64
Figura 8-2 Diagrama de interacción nominal M22 para columna C-01 .....	65
Figura 8-3 Diseño de columna C-01 .....	66

Figura 8-4 División de placa PL-4 para análisis en dirección X .....	68
Figura 8-5 Refuerzo en rama izquierda de placa PL-01 .....	69
Figura 8-6 Diagrama de interacción M33 de rama izquierda de placa PL-01 .....	69
Figura 8-7 Gráfico Esfuerzo-Deformación Concreto $f'c=210 \text{ k /c }^2$ .....	70
Figura 8-8 Gráfico Esfuerzo-Deformación Acero $f_y=4200 \text{ k /c }^2$ .....	71
Figura 8-9: Diagrama Momento Curvatura del muro izquierdo de placa PL-4 .....	71
Figura 8-10 Diseño de rama central de placa PL-4 .....	73
Figura 8-11 División de placa PL-4 para análisis en dirección Y .....	74
Figura 8-12 Diseño de rama en dirección Y de placa PL-4 .....	74
Figura 8-13 Diagrama de interacción de rama en dirección Y de placa PL-4 .....	75
Figura 8-14 Diagrama de momento curvatura de rama en dirección Y de placa PL-4 ..	76
Figura 8-15 Diseño de placa PL-4 (rama por rama) .....	77
Figura 8-16: Diagrama de interacción en placa PL-4 (método 2) .....	78
Figura 8-17 Diseño de placa P-04 (método 2) .....	80
Figura 9-1 Redistribución de las presiones sobre el suelo en un área efectiva excéntrica .....	83
Figura 9-2 Área efectiva excéntrica de presiones para zapata de placa PL-4 .....	84
Figura 9-3: Área de punzonamiento en zapata de PL-4 .....	86
Figura 9-4 Diseño de zapata de placa PL-4 .....	87
Figura 9-5 Zapata combinada de placa PL-3 de eje I y placa PL-1A .....	88
Figura 9-6 Área crítica para placa PL-1A .....	91
Figura 9-7: DMF de la placa para MYY (ton-m) .....	92
Figura 9-8 DMF de la placa para MXX (ton-m) .....	93
Figura 9-9 Diseño de zapata combinada de placas PL-3 y PL-1A .....	94
Figura 9-10 Corte de cimentación de la zapata de la placa PL-3 .....	95
Figura 9-11 DMF VC-02 (ton) .....	95
Figura 9-12 Diseño de viga de cimentación VC-01 .....	97

## 1. GENERALIDADES

### 1.1 OBJETIVOS

El objetivo de este proyecto de tesis es realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de 8 niveles, ubicado en el distrito de Surquillo sobre suelo S1. Dicho edificio es destinado a vivienda multifamiliar y cuenta con un área construida de  $1680.72 \text{ m}^2$ , repartida en 16 departamentos, áreas comunes, cisterna y tanque elevado.

### 1.2 ARQUITECTURA

El edificio se encuentra dentro de un condominio, donde se tienen dos edificios independientes; en este proyecto de tesis sólo se diseñó uno de los dos edificios.

En el primer piso se tiene la entrada del edificio, el acceso es a través de un corredor hacia el ascensor y la escalera. En cada piso se tienen 2 departamentos ubicados de forma simétrica respecto al eje central, dónde se encuentra la escalera y el ascensor.

Cada departamento cuenta con un ambiente destinado a sala y comedor, luego se tiene un Hall que da acceso a los dormitorios. Se tienen dos baños, de los cuales, uno es para visita. Se cuenta con cocina, y un baño de servicio.

La altura típica de entrepiso es de 2.65 m y el piso terminado de 5 cm. Se consideró una altura libre bajo los dinteles de puertas de 2.10 m, esto es igual a la altura mínima exigida por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

El edificio cuenta con una cisterna subterránea, a la cual se puede acceder desde una tapa ubicada próxima al acceso a la escalera y tres tanques de agua potable, ubicados en el techo de la azotea.

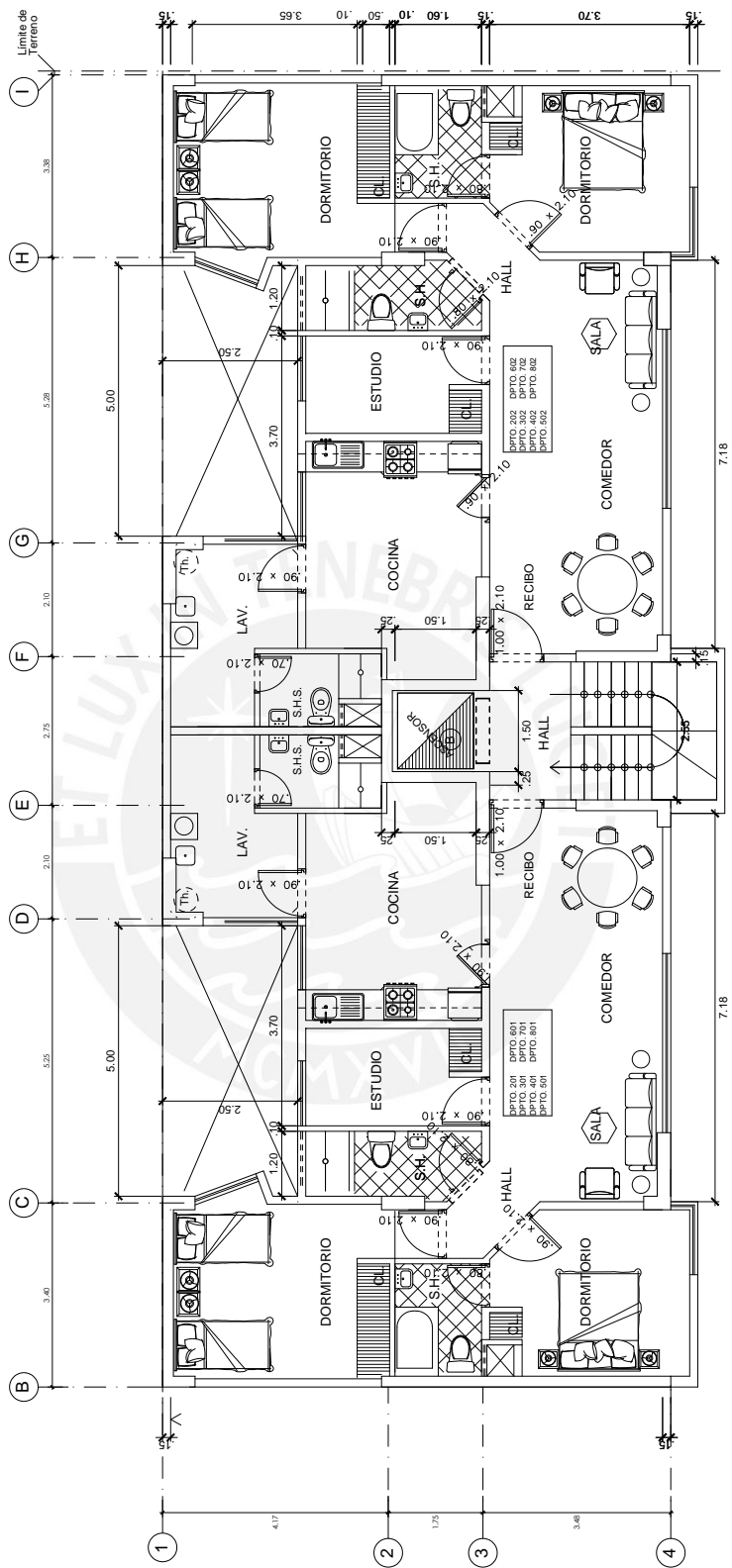


Figura 1-1 Planta típica de Arquitectura

### 1.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Las cargas de gravedad utilizadas para el diseño son las establecidas por la Norma E.020 Cargas, para el tipo de uso de la edificación, es decir vivienda.

El análisis sísmico se realizó según lo estipulado por la Norma E.030 Diseño Sismoresistente. Se ha realizado el análisis dinámico por el método Modal-Espectral, comparando las fuerzas de diseño con las obtenidas del análisis estático.

Para el diseño de los elementos estructurales, se utilizó el diseño por resistencia, especificado en la Norma E.060:

$$\text{Resistencia de diseño} > \text{Resistencia requerida}$$

La resistencia de diseño, es igual a la resistencia nominal del elemento, multiplicada por un factor de reducción  $\phi$ . Dicho factor tiene como objetivo considerar en el diseño las variabilidades de resistencia de los elementos estructurales. Además, varían según el tipo de sollicitación que soporta el elemento:

**Tabla 1-1** Factores de reducción de según tipo de sollicitación

Sollicitación	Factor
Flexión y/o carga axial en tracción	0.9
Flexocompresión	0.7
Cortante	0.85

La resistencia requerida proviene de las cargas que recibe cada elemento, que debido a su incertidumbre en calcularlas exactamente se amplifican según las siguientes combinaciones:

**Tabla 1-2** Combinaciones de diseño

COMBINACIÓN
1.4CM + 1.7CV
1.25(CM+CV) + CS
1.25(CM+CV) - CS
0.9CM+CS
0.9CM-CS

Donde:

CM = Carga Muerta

CV= Carga Viva

CS= Carga Sísmica

Para proteger los refuerzos de los agentes externos, se utilizaron los siguientes recubrimientos libres:

**Tabla 1-3** Recubrimiento libre según elemento estructural

Elemento	Recubrimiento libre (cm)
Losas, escaleras y placas	2.0
Vigas peraltadas y columnas	4.0
Muros de contención en contacto con suelo o líquidos	4.0
Zapatas y cimientos corridos	7.0

#### 1.4 MATERIALES SELECCIONADOS

Los materiales a ser usados para la estructura son:

) Concreto armado, especificado para una resistencia a compresión  $f'c=210 \text{ k /c}^2$  y acero corrugado  $f_y=4200 \text{ k /c}^2$  (Grado 60). Se utilizó en losas, vigas, columnas, placas, zapatas y vigas de cimentación. En muros de cisterna es de  $f'c=280 \text{ k /c}^2$ .

) Concreto ciclópeo, conformado por concreto  $f'c=100 \text{ k /c}^2$  y 30 % piedra grande (proporción en volumen). Es utilizado en falsas zapatas en la cimentación.

## 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Se utilizaron los siguientes criterios para obtener la estructuración más adecuada del proyecto:

- ) Simetría en la distribución de masas y rigideces. Una estructura simétrica tiene menores esfuerzos debido a la torsión y tiene un comportamiento más predecible ante las sollicitaciones sísmicas.
- ) Simplicidad y homogeneidad en la distribución de los elementos estructurales. Se tiene que distribuir los elementos que aportan rigidez lateral, para cada dirección de análisis, en las zonas centrales y en los extremos del edificio. De esta forma se busca tener un comportamiento regular de la estructura, lo que facilita el análisis y diseño estructural.
- ) Continuidad de la estructura, tanto en planta como en elevación, para evitar irregularidades.
- ) Diafragmas rígidos en cada techo. Consiste en la idealización de la losa como rígida, que transfiere los desplazamientos y fuerzas en planta de manera uniforme.
- ) Rigidez lateral. Para cumplir con el límite de desplazamientos máximos para una estructura de concreto armado que establece la Norma E.030, se tiene que otorgar a la estructura la rigidez necesaria a través de columnas o muros de corte.

### 2.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN

Se plantean pórticos con columnas y placas en ambas direcciones. El tipo de sistema sismorresistente es de muros de concreto armado, debido a que estos tienen mayor presencia en la estructura respecto a las columnas y resisten más del 70% de las fuerzas causadas por acciones sísmicas.

Se tienen simetría de la arquitectura respecto al eje Y-Y, por lo que la estructura mantiene dicha simetría. Para cada dirección se buscó distribuir los muros de corte, en la zona central y en los extremos del edificio, a fin de disminuir los efectos de torsión.

Los techos están conformados principalmente por losas aligeradas de espesor 20 cm de tipo convencional, en las zonas de los baños se colocaron losas macizas para facilitar el paso de tuberías. Donde se tienen tabiques paralelos a la dirección del aligerado, se colocaron vigas chatas.



En los paños que cargan el estudio, cocina y baño, se tienen losas macizas apoyadas en 3 de sus 4 lados sobre vigas peraltadas. Esto debido a que uno de los lados está destinado al paso de tuberías de agua y desagüe hacia la montante, por lo que no se colocó una viga peraltada en dicho lado.

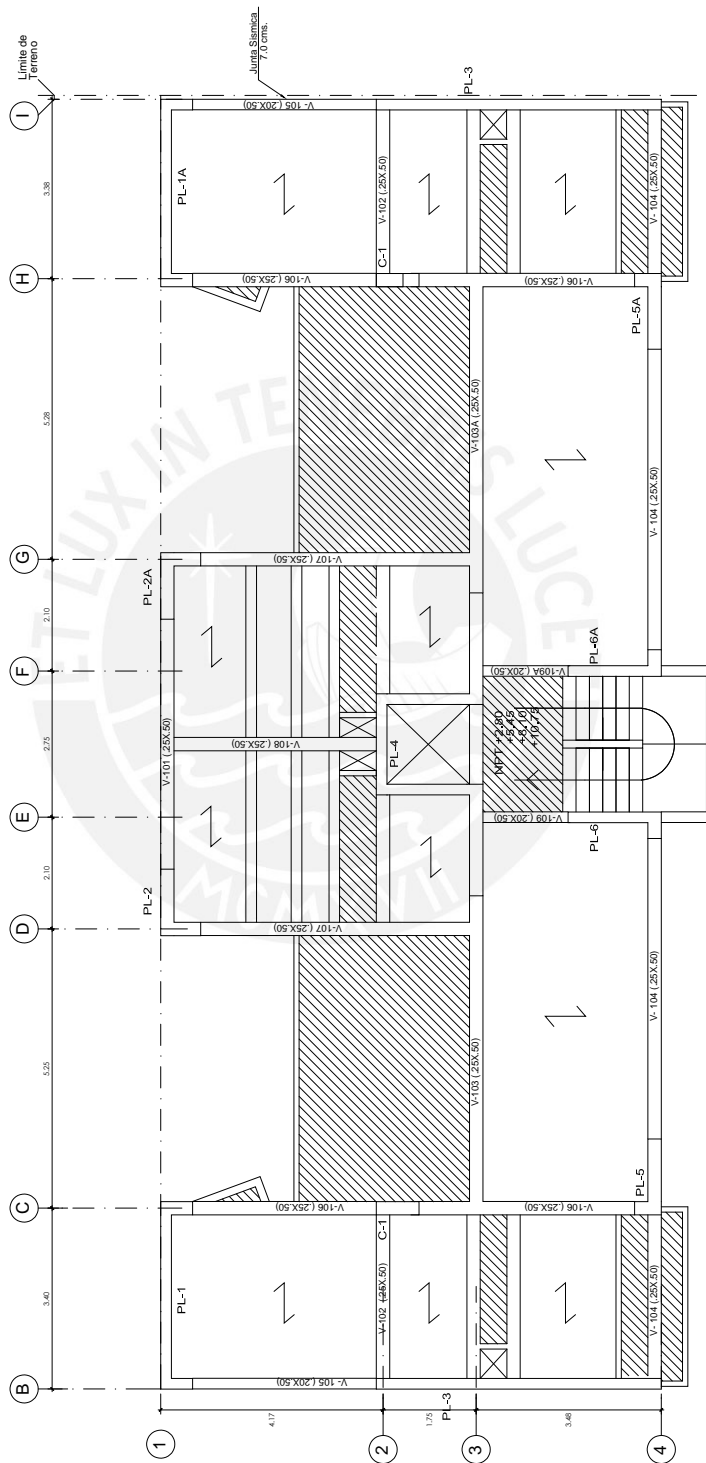


Figura 2-1 Estructuración de planta típica

### 2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

Debido a la necesidad del paso de tuberías de instalaciones sanitarias a través de los techos, se utilizaron techos de 20 cm de espesor. Para uniformizar el espesor de las losas se utilizó 20 cm de peralte en todos los techos. Además, se verificó si el espesor escogido es correcto mediante la siguiente fórmula (Blanco Blasco, 1994)

$$h > l_n / 25$$

Donde h es el peralte de la losa y  $l_n$  la luz libre. Debido a que la máxima luz de aligerado es igual a 3.23 m, el peralte mínimo según la fórmula debe ser 12.9 cm, por lo que el predimensionamiento es correcto.

### 2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS

Como se mencionó, se tienen losas de 20 cm de espesor. El paño más grande presente en la estructuración tiene 5 x 3.30 m y está apoyado en 3 lados. Se utilizó la siguiente fórmula para verificar su peralte:

$$h > P / 140$$

Donde h es el peralte de la losa maciza y P el perímetro. Como resultado, se tiene que dicho peralte debe ser mayor a 11.9 cm, por lo que se escogió un peralte correcto.

### 2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Se utilizó las siguientes fórmulas para predimensionamiento de vigas

)  $h > l_n / 13$  para vigas continuas

)  $h > l_n / 11$  para vigas simplemente apoyadas

La viga más larga de toda la estructura tiene 5.75 m de largo, por lo que considerando que es continua debe tener un peralte mayor a 44 cm. Además, según Blanco (Blanco Blasco, 1994), se recomienda tener un peralte de 50 cm para vigas de hasta 5.50 m de longitud.

Siguiendo dichos criterios, se escoge un peralte de 50 cm, que se utilizó en todas las vigas a fin de uniformizar la estructura.

## 2.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Debido a que se asume que las columnas solo se llevan un porcentaje menor de la fuerza sísmica, se predimensionaron para resistir fuerzas de gravedad, se utilizó la siguiente fórmula para hallar el área mínima de las columnas:

$$A = \frac{P}{0.4 f_c}$$

Donde A es el área mínima de la columna, Ps la carga axial en servicio y fc la resistencia nominal del concreto. La columna C-01 tiene un área tributaria de 18.44 m<sup>2</sup>, entonces si asumimos que cargó 1.1 t/m<sup>2</sup>, se tiene 121.70 ton de carga de servicio. Esto da como resultado un área de 1288 cm<sup>2</sup>. Se toman como dimensiones inicialmente 25 cm de ancho y 55 cm de largo. Luego se verificaron dichas dimensiones a fin de que la columna cumpla las condiciones exigidas por pandeo y flexocompresión (ver 3.8).

## 2.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Se escogió la ubicación y dimensiones de placas según los siguientes criterios:

- ) La Norma E.060 exige un espesor mínimo de placas de 15 cm, sin embargo, por facilidad constructiva y evitar el posible pandeo local, se escogió utilizar 20 cm como espesor mínimo.
- ) Se ubicaron placas en ambas direcciones, distribuidas en las zonas centrales y laterales del edificio. Las placas son de 20 cm y de 25 cm de espesor.
- ) Se buscó colocar segmentos de placas que formen pórticos sísmicos en la dirección transversal a las placas.

### 3. METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD Y ANÁLISIS

#### 3.1 CARGAS UTILIZADAS

Siguiendo lo indicado en la Norma E.020, se utilizaron las siguientes cargas:

) Carga viva:  $200 \text{ k} / \text{m}^2$  en los espacios utilizados como vivienda. En la azotea la carga viva es igual a  $100 \text{ k} / \text{m}^2$ .

) Peso de elementos estructurales: Se tomó como peso específico del concreto armado  $2400 \text{ k} / \text{m}^3$ . Además, las losas aligeradas tienen un peso de  $300 \text{ k} / \text{m}^3$ .

) Peso de tabiques: Los muros no estructurales que separan ambientes de las viviendas son de ladrillos de arcilla. Su peso específico es de  $1800 \text{ k} / \text{m}^3$  para los tabiques de 15 cm de espesor y de  $2000 \text{ k} / \text{m}^3$  para los tabiques de 10 cm de espesor.

) Piso terminado: Tiene un espesor de 5 cm, por lo que su peso es de  $100 \text{ k} / \text{m}^2$ .

#### 3.2 MODELO DE ANÁLISIS PARA LOSAS

Las losas se modelaron en el programa SAP 2000 versión 19.2.1 (Computer and Structures, Inc, 2017), de la siguiente manera:

) Se definió el material de las losas: Concreto armado de resistencia a compresión  $f'c = 210 \text{ k} / \text{cm}^2$  y módulo de elasticidad  $E = 217,000 \text{ k} / \text{cm}^2$ .

) Las viguetas de aligerado se definieron como elementos de tipo "Frame", se definieron sus secciones transversales y luego se dibujaron como elementos lineales.

) Las losas macizas son elementos de tipo "Shell", es decir que pueden soportar fuerzas axiales, de corte, flexión y deformaciones en su plano, o perpendiculares a este.

) Se usaron dos patrones de cargas de gravedad: Carga Muerta y carga Viva.

) Las vigas peraltadas, columnas y placas, se modelaron como apoyos simples.

#### 3.3 MODELO DE ANÁLISIS PARA EL EDIFICIO

Se realizó un modelo estructural en el programa ETABS versión 16.2.0 (Computer and Structures, Inc, 2016), con las siguientes consideraciones:

) Se definieron los materiales de la estructura: Concreto de resistencia a compresión  $f'c = 210 \text{ k} / \text{cm}^2$  y módulo de elasticidad  $E = 217,000 \text{ k} / \text{cm}^2$ . Y acero con esfuerzo de fluencia  $f_y = 4,200 \text{ k} / \text{cm}^2$  y módulo de elasticidad  $E = 2,000,000 \text{ k} / \text{cm}^2$ .

) Las vigas y columnas se definieron como elementos de tipo “Frame”, se definieron sus secciones transversales y luego se dibujaron como elementos lineales.

) Los muros se modelaron como elementos de tipo “Shell”, es decir que pueden soportar fuerzas axiales, de corte, flexión y deformaciones en su plano, o perpendiculares a este. Mientras las losas de techo son elementos de tipo “Membrane”, que solo se deforman y transmiten fuerzas dentro de su plano, por lo que las vigas reciben sus cargas por ancho tributario.

) Se usaron dos patrones de cargas de gravedad: Carga Muerta y carga Viva.

) Se consideraron las intersecciones de elementos como rígidas.

) Se despreció la rigidez torsional de las vigas en el modelo.

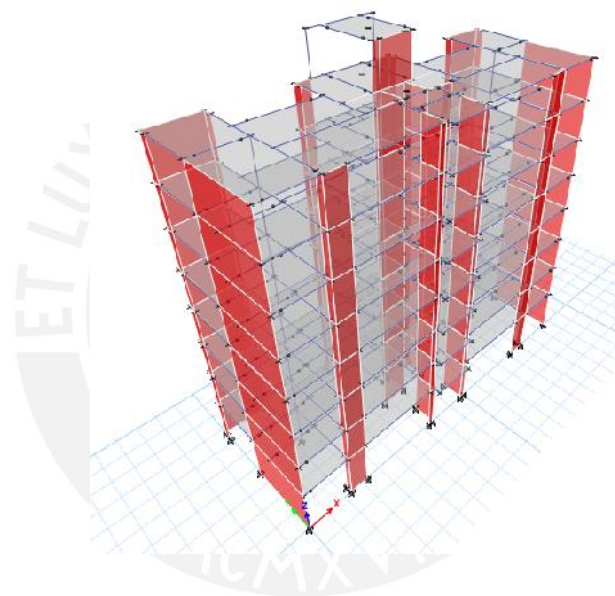


Figura 3-1 Modelo tridimensional de la estructura.

### 3.4 LOSAS ALIGERADAS

Se determinaron las cargas que actúan sobre una vigueta de losa aligerada de la planta típica, entre los ejes C y F:

Tabla 3-1 Tipos de Carga sobre losa aligerada

Carga Muerta	Peso propio (ton/m)	$0.3 \cdot 0.4 = 0.12$
	Piso terminado (ton/m)	$0.1 \cdot 0.4 = 0.04$
	Peso de tabique (carga puntual-ton)	$0.1 \cdot 2 \cdot 2.45 \cdot 0.4 = 0.20$ ton

Carga viva	Sobrecarga (ton/m)	$0.2 \times 0.4 = 0.08$
------------	--------------------	-------------------------

**Tabla 3-2** Cargas sobre losa aligerada

Wm (ton/m)	$0.12 + 0.04 = 0.16$
Wv (ton/m)	0.08
Wu (ton/m)	$1.4 \times 0.16 + 1.7 \times 0.08 = 0.36$
Pu (carga puntual tabique-ton)	$1.4 \times 0.2 = 0.28$

En el programa SAP 2000 se realizó un modelo de todas las viguetas con elementos tipo frame, considerando las vigas peraltadas apoyos simples, como se muestra en Figura 3-2.



**Figura 3-2** Modelo estructural utilizado para vigueta entre los ejes C y F

Tras asignar las cargas mencionadas, se obtienen los diagramas de carga muerta, viva y la combinación de ambos casos de carga. En las siguientes imágenes se muestran los diagramas de momento flector y fuerza cortante bajo la combinación  $1.4CM + 1.7CV$ .

Puesto que dentro del mismo paño se tienen viguetas que cargan tabiques y otras que no, se muestran los diagramas de fuerzas para el caso más crítico, es decir las viguetas que cargan tabiques.

Momento flector (ton-m):

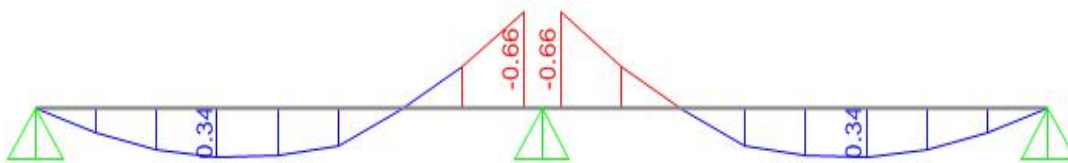


Figura 3-3 Diagrama de momento flector (ton-m)

Fuerza cortante (ton):

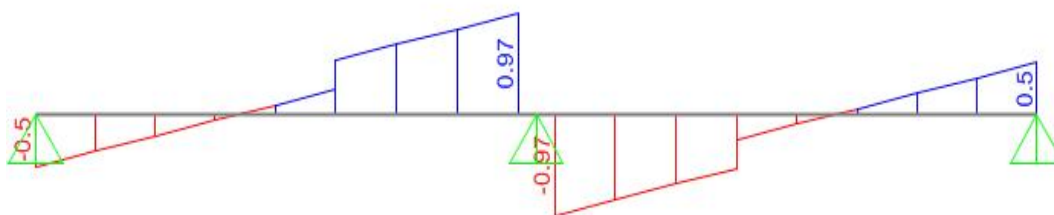


Figura 3-4 Diagrama de fuerza cortante (ton-m)

### 3.5 LOSAS MACIZAS

Para el caso de las losas macizas, se tomaron las cargas que actúan sobre un metro de ancho de un paño de losa maciza de la planta típica, entre los ejes B y C:

Tabla 3-3 Tipos de carga sobre losa maciza

Carga Muerta	Peso propio (ton/m)	$2.4 \times 0.2 \times 1 = 0.48$
	Piso terminado (ton/m)	$0.1 \times 1 = 0.1$
Carga viva	Sobrecarga (ton/m)	$0.2 \times 1 = 0.2$

En una franja libre de tabiques se tienen las siguientes cargas distribuidas actuantes:

Tabla 3-4 Cargas sobre losa maciza

$W_m$ (ton/m)	$0.48 + 0.1 = 0.58$
$W_v$ (ton/m)	0.2
$W_u$ (ton/m)	$1.4 \times 0.58 + 1.7 \times 0.2 = 1.152$

Para el paño de losa maciza en cuestión, se modeló en SAP 2000 como un elemento de tipo Shell, debido a que soporta fuerzas y deformaciones fuera de su plano, además se modelaron las viguetas adyacentes para tomar en cuenta su interacción con ellas. Dichas viguetas, proporcionan una determinada continuidad al paño, lo que disminuye sus momentos positivos.

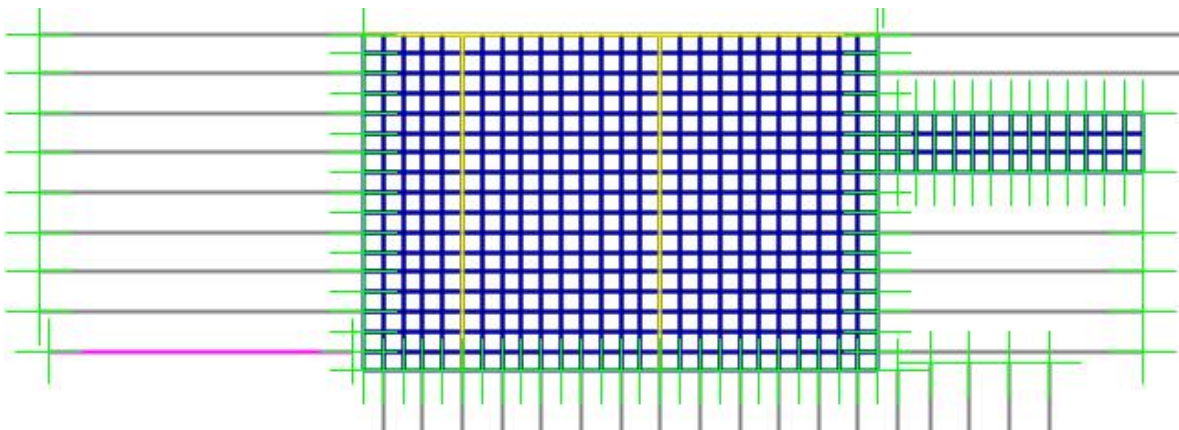


Figura 3-5 Modelo utilizado en losa maciza

Sobre la losa maciza, se modelaron elementos de tipo frame de una sección muy pequeña, que representan a los tabiques (de amarillo en la Figura 3-5). A dichos elementos les fue asignado como carga muerta su peso propio, para que sea soportado por la losa maciza.

La losa fue dividida en elementos finitos de forma cuadrada, de 20 cm de lado, mientras las viguetas fueron dibujadas espaciadas 40 cm, para modelar de la forma más realista posible la interacción entre aligerado y maciza.

Tras asignar las cargas antes mencionadas, se tienen los siguientes diagramas de momento flector, para la combinación 1.4 CM+1.7 CV:



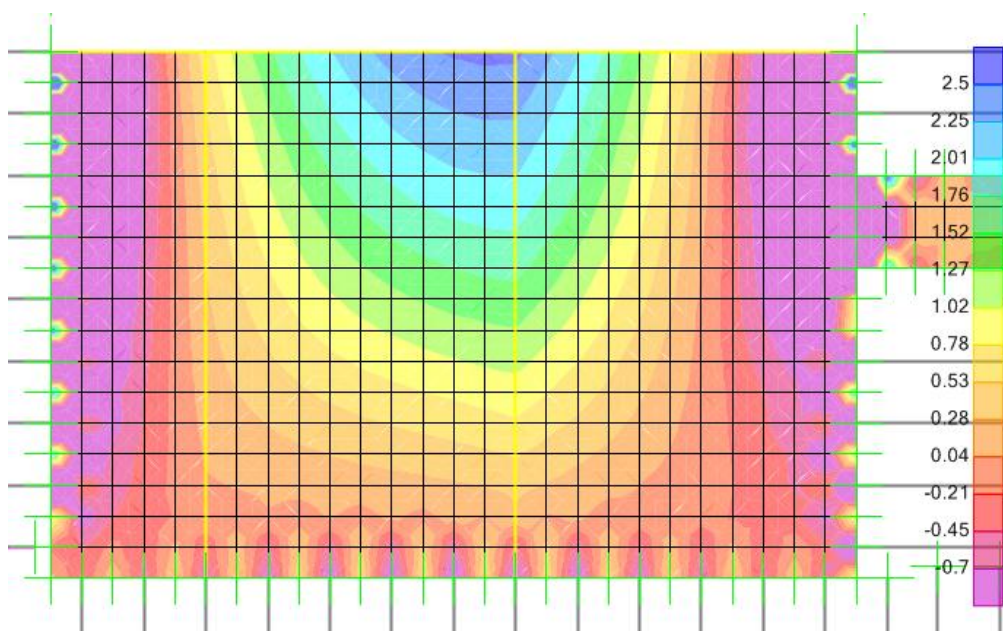


Figura 3-6 Diagrama de momento M11 (dirección X-X) ton-m

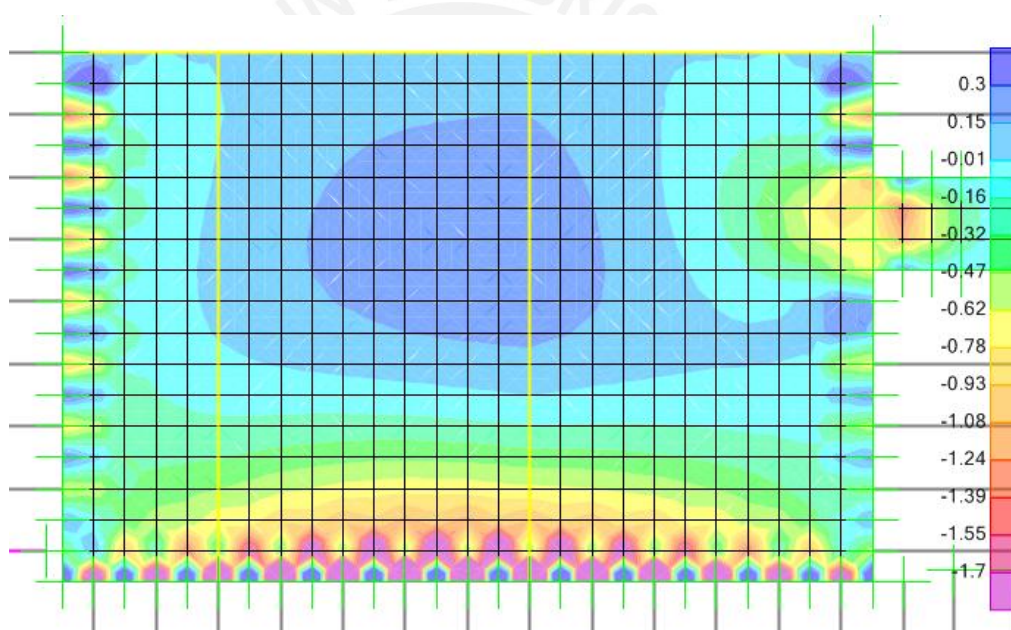


Figura 3-7 Diagrama de momento M22 (dirección Y-Y) ton-m

### 3.6 ESCALERAS

La escalera se comporta como una losa maciza en una dirección. Debido a tener una luz de solo 1.50 m, su garganta es del espesor mínimo permitido, es decir 15 cm. Su metrado de cargas, para un metro de ancho, es el siguiente:

Tabla 3-5 Cargas sobre escalera

Carga Muerta	Peso propio (ton/m)	0.65
--------------	---------------------	------

	Piso terminado(ton/m)	0.1
Carga viva	Sobrecarga (ton/m)	0.2

Se realizó un modelo en SAP 2000 para la escalera. Ya que esta se apoya únicamente en una dirección, se modeló como una viga, con un tramo inclinado donde se ubican las gradas y tramos horizontales en los descansos.

Para la combinación de gravedad (1.4 CM+1.7 CV), se tienen los siguientes diagramas flectores:

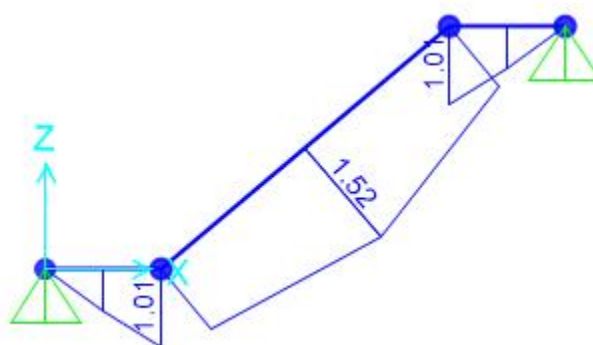


Figura 3-8 Diagrama de momento flector tramo típico escalera (ton)

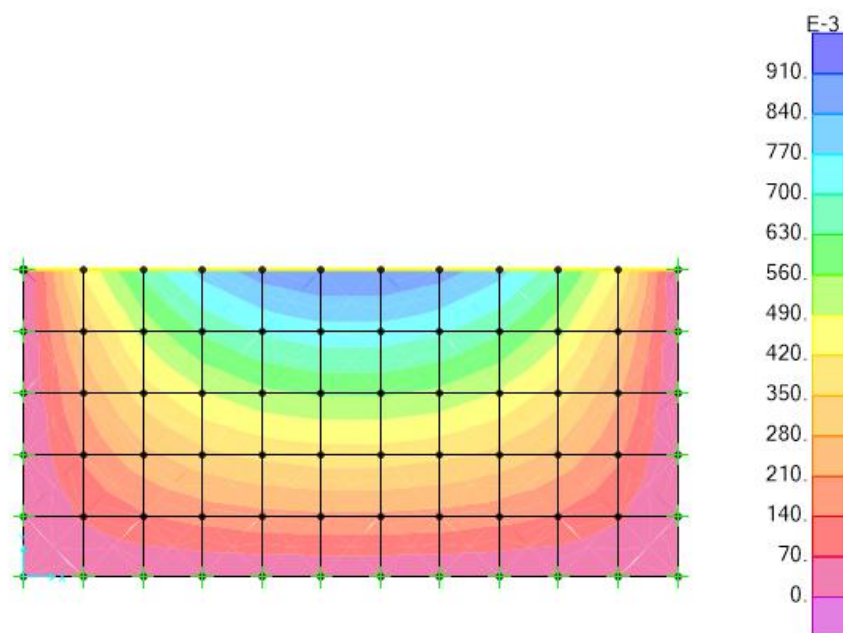


Figura 3-9 Diagrama de momento flector descanso escalera (ton-m)

### 3.7 VIGAS

Para analizar vigas es necesario determinar el área tributaria de estas. Cuando se tiene un paño de losa aligerada adyacente, se consideró que la viga carga la mitad de dicho paño. En cambio, cuando se tiene una losa maciza adyacente, se utilizó el método del sobre para determinar el área de ese paño que carga la viga analizada. Se muestra en la Figura 3-10 el área tributaria de la viga V-103:

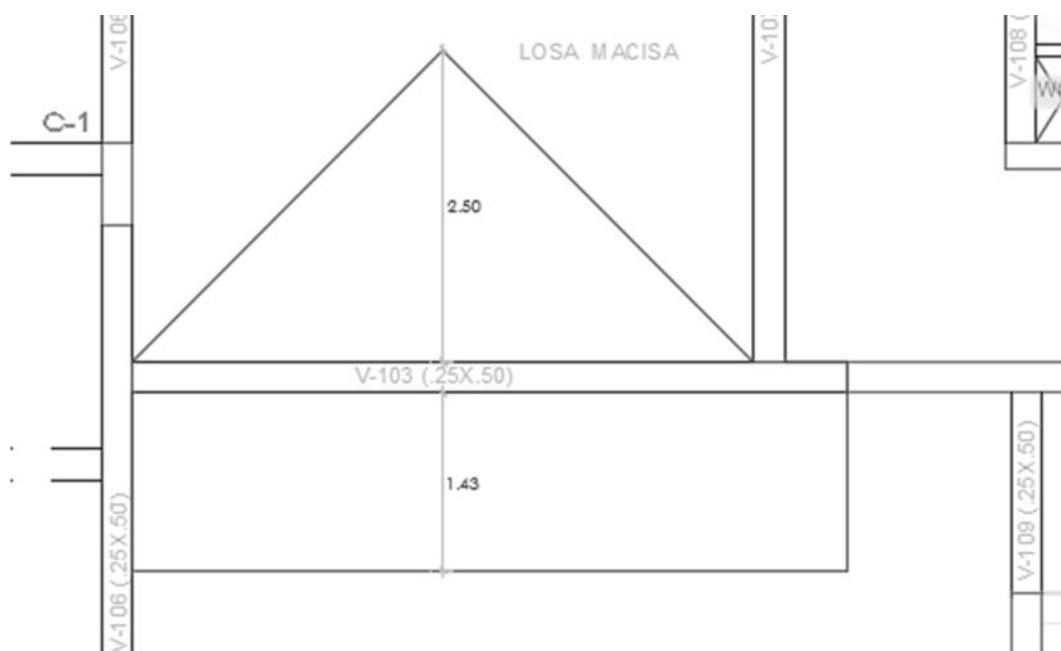


Figura 3-10 Área tributaria de la viga V-103

En la Tabla 3-6 **Tipos de carga sobre viga V-103**, se muestran las cargas distribuidas en el punto máximo, donde el área tributaria tiene un ancho de 4.18 m:

Tabla 3-6 Tipos de carga sobre viga V-103

Carga Muerta	Peso propio (ton/m)	$2.4 \times 0.25 \times 0.5 = 0.30$
	Piso terminado (ton/m)	$0.1 \times 4.18 = 0.418$
	Peso de tabique (carga puntual-ton)	$0.15 \times 1.8 \times 2.45 \times 0.4 = 0.265$ ton
	Piso losa aligerada (ton/m)	$0.3 \times 1.43 = 0.429$
	Tabique $e=0.15$ m sobre viga (ton/m)	$0.15 \times 1.8 \times 2.15 = 0.581$
	Tabiques distribuidos sobre losa maciza (ton/m)	$0.42 \times 2.50 = 1.05$
Carga viva	Sobrecarga (ton/m)	$0.2 \times 4.18 = 0.836$

Finalmente, se tienen las siguientes cargas sobre la viga V-103:

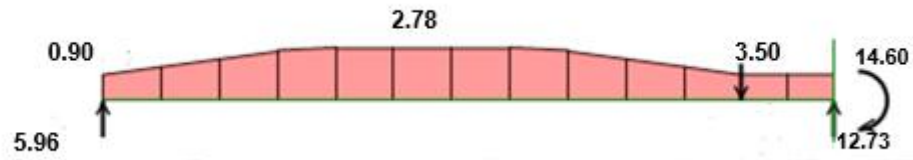


Figura 3-11 Carga muerta sobre V-103 (ton)

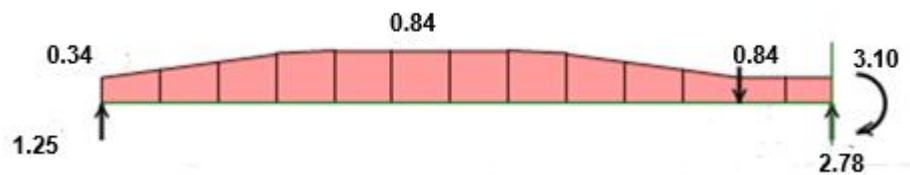


Figura 3-12 Carga viva sobre V-103 (ton)

Con lo que se obtienen los siguientes diagramas de fuerza cortante y momento flector, para la combinación  $1.4\text{ CM}+1.7\text{ CV}$ :

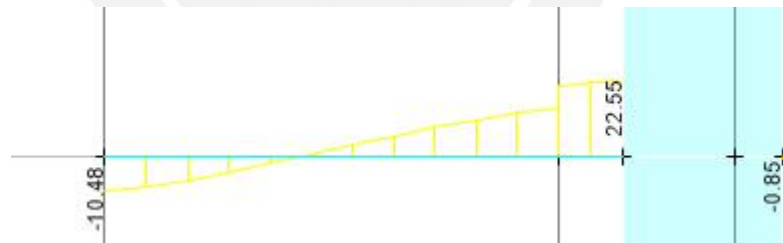


Figura 3-13 DFC de V-103 en planta típica (ton)

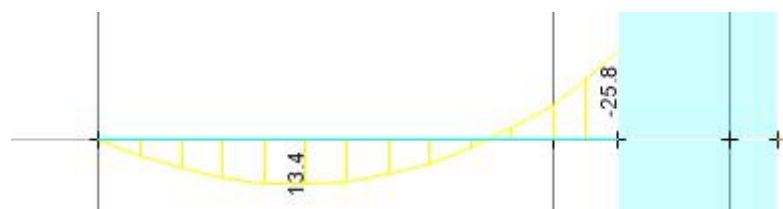


Figura 3-14 DMF de V-103 en planta típica (ton)

### 3.8 COLUMNAS

Para el caso de las columnas, se tomaron las cargas que actúan sobre su área tributaria, para la columna entre los ejes B y 2. Dicha columna fue predimensionada con dimensiones de 0.25 x 0.55 m, pero se verificó el pandeo en dicha sección iterando sus dimensiones y se comprobó que se cumplen las condiciones de pandeo con dimensiones de 0.25 x 0.80 m.

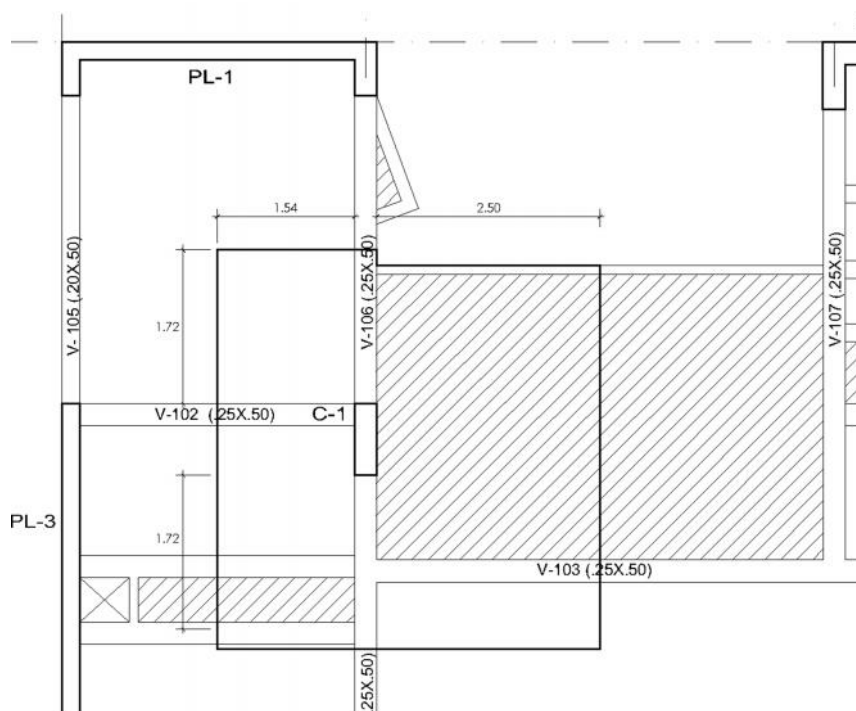


Figura 3-15 Área tributaria de columna C-01

Tabla 3-7 Tipos de carga en área tributaria de columna C-01

Carga Muerta	Peso propio (ton)	$2.4 \times 0.25 \times 0.80 \times 2.45 = 1.18$
	Piso terminado ( $t/m^2$ )	0.1
	Peso aligerado (ton)	$0.3 \times (2.76 + 2.92) = 1.70$
	Peso vigas (ton)	$2.4 \times .25 \times .3 \times (2.08 + 1.51 + 1.68 + 2.5) = 1.40$
	Peso maciza (ton)	$12.76 \times .48 = 6.12$
	Peso de tabiques (ton)	$0.662 \times (0.75 + 1.7 + 0.5 + 0.6) + 0.49 \times (2.45 + 0.5 + 0.3 + 3.4) +$

		0.3*2.3=6.30
	Carga muerta total ( $t_i / m^2$ )	$0.1+(0.96+1.70+1.40+6.12+6.30)/18.44= 0.994$
Carga viva	Sobrecarga ( $t_i / m^2$ )	0.2

Se estimaron las cargas de gravedad, como  $1 t_i / m^2$  para carga muerta en la planta típica,  $0.85 t_i / m^2$  en la azotea y  $0.2 t_i / m^2$  de carga viva:

Tabla 3-8 Cargas acumuladas por piso sobre la columna C-01

Columna	Área trib. ( $m^2$ )	Área trib. Acum. ( $m^2$ )	fr	Pv/piso (ton)	Pm/piso (ton)
C-01					
T8	18.44	18.44	1.00	1.84	15.67
T7	18.44	36.88	0.79	3.69	18.44
T6	18.44	55.32	0.69	3.69	18.44
T5	18.44	73.76	0.63	3.69	18.44
T4	18.44	92.20	0.59	3.69	18.44
T3	18.44	110.64	0.56	3.69	18.44
T2	18.44	129.08	0.54	3.69	18.44
T1	18.44	147.52	0.52	3.69	18.44

Nv reducida (ton)	Nm (ton)	Pu (1.4M+1.7V)	Nv (ton) SIN REDUCCION
1.84	15.67	25.08	1.84
4.74	34.11	55.82	5.53
7.28	52.55	85.95	9.22
9.59	70.99	115.70	12.91
11.77	89.43	145.21	16.60
13.83	107.87	174.53	20.28
15.81	126.31	203.71	23.97
17.72	144.75	232.77	27.66

Se comparó estas fuerzas con las obtenidas del modelo de ETABS:

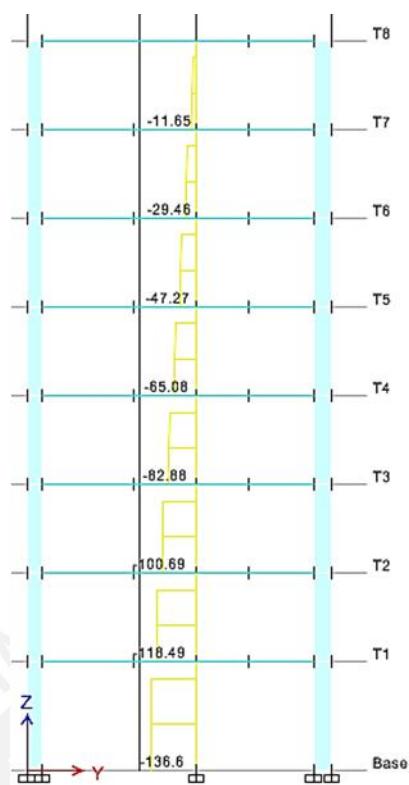


Figura 3-16 Diagrama de fuerza axial por carga muerta (ton)

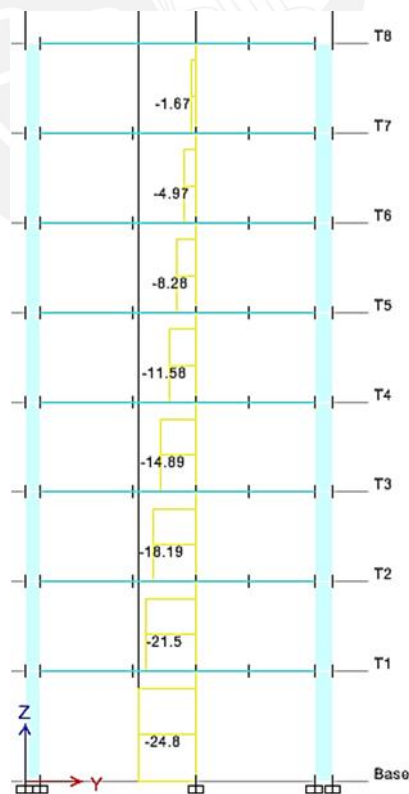


Figura 3-17 Diagrama de fuerza axial por carga viva (ton)

En la Tabla 3-9 **Comparación de fuerzas axiales en primer piso de la columna**, se comparan las fuerzas axiales obtenidas en el primer piso.

**Tabla 3-9** Comparación de fuerzas axiales en primer piso de la columna

	CM (ton)	CV sin reducir (ton)	CV reducida (ton)
Metrado de cargas	144.8	27.7	17.7
ETABS	136.6	24.8	-

La diferencia de valores entre la carga proveniente del programa ETABS y la del Metrado de cargas se debe principalmente a que el programa toma en cuenta la hiperestaticidad de la estructura, mientras en el metrado de cargas manual se toman las áreas tributarias como si la estructura fuera isostática.

Se tomó para la verificación del pandeo en la columna, la mayor carga muerta y viva entre las obtenidas del metrado de cargas y el modelo de ETABS. Según la Norma E.020, se permite realizar reducción de carga viva en columnas y vigas cuando el área tributaria es mayor a  $20 \text{ m}^2$ . Sin embargo, debido a la importancia de las columnas, se tomó la carga viva sin reducir.

Para verificar el pandeo de la columna, se siguió el procedimiento de la Norma E.060 (Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado, 2009). En elementos sin desplazamiento lateral, la norma exige aumentar el momento proveniente del análisis por un determinado factor. Sin embargo, se puede evitar la verificación si se cumple lo siguiente:

$$\varphi \geq 1.6 * P$$

$$P = \left( \frac{\pi}{k * h} \right)^2 * E * I_c$$

Donde:

k= Factor de longitud efectiva, por estar biempotrada se tomó el valor de 1.

h=Altura libre, es igual a la altura desde la parte superior de su zapata hasta el fondo de vigas del primer piso.

E= Módulo de elasticidad del concreto



$I_{ef}$ = Inercia efectiva, se calcula como  $I_{ef}=0.2 I_g$  ( $I_g$  es el menor momento de inercia de la sección bruta).

Para la columna en cuestión se comprueba que cumple la verificación por pandeo, debido a que la relación entre  $\phi_r$  y  $P$  es 1.72 (ver Tabla 3-10 Verificación por pandeo en el primer piso de la columna C-01.).

Tabla 3-10 Verificación por pandeo en el primer piso de la columna C-01.

a (cm)	b (m)	$I_g$ menor ( $c^4$ )	h (m)
25	80	104166.667	2.70

$I_{ef}$ ( $c^4$ )	$P_{cr}$ (ton)	$P_u$ (ton)	$\phi \times P_{cr}$ (ton)	$\phi P_{cr}/P_u$
20833.33	613.10	249.68	429.17	1.72

### 3.9 PLACAS

Al igual que en las columnas se comparó el metrado de cargas manual de las placas con las cargas provenientes del análisis en ETABS. Se realizó como ejemplo el metrado y análisis de la placa PL-1.

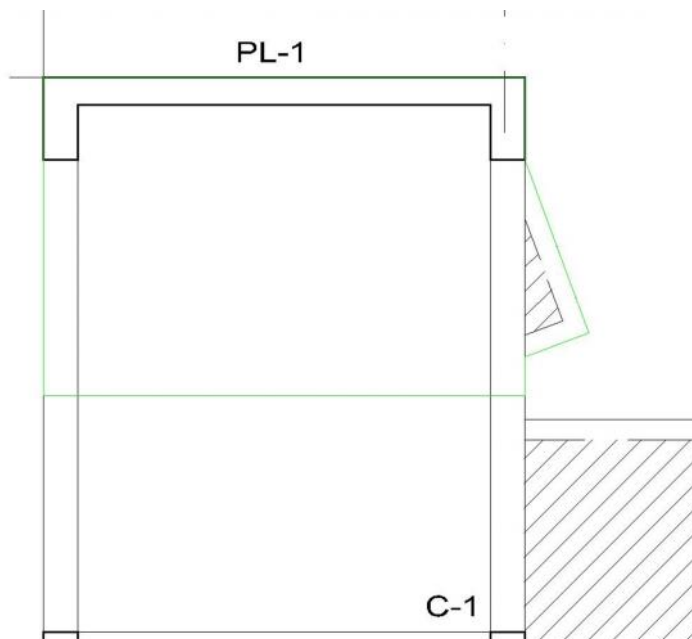


Figura 3-18 Área tributaria de placa PL-1

Tabla 3-11 Tipos de carga sobre área tributaria de placa PL-1

Carga Muerta	Peso propio (ton)	$2.4 \times 0.25 \times 4.08 \times 2.45 = 6.00$
	Piso terminado ( $t_u / m^2$ )	0.1
	Peso aligerado (ton)	$0.3 \times 3.53 \times 2.33 = 2.47$
	Peso maciza (ton)	$0.58 \times 0.34 = 0.20$
	Peso vigas (ton)	$2.4 \times .25 \times .3 \times (1.775 \times 2) = 0.64$
	Peso de tabiques (ton)	$0.662 \times (1.73 + 0.29 + 0.50 + 0.60) = 2.06$
	Carga muerta total ( $t_u / m^2$ )	$0.1 + (6 + 2.47 + 0.64 + 2.06) / 8.74 = 1.38$
Carga viva	Sobrecarga ( $t_u / m^2$ )	0.2

A partir de estos cálculos se obtuvo valores de carga muerta de  $1.38 t_u / m^2$  y  $0.2 t_u / m^2$  de carga viva, en el área tributaria de la placa.

Tabla 3-12 Cargas acumuladas por piso sobre la placa PL-1

Placa	Área trib. ( $m^2$ )	Área trib. Acum. ( $m^2$ )	fr	Pv/piso (ton)	Pm/piso (ton)
PL-1					
T8	8.74	8.74	1.00	0.87	7.43
T7	8.74	17.48	1.00	1.75	12.06

<b>T6</b>	8.74	26.22	0.89	1.75	12.06
<b>T5</b>	8.74	34.96	0.80	1.75	12.06
<b>T4</b>	8.74	43.70	0.74	1.75	12.06
<b>T3</b>	8.74	52.44	0.70	1.75	12.06
<b>T2</b>	8.74	61.18	0.67	1.75	12.06
<b>T1</b>	8.74	69.92	0.64	1.75	12.06

<b>Nv reducida (ton)</b>	<b>Nm (ton)</b>	<b>Pu (1.4M+1.7V)</b>	<b>Nv (ton) SIN REDUCCION</b>
0.87	7.43	11.89	0.87
2.62	19.49	31.74	2.62
4.17	31.55	51.26	4.37
5.57	43.61	70.52	6.12
6.87	55.67	89.61	7.87
8.09	67.74	108.58	9.61
9.25	79.80	127.44	11.36
10.37	91.86	146.23	13.11

En el modelo de ETABS se tiene los siguientes diagramas para la placa PL-01:

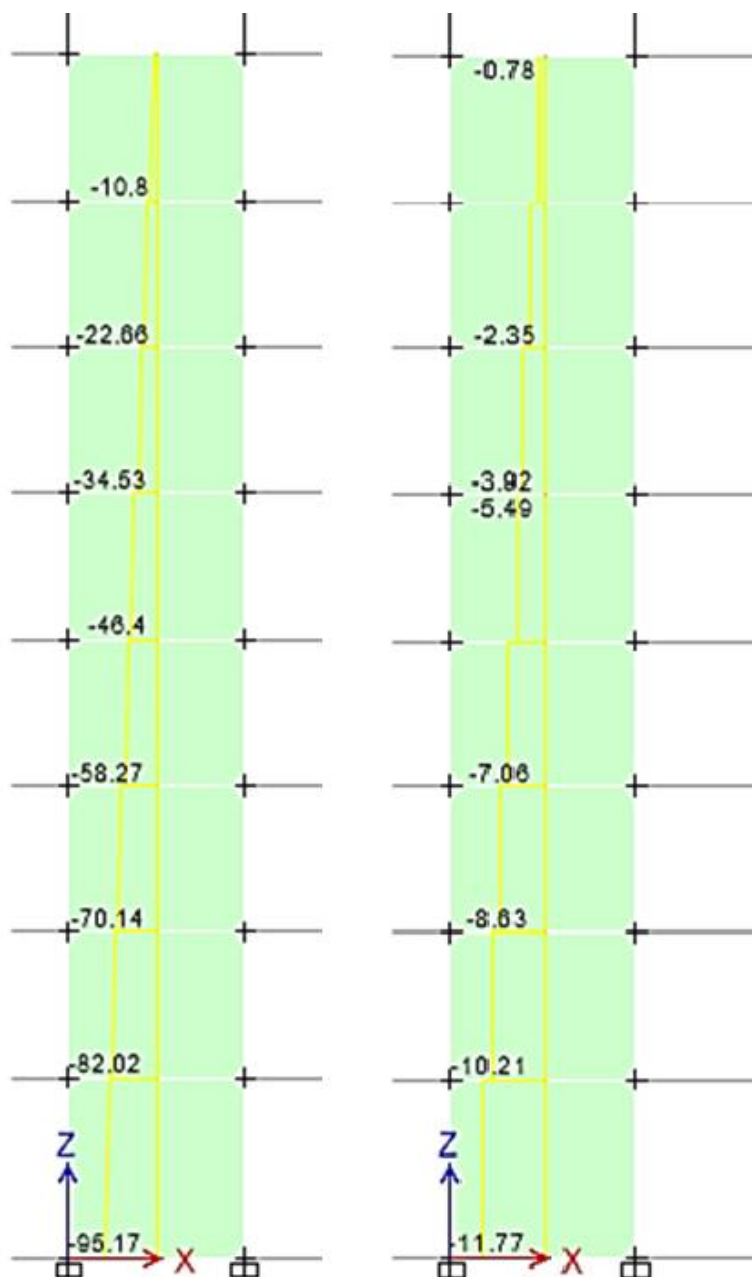


Figura 3-19 Diagrama de fuerza axial por carga muerta (a la izquierda) y por carga viva (a la derecha) de la Placa PL-1 (ton)

Se tomó para el diseño de cada piso, las fuerzas axiales más críticas, entre las provenientes del metrado de cargas y las del análisis en ETABS.

## 4. ANÁLISIS SÍSMICO

### 4.1 PARÁMETROS SÍSMICOS

Son los factores que modifican el espectro utilizado para el análisis Modal Espectral. Estos dependen de la zona donde está ubicado el proyecto, el uso al que es destinado, el tipo de suelo y el sistema estructural (ver Tabla 4-1 **Parámetros sísmicos según norma E.030** ).

**Tabla 4-1** Parámetros sísmicos según norma E.030 (Comité Técnico Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2016)

Factor	Valor utilizado
Factor de Zona (Z)	Debido a encontrarse en Surquillo, Lima, está en la Zona 4. $Z=0.45$
Factor de Uso (U)	Debido a ser destinada al uso como vivienda, es una Edificación Común. $U=1.00$
Factor de Suelo (S), periodos $T_p$ y $T_l$	Según el EMS se tiene un suelo de perfil S1. Ya que se encuentra en la zona sísmica 4, $S=1.00$ . Para el perfil S1 $T_p=0.4$ seg. y $T_l=2.5$ seg.
Factor de Amplificación Sísmica (C)	$T < T_P: C=2.5$ $T_P < T < T_L: C=2.5 * \frac{T}{T_P}$ $T > T_L: C=2.5 * \frac{T_P * T_L}{T^2}$ El valor se calculó según periodo para cada dirección
Factor de Reducción ( $R_o$ )	Se asumió que es un sistema de muros de concreto armado, luego es comprobado en el análisis. $R=6$

### 4.2 PESO DE LA EDIFICACIÓN

Según lo estipulado en la Norma E.030, el peso de la edificación a ser utilizado para el análisis sísmico, depende de la categoría de uso de la edificación. Al ser utilizada para vivienda, es de tipo común, por lo que el peso sísmico a considerar es el 100% de Carga Muerta y el 25% de Carga Viva.

Tabla 4-2 Peso sísmico de la edificación por cada piso

Piso	Masa	Peso	Área	$P / m^2$
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf	m <sup>2</sup>	$t_i / m^2$
<b>Azotea</b>	2.23	21.87	13.97	1.57
<b>8</b>	17.22	168.90	209.03	0.81
<b>7</b>	25.07	245.93	209.03	1.18
<b>6</b>	25.07	245.93	209.03	1.18
<b>5</b>	25.07	245.93	209.03	1.18
<b>4</b>	25.07	245.93	209.03	1.18
<b>3</b>	25.07	245.93	209.03	1.18
<b>2</b>	25.07	245.93	209.03	1.18
<b>1</b>	25.78	252.90	209.03	1.21

### 4.3 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

#### 4.3.1 Irregularidades en Altura

##### ) Irregularidad de rigidez – Piso blando

A continuación, se muestran las rigideces obtenidas del programa ETABS, calculadas dividiendo la cortante sísmica en cada entrepiso, entre la deriva en dicho piso (es decir la deriva máxima del análisis dinámico, ver Tabla 4-8 **Derivas inelásticas máximas en cada piso**).

Tabla 4-3 Comparación de rigideces de entrepiso en dirección X

Piso	Rigidez lateral (ton/m)	Ratio respecto a piso superior	Ratio respecto a 3 pisos superiores
8	17050.5		
7	31012.0	1.82	
6	41366.2	1.33	
5	50957.3	1.23	1.71
4	62284.9	1.22	1.52
3	78948.1	1.27	1.53
2	109955.2	1.39	1.72
1	208282.2	1.89	2.49

Tabla 4-4 Comparación de rigideces de entrepiso en dirección Y

Piso	Rigidez lateral (ton/m)	Ratio respecto a piso superior	Ratio respecto a 3 pisos superiores
8	25146.4		
7	45557.0	1.81	
6	60201.4	1.32	
5	73051.1	1.21	1.67
4	88068.1	1.21	1.48
3	110573.1	1.26	1.50
2	153139.3	1.38	1.69
1	281981.4	1.84	2.40

La Norma establece que se tiene irregularidad de rigidez o piso blando, si en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% del nivel inmediato superior, o menor al 80% del promedio de las rigideces laterales de los 3 niveles superiores. Se observa que el edificio no tiene dicha irregularidad.

) Irregularidad extrema de rigidez

La Norma establece que se tiene irregularidad extrema de rigidez, si en un entrepiso la rigidez lateral la rigidez lateral es menor al 60% del nivel inmediato superior, o menor al 70% del promedio de las rigideces laterales de los 3 niveles superiores. Como se vio en el punto anterior, no se tienen valores menores al mínimo.

) Irregularidad de Masa o Peso

La Norma establece que se tiene irregularidad de Masa o Peso si el peso en un piso es mayor al 50% de un piso adyacente, pero no se aplica dicho criterio en azoteas ni sótanos. Como se observa en la Tabla 4-2 **Peso sísmico de la edificación por cada piso**, el peso de la edificación se mantiene muy similar en todos los pisos, excepto en la azotea. Por lo tanto, no se tiene irregularidad de masa o peso.

) Irregularidad Geométrica Vertical

Se tiene esta irregularidad en caso la planta resistente en un piso sea mayor que la de un piso adyacente, en un porcentaje mayor a 30% (no aplica en azoteas ni sótanos). No se aplica en el edificio en cuestión, debido a que la planta se mantiene de las mismas dimensiones en todos sus pisos.

#### 4.3.2 Irregularidades en Planta

##### ) Irregularidad torsional

Para comprobar esta irregularidad se compara la deriva de la esquina donde se tienen mayor deriva, con respecto a la esquina opuesta del edificio.

**Tabla 4-5** Análisis de torsión en dirección X

Deriva máxima de planta (‰)	Deriva esquina opuesta (‰)	Ratio máximo/promedio
1.07	0.96	1.06
1.11	0.99	1.06
1.13	0.99	1.06
1.11	0.97	1.07
1.03	0.90	1.07
0.90	0.78	1.07
0.69	0.59	1.08
0.31	0.26	1.08

**Tabla 4-6** Análisis de torsión en dirección Y

Deriva máxima de planta (‰)	Deriva esquina opuesta (‰)	Ratio máximo/promedio
0.86	0.87	1.00
0.90	0.91	1.00
0.92	0.92	1.00
0.91	0.91	1.00
0.86	0.86	1.00
0.75	0.75	1.00
0.58	0.58	1.00
0.26	0.26	1.00



Se observa que el máximo factor de torsión es 1.08, se da en el análisis sísmico en Dirección X, mientras en la dirección Y la torsión es casi nula, debido principalmente a su simetría en esta dirección. Ya que la Norma E.030 fija en 1.3 el valor mínimo del factor de torsión para tener irregularidad torsional, no se tiene dicha irregularidad.

#### ) Irregularidad torsional extrema

La Norma fija en 1.5 el factor de torsión para tener esta irregularidad. Ya que se tiene un factor máximo menor, no se tiene irregularidad torsional extrema.

#### ) Esquinas Entrantes

Se tiene esquinas entrantes en los pozos de luz de la parte posterior del edificio:

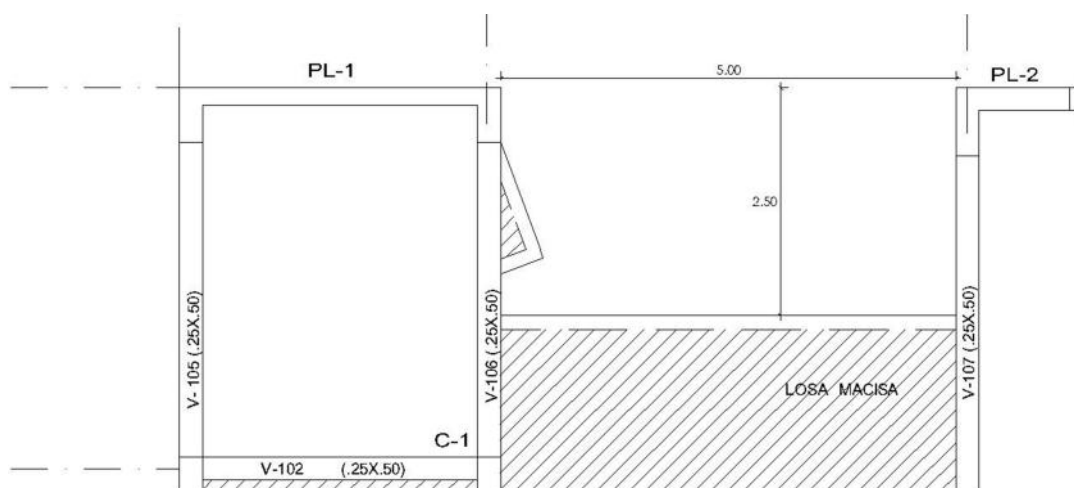


Figura 4-1 Tragaluz en parte posterior del edificio, que es una esquina entrante

La esquina entrante tiene 5 metros de largo en la dirección X por 2.5 metros en la dirección Y. La planta total de la estructura tiene 24.25 m de largo en X por 9.4 m en Y. Por lo tanto, las dimensiones de las esquinas entrantes son respectivamente 20.62% en X y 26.60% en Y. Por lo tanto, el edificio es irregular por esquinas entrantes.

#### ) Discontinuidad de Diafragma

La Norma establece que existe esta irregularidad cuando se tienen aberturas mayores al 50% del área bruta de la planta, o cuando una sección transversal sea menor al 25% de la sección total de la planta.

En el primer caso, las aberturas son claramente mucho menores al 50% del área total. Para el segundo caso, la menor sección transversal se ubica en el eje central

del edificio, donde están la escalera y ascensor, que son vacíos en la planta estructural. Dicha sección, mide 5.40 m, que es el 57.4% de la dimensión total, por lo que no se tiene discontinuidad de diafragma.

#### ) Sistemas no paralelos

Aplica cuando se tienen elementos resistentes a fuerzas laterales no paralelos a las dos direcciones de análisis. No aplica para la planta en cuestión.

#### **Factor de Reducción**

Solo se tiene irregularidad de esquinas entrantes por lo que  $I_p=0.90$ . No se tienen irregularidades en altura, por lo que  $I_a=1.0$ . El valor final de R es:

$$R = I_a * I_p * R_0 = 1 * 0.9 * 6 = 5.40$$

#### 4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO

Este análisis consiste en asignar el sismo como fuerzas laterales a cada piso, en su centro de masas. La cortante basal se calcula con el peso y los parámetros sísmicos anteriormente mencionados, luego dicha fuerza se reparte hacia cada piso, en una distribución triangular donde la máxima fuerza está en el piso superior.

Es uno de los métodos que la Norma E.030 contempla para el análisis sísmico de edificios, sin embargo, solo es permitido utilizar sus resultados directamente para el diseño de la estructura en edificios que cumplen ciertos requisitos. En la zona sísmica 4, dicho análisis puede utilizarse en edificios regulares de no más de 30 metros o edificios irregulares de albañilería o muros de concreto armado de menos de 15 metros de altura.

El edificio objeto de este proyecto de tesis no cumple ninguno de los requisitos antes mencionados, por lo que no se utilizaron los resultados del análisis estático para diseño ni para hallar irregularidades. Sin embargo, se halló la fuerza cortante basal del análisis estático, ya que se utilizó después para ser comparada con la del análisis modal-espectral:

$$V = Z * U * C * S * P / R$$

Para hallar el coeficiente C, se realizó el análisis modal en cada dirección, restringiendo el análisis (en el programa ETABS) a solo la dirección respectiva. De esa forma, se obtuvo los periodos para análisis modal puramente traslacional:

$$T_x=0.56 \text{ s}$$

$T_y=0.506$  s

Con lo que se obtiene:

$V_x=194.00$  ton

$V_y=228.63$  ton

#### 4.5 ANÁLISIS DINÁMICO

Se sometió el edificio al espectro de pseudoaceleración de la Norma E.030. Dicho espectro representa el sismo de diseño, con una probabilidad ser excedido de 10% durante una vida útil de 50 años. Al igual que el estático, el espectro depende de los parámetros sísmicos:

$$V = \frac{Z * U * C * S * g}{R}$$

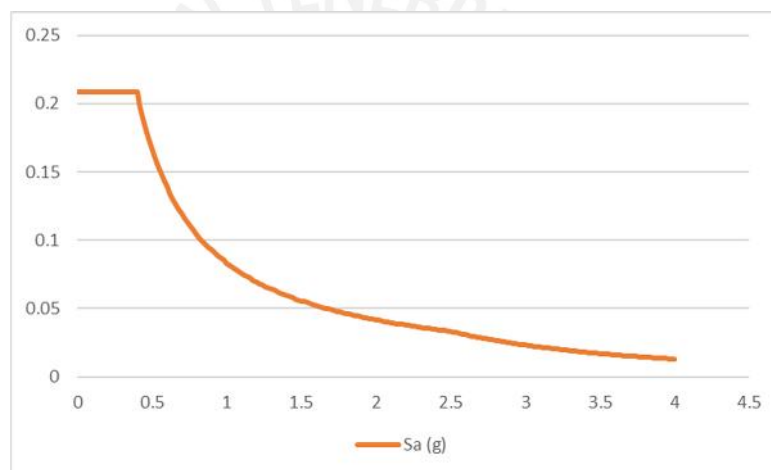


Figura 4-2 Espectro de pseudoaceleraciones en función de la gravedad

##### 4.5.1 Periodos y porcentajes de masa participante

El análisis modal espectral consiste en someter el edificio al espectro de pseudoaceleraciones para obtener su respuesta ante cada modo de vibración. Los modos de vibración son las formas en las que en una estructura oscila frente a una acción sísmica, cada una de estas formas tiene un periodo y una deformada característica. Los modos más importantes de la estructura, es decir los que predominan en el movimiento del edificio frente a acciones sísmicas, tienen un periodo y una masa participativa mayor que los demás.

Se sometió el edificio a un análisis modal, tras lo cual se tienen los siguientes resultados:

Tabla 4-7 Periodos y porcentaje de masa participativa para análisis modal

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa x	% Masa participativa y	% Masa participativa rotacional
1	0.612	69.01	0.00	0.97
2	0.507	0.00	67.78	0.00
3	0.373	0.79	0.00	69.68
4	0.307	0.00	3.70	0.00
5	0.147	7.51	0.00	0.04
6	0.132	11.22	0.00	0.92
7	0.112	0.00	17.88	0.00
8	0.084	0.63	0.00	17.77
9	0.06	5.64	0.00	0.15
10	0.049	0.00	6.09	0.00
11	0.038	1.20	0.00	1.81
12	0.036	1.28	0.00	4.20
13	0.029	0.63	0.00	0.25
14	0.029	0.00	2.55	0.00
15	0.024	0.52	0.00	0.02
16	0.024	0.00	0.00	0.00
17	0.023	0.52	0.00	0.07
18	0.022	0.03	0.00	2.38
19	0.021	0.00	1.13	0.00
20	0.019	0.55	0.00	0.01
21	0.016	0.00	0.52	0.00
22	0.016	0.04	0.00	1.02
23	0.015	0.26	0.00	0.01
24	0.014	0.06	0.00	0.00
25	0.013	0.00	0.25	0.00
26	0.013	0.03	0.00	0.15
27	0.013	0.00	0.00	0.00

Se muestran los periodos en cada dirección, además del porcentaje de las masas participativas de cada uno. Se observa que el primer modo es de traslación en X, el segundo de traslación en Y, mientras que el tercero de rotación. También cabe

resaltar la ausencia de rotación en el segundo periodo, debido a la simetría del edificio respecto al eje Y.

#### 4.5.2 Control de desplazamientos

Tras realizar el análisis modal, el programa analiza la respuesta del edificio ante cada modo y suma dichas respuestas mediante el criterio de Combinación Cuadrática Completa (CQC). Tras dicha combinación, se obtienen los resultados del análisis modal espectral.

La estructuración escogida debe contar con la rigidez necesaria para no tener desplazamientos excesivos durante un sismo. La Norma E.030 establece como 7‰ el límite máximo para derivas de entrepiso. Las derivas de entrepiso, para edificios irregulares, se hallan multiplicando los obtenidos del análisis elástico por 0.85R.

**Tabla 4-8** Derivas inelásticas máximas en cada piso

Piso	Deriva inelástica en dirección X (‰)	Deriva inelástica en dirección Y (‰)
8	4.89	4.23
7	5.09	4.45
6	5.17	4.55
5	5.09	4.52
4	4.76	4.28
3	4.15	3.75
2	3.19	2.89
1	1.44	1.32

#### 4.5.3 Junta sísmica

Para evitar colisionar con edificaciones vecinas durante un sismo, el edificio tiene que estar separado mediante una junta sísmica del límite de terreno. En caso la edificación vecina haya dejado junta sísmica, como se asume en este caso, dicha distancia debe ser mayor a  $2/3$  del desplazamiento máximo del edificio según el análisis dinámico realizado, y mayor a  $s/2$ . El valor de  $s$  se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$s=0.006*h=0.006*2140=12.8 \text{ cm}$$

El desplazamiento máximo en la dirección x (ya que en esta dirección de análisis el edificio se mueve hacia el lindero derecho) es:

$$1.96 \cdot .85 \cdot R = 9 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el valor de la junta sísmica debe ser mayor a  $S/2=6.4$  cm y a  $2/3$  del Desplazamiento máximo (equivalente a 6 cm). Para cumplir con ambos valores mínimos, se dejó una junta sísmica de 7 cm hacia el lindero derecho del terreno.

#### 4.6 VERIFICACIÓN DE FACTOR DE REDUCCIÓN

Se procedió a verificar el porcentaje de cortante basal que soportan las placas, respecto al cortante total en la base del edificio. Para ello se asigna un Pier a las placas orientadas en la dirección X y otro a las placas orientadas en la dirección Y, luego se compara con las reacciones totales:

**Tabla 4-9** Porcentaje del Corte basal en placas

	Cortante en placas (ton)	Cortante dinámico (ton)	%Corte placas
Dirección X	185.24	186.69	99.2
Dirección Y	212.62	218.68	97.2

Se obtiene que las placas soportan casi la totalidad del cortante, siendo este porcentaje mayor a 70%, por lo que el sistema estructural es de muros de concreto armado. El factor de reducción R asumido es correcto.

#### 4.7 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

El cortante obtenido mediante el análisis dinámico típicamente es menor al obtenido del estático, por lo que la Norma E.030 obliga a amplificar la fuerza basal obtenida del análisis espectral hasta que alcance un porcentaje del cortante basal estático.

**Tabla 4-10** Factor de escalamiento en cada dirección

	V estática	V dinámica	90% Vestática	Factores de escalamiento
<b>Dirección X</b>	280.9	190.53	252.8	1.33
<b>Dirección Y</b>	296.8	222.40	267.1	1.20

Por lo tanto, las fuerzas dinámicas son escaladas por 1.33 en la dirección X y por 1.20 en la dirección Y. Las fuerzas de diseño son:

**Tabla 4-11** Fuerzas de diseño comparadas con el peso de la edificación

	Fuerza de diseño	% del Peso
<b>Dirección X</b>	247.5	13.30
<b>Dirección Y</b>	258.9	13.91

#### 4.8 REDUNDANCIA ESTRUCTURAL

La redundancia estructural se relaciona con la cantidad de trayectorias resistentes de una estructura ante cargas sísmicas. En estructuras poco redundantes se tienen pocos elementos que soportan la gran mayoría de las fuerzas sísmicas, por lo que la falla de uno de estos podría ocasionar el colapso de la estructura (Eber & Arturo, 2014). Por lo tanto los códigos de diseño incrementan la fuerza de diseño en dichos elementos, a fin de otorgar mayor seguridad a la estructura.

Se ha verificado los elementos más solicitados en cada dirección, para determinar si existe algún elemento que soporte más del 30% del cortante de diseño.

**Tabla 4-12** Fuerzas de diseño de placas más solicitadas, comparadas con el cortante total de la edificación

	Placa	Cortante en placas (ton)	% del Cortante total
<b>Dirección X</b>	PL-04	98.65	39.86
<b>Dirección Y</b>	PL-03	88.81	34.30

También se comprobó que en los demás elementos la parte del cortante de diseño recibida es menor a 30%. Por lo tanto, para las placas mencionadas en la **Tabla 4-12 Fuerzas de diseño de placas más solicitadas, comparadas con el cortante total de la edificación**, se amplió la fuerza sísmica de diseño en 25% como establece la Norma E.030.

## 5. CONCEPTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

### 5.1 CONCEPTOS GENERALES

Para el diseño de los elementos estructurales se utilizó la metodología de Diseño por resistencia, como se mencionó en el capítulo de generalidades. Luego, para el caso de vigas y losas, se verificaron las condiciones en servicio por fisuración y deflexión.

### 5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Los elementos que tienen esfuerzos de flexión considerables y fuerza axial despreciable son diseñados por flexión. Entre estos elementos se incluyen los aligerados, losas macizas, vigas peraltadas, vigas de cimentación, vigas chatas, zapatas y muros de contención. Para hallar los esfuerzos de un elemento sometido a flexión, se asumen las siguientes hipótesis (Comité Técnico de Norma E.020 Cargas, 2006):

- ) Las secciones planas permanecen planas. Por lo tanto, las deformaciones unitarias se suponen proporcionales a la distancia del eje neutro.
- ) Concreto y acero sufren deformaciones con la misma proporción mencionada, es decir se considera que uno y otro están perfectamente adheridos. Sin embargo, sus esfuerzos son proporcionales a sus módulos de elasticidad:  $E_s (\text{acero}) = 2 \cdot 10^6 \text{ k / c}^2$ ,  $E_c (\text{concreto}) = 2.17 \cdot 10^5 \text{ k / c}^2$
- ) Se desprecia la resistencia a tracción del concreto.
- )  $\epsilon_c$  (deformación unitaria de falla del concreto) = 0.003
- ) Para calcular el valor de la compresión en el concreto durante la falla, se utiliza el rectángulo equivalente de Whitney. Su valor es  $C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \lambda \cdot c$ ; donde  $c$  es la profundidad de eje neutro y  $\lambda$  es un parámetro que depende de  $f'_c$  (para  $f'_c = 210$ :  $\lambda = 0.85$ ).

Debido a que las secciones de vigas en este proyecto son rectangulares (las viguetas tienen forma de T, pero el bloque de compresiones se ubica dentro del ala del elemento) la resistencia nominal a flexión ( $M_n$ ) se calcula con las siguientes fórmulas:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

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

Donde:



$A_s$  = Acero en tracción

$F_y$  = Esfuerzo en fluencia del acero

$b$  = ancho del bloque de compresiones

$d$  = peralte efectivo de la sección (desde el borde externo al centroide del acero en tracción)

Tras calcular la resistencia a flexión, se comprueba lo establecido por el diseño por resistencia:

$$M \leq \Phi M$$

Donde  $M_u$  es el momento amplificado sobre la sección del elemento, proveniente de la envolvente de las combinaciones de fuerzas. El factor de reducción en este caso tiene el valor de 0.9.

Además de cumplir con el diseño por resistencia, se tiene que verificar que se produzca una falla dúctil en el elemento, es decir que el concreto llegue a su deformación máxima cuando el acero ya se encuentre en su rango plástico o de fluencia. Para ello se tiene la cantidad de acero de refuerzo tiene que estar comprendida entre los valores de acero mínimo y acero máximo (Ottazzi, 2016):

) Acero mínimo: Es la cantidad de acero necesaria para que la resistencia de la sección sea mayor a 1.2 veces la resistencia de la sección sin refuerzo.

$$A_{smin} \rightarrow \Phi M_n = 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_t * I_t}{Y}$$

Donde:

$f_t$  = resistencia aproximada del concreto a tracción, se calcula como  $f_t = 2 * \sqrt{f'_c}$

$Y_t$  = distancia a la fibra más externa en tracción, desde el eje neutro

Además, en secciones rectangulares o con forma de "T" con el ala en compresión, se debe cumplir:

$$A_{smin} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_t} * b * d$$

) Acero máximo: Es el valor máximo de acero para que la sección no sufra una falla balanceada, es decir cuando el acero y el concreto fallan al mismo tiempo.

$$A_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f} * \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} + 0.0021)}$$

$$A_s = 0.75 * A_b$$

) Longitud de bastones: La longitud de un bastón debe ser como mínimo la longitud de desarrollo en tracción según el diámetro de la barra, mostrada en Tabla 5-1, desde el punto de máximo momento positivo o negativo. Además, tiene que desarrollarse una longitud mayor a  $d$  o  $12 d_b$  (diámetro de la barra), medida a partir del punto teórico de corte, es decir el punto del diagrama de momento flector donde el bastón ya no es requerido por diseño.

Tabla 5-1 Longitud de desarrollo en tracción de refuerzo

Diámetro de la barra	Longitud de desarrollo en tracción (cm)	
	Inferior	Superior
8 mm	30	40
3/8"	35	45
1/2"	45	60
5/8"	60	75
3/4"	70	90
1"	110	145

### 5.3 DISEÑO POR CORTE

Todos los elementos estructurales tienen que ser diseñados por corte. Las fuerzas cortantes son fuerzas transversales a la dirección o plano del elemento. Son soportadas por el concreto presente en la sección del elemento y, si tuviera, por el refuerzo transversal de acero del elemento.

$$V_u \leq \Phi V_n$$

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

En este caso el valor de  $\Phi$  es 0.85. La resistencia del concreto al corte se calcula de forma distinta según el elemento:

) Para elementos que son diseñados por flexión:

$$V = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Para viguetas de aligerado se amplifica por 1.1

) Para elementos que son diseñados por flexocompresión:

$$V = 0.53 * \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{N}{140 * A}\right) * b * d$$

Donde:

$b_w$  = ancho del alma

$N_u$  = fuerza de compresión sobre el elemento

La resistencia al corte del refuerzo transversal está dada por:

$$V = \frac{A * f * d}{s}$$

Donde:

$A_v$  = área del refuerzo transversal (de no ser constante, se toma la mínima)

$s$  = separación del refuerzo transversal

El refuerzo transversal suele estar conformado por estribos. Estos deben tener un diámetro mínimo de 8 mm para elementos con barras longitudinales de hasta 5/8", 3/8" para barras longitudinales de 5/8" a 1", o 1/2" para barras mayores a 1". El espaciamiento máximo del estribo nunca excede de  $d/2$ , pero existen otras limitaciones para el espaciamiento según el tipo de elemento estructural.

Además, se tiene que verificar que  $V_u$  no exceda el cortante máximo:

$$V_u \leq \Phi(V_c + 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d)$$

#### 5.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

A diferencia de vigas y otros elementos donde la fuerza axial es baja, los elementos verticales (columnas y placas) reciben fuerzas de compresión considerables, además de momentos flectores causados por la excentricidad de las cargas que reciben y acciones sísmicas. En el diseño por flexocompresión se considera los efectos por carga axial y flexión a la vez.

La Norma E.060 establece que los elementos donde  $P_u > 0.1 * f'c * A_g$  son diseñados por flexocompresión. Se asumen nuevamente las hipótesis sobre propiedades de materiales mencionadas en el diseño por flexión. Luego, se grafica un diagrama de interacción entre la carga axial ( $P_n$ ) y el momento de falla ( $M_n$ ) del elemento.

Para construir dicho diagrama se hace variar la posición del eje neutro ( $c$ ) de la sección y se calcula el valor de  $M_n$  y  $P_n$  para dicho valor de  $c$ . Debido a que la Norma establece que siempre debe considerarse un valor mínimo de momento flector causado por la excentricidad de las cargas que recibe el elemento, no se considera la resistencia a compresión pura en el diagrama de interacción. Por lo que se aplica un factor de reducción:

$$P_n \text{ max} = \phi P_o$$

Donde:

$P_n \text{ max}$  = Valor de fuerza axial máximo en el diagrama de interacción

$\phi$  = Factor que disminuye  $P_n \text{ max}$ , para columnas o núcleos de placas con estribos es 0.8.

$P_o$  = Resistencia a compresión pura, considerando  $M_n=0$ .

Luego de construir el diagrama nominal, se deben aplicar los factores de reducción ( $\phi$ ) para hallar el diagrama de diseño. Dichos factores varían según la carga axial de falla:

$$0.1 f'_c A_g < P_n: \phi = 0.7$$

$$0 < P_n < 0.1 f'_c A_g: 0.7 < \phi < 0.9 \text{ (varía linealmente)}$$

$$P_n < 0: \phi = 0.9$$

Donde el signo de  $P_n$  se considera positivo para carga a compresión.

Luego se grafica, junto con el diagrama de diseño, las solicitaciones a las que está sometido el elemento, donde cada combinación de diseño está representada por un punto. Si todos los puntos se ubican dentro del diagrama de diseño, el elemento cumple el diseño por flexocompresión.

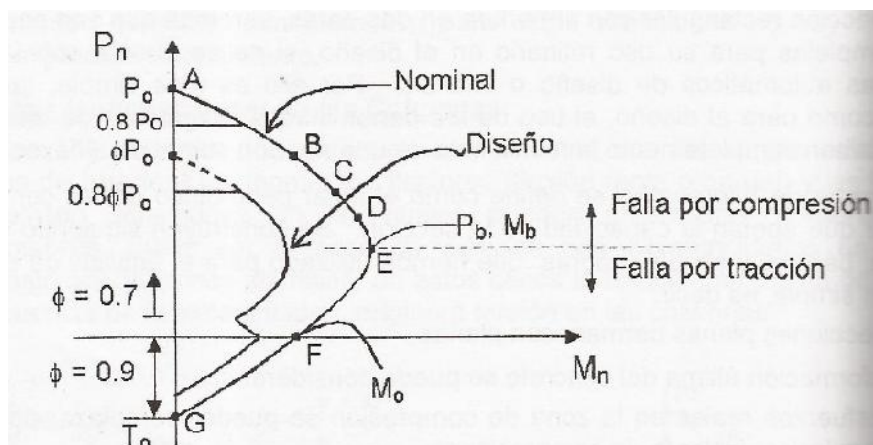


Figura 5-1 Diagrama de interacción nominal y de diseño (Ottazzi, 2016)

## 5.5 CONDICIONES DE SERVICIO

### 5.5.1 Fisuración

En todos los elementos sometidos a flexión, en la zona a tracción del concreto se forman fisuras. Si el ancho de estas fisuras es importante, puede ocasionar que el refuerzo quede expuesto a la corrosión, lo cual causa la reducción de la sección de las barras de acero y una considerable pérdida de adherencia con el concreto. Esto disminuye la resistencia del elemento.

Los principales factores que afectan el ancho de las fisuras son la cantidad de acero en tracción, el esfuerzo al que están sometidos dichas barras y el recubrimiento (Ottazzi, 2016). La Norma E.060 establece el parámetro “Z”, que relaciona dichos factores, como una medida de la fisuración en un elemento:

$$Z = f * \sqrt[3]{d * A}$$

Donde:

$f_s$  = Esfuerzo en el acero en tracción bajo cargas de servicio. Se puede estimar con la fórmula:  $f_s = \frac{M}{A * 0.9 * d}$

$d_c$  = distancia desde el centro del acero en tracción más cercano al borde en tracción del elemento y dicho borde.

$A_{ct}$  = Es el área efectiva del concreto en tracción. Se calcula mediante la fórmula:

$$A_{ct} = \frac{2 * y * b}{N}$$

Donde  $y$  es la distancia desde el borde en tracción del elemento y el centroide de todas las barras de acero en tracción y  $N$  es el número de barras en tracción.

El valor máximo de  $Z$  permitido es 26000 kg/cm, por lo que en elementos bajo condiciones normales se debe comprobar que bajo cargas de servicio el parámetro  $Z$  no sobrepase dicho valor. Sin embargo, la Norma también expresa que dicha disposición no es suficiente para elementos expuestos a ambientes agresivos. Por lo tanto, para los muros de cisterna se tomaron adicionalmente consideraciones de otra norma.

En elementos que están en contacto directo con agua, la norma ACI 350 (ACI Comitee 350, 2006), establece que se debe colocar una cuantía mínima de refuerzo de 0.3%.

### 5.5.2 Deflexiones

Las deflexiones son los desplazamientos relativos de una sección de un elemento respecto a sus extremos. Ocurren en todos los elementos sometidos a flexión, pero sobre todo en elementos que no tienen continuidad en sus extremos o en volados.

Las deflexiones se distinguen entre inmediatas, que aparecen en el momento en el que se aplica la carga al elemento y diferidas, que son ocasionadas por el efecto de flujo plástico en el concreto a lo largo del tiempo.

Se debe controlar las deflexiones en los elementos estructurales debido a razones de apariencia, deflexiones excesivas pueden verse a simple vista, o debido a la posibilidad de que afecten a los elementos no estructurales adyacentes, como tabiques, ventanas, puertas, entre otros (Ottazzi, 2016). Por ello, la Norma E.060 establece distintos límites de deflexiones para elementos que estén ligados o no a elementos no estructurales (ver Tabla 5-2 **Deflexiones**).

**Tabla 5-2** Deflexiones máximas permitidas (Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado, 2009)

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l / 180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales	$l / 480$

Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	(la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$l / 240$
--	---	-----------

Para el caso de las losas o vigas que no carguen tabiques, se puede obviar el cálculo de las deflexiones si cumplen con tener un peralte mayor a los valores mínimos indicados en la Tabla 5-3.

**Tabla 5-3** Espesor mínimo de elementos que no requieren verificación de deflexiones (Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado, 2009)

	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Para elementos que carguen tabiques, se procedió a calcular las deflexiones como se muestra a continuación.

### ) Cálculo de deflexiones inmediatas

Las deflexiones inmediatas se calculan mediante un análisis elástico simple. Se debe tomar en cuenta si el momento flector es mayor al que causa fisuración en el elemento ( $M_{cr}$ ), para determinar si se escoge la inercia bruta ( $I_g$ ) o la inercia agrietada ( $I_{cr}$ ) del elemento. Entonces se utilizó el siguiente método para el cálculo de inercias inmediatas:

$$\delta = \delta p * I_i / I_t$$

Donde:

$i$  = Deflexión inmediata, puede ser a causa de carga muerta (  $i_m$ ) o viva (  $i_v$ )

$p$  = Deflexión obtenida del programa, asociada a carga muerta (  $p_m$ ) o viva (  $p_v$ ). En el programa donde se está realizando un análisis elástico (ETABS o SAP 2000) se lee el valor de la deflexión relativa a los extremos del elemento. Esta deflexión es

calculada con la inercia bruta de la sección, por lo que se multiplica por la relación entre inercia efectiva y bruta.

$I_e$  = Inercia efectiva del elemento. Su valor cambia según dos casos distintos:

✓ Si  $M_s < M_{cr}$ ,  $I_e = I_g$

✓ Si  $M_s > M_{cr}$ ,  $I_e = I_{cr}$

Donde  $M_s$  es el momento de servicio,  $M_{cr}$  es el momento de fisuración e  $I_{cr}$  la inercia de la sección fisurada.

### ) Cálculo de deflexiones diferidas

Las deflexiones diferidas se calculan con la siguiente fórmula:

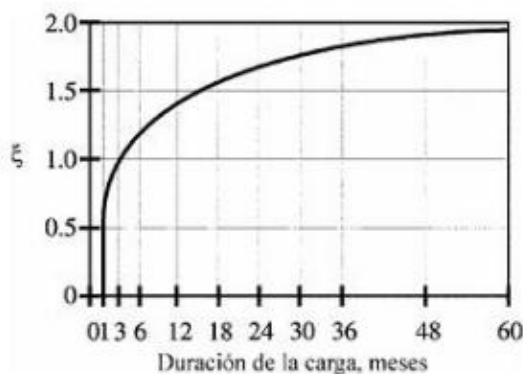
$$D = D * \lambda$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 * \rho'}$$

Donde:

$\rho'$  = Cuantía de acero en compresión

$\varepsilon$  = Parámetro en función del tiempo de duración de la carga, en meses:



**Figura 5-2** Factor  $\varepsilon$  en función del tiempo de la carga (Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado, 2009)

Además, siguiendo lo desarrollado en el libro de Ottazi (Ottazzi, 2016), se consideró como carga sostenida en el tiempo solo el 30% de la carga viva de diseño.



## 6. DISEÑO DE LOSAS Y ESCALERAS

### 6.1 LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas se diseñan por flexión y cortante. Se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

) Se tiene un aligerado convencional, conformado por viguetas de concreto armado con sección en forma de "T". En los espacios libres se colocaron ladrillos de techo de arcilla.

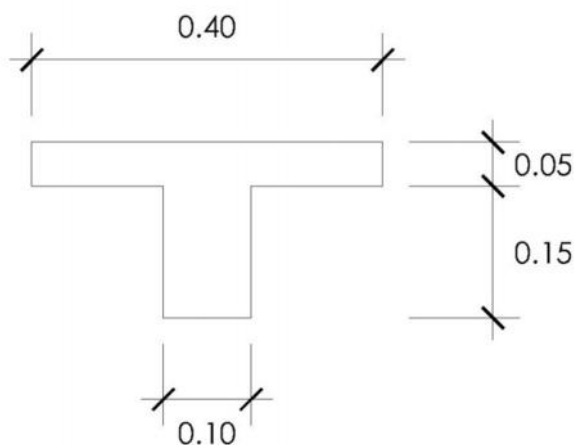


Figura 6-1 Sección típica de vigueta de losa aligerada

) Para el diseño por flexión, el recubrimiento a ejes se toma como 3 cm, ya que el recubrimiento libre en losas es 2 cm. Para diseñar el refuerzo inferior, el ancho del bloque en compresión ( $b$ ) es igual a 40 cm, mientras que, para diseñar el refuerzo superior,  $b = 10$  cm. En caso de tener un ensanche alternado o corrido, este último valor puede incrementarse.

) Los momentos negativos son tomados a las caras de las vigas.

) Para el diseño por cortante, la fuerza de diseño es tomada a una distancia "d" de la cara, siendo "d" el peralte efectivo de la losa. La resistencia a corte es proporcionada por el concreto, por lo que, en caso de requerir mayor resistencia, se recurre a incrementar el ancho del alma mediante ensanches alternados o corridos. Dichos ensanches consisten en retirar ladrillo de forma alternada o seguida y rellenar dichos espacios con concreto.

) Se colocó refuerzo corrido solo en la zona inferior de la vigueta, adicionando bastones inferiores y superiores donde el diagrama de momentos flectores lo requiere.

) La cantidad de acero mínimo por flexión mencionado en 5.2 no es tomada en cuenta para el refuerzo negativo en el diseño de aligerados. Esto debido a que se acepta en nuestro medio solo colocar bastones superiores para cumplir con el refuerzo requerido por flexión, aunque dicha cantidad sea menor al mínimo de la Norma E.060, puesto que se han obtenido buenos resultados de esa manera (Ottazzi, 2016). En la dirección perpendicular a las viguetas, se coloca refuerzo de  $1/4''@0.25$  m en la parte superior de la losa para cumplir la cuantía mínima de refuerzo por temperatura, que es 0.18%.

) El refuerzo máximo mencionado en 5.2 sí es considerado. Adicional a ello, se tomó en cuenta la limitación de la cantidad de acero a colocar debido a las dimensiones del elemento.

) Los diagramas de momento flector y fuerza cortante fueron mostrados en 3.4. Debido a la simetría de los dos tramos del aligerado, se muestra solo el diseño para el tramo de la izquierda.

) Diseño por flexión:

Tabla 6-1 Diseño por flexión de losa aligerada

	Extremo izquierdo	Centro de la luz	Extremo derecho
Momento $M_u$ (ton-m)	0.00	0.34	-0.66
Acero requerido ( $cm^2$ )	0.00	0.53	1.11
Acero colocado	1 $3/8''$ ( $0.71 cm^2$ )	1 $3/8''$ ( $0.71 cm^2$ )	2 $3/8''$ ( $1.42 cm^2$ )

Los bastones negativos se desarrollan hasta una distancia  $d$ , medida desde el punto teórico de corte, es decir el punto del diagrama de momento flector donde el bastón ya no es requerido por diseño.

) Diseño por corte:

Tabla 6-2 Diseño por corte de losa aligerada

	Extremo izquierdo	Extremo derecho
Fuerza cortante $V_u$ (ton)	0.50	0.97
Resistencia a corte $V_c$ (ton)	1.22	

Debido a que el cortante máximo no excede la resistencia de la sección, no se necesitan ensanches.

) Control de Fisuración:

En la Tabla 6-3 **Verificación de fisuración en losa aligerada** se muestra el cálculo del factor Z, para la sección con mayor momento positivo y la que tiene mayor momento negativo, respectivamente:

**Tabla 6-3** Verificación de fisuración en losa aligerada

Sección	As ( $cm^2$ )	Ms (ton-m)	d(cm)	ys (cm)	N barras	bw (cm)
M+ Max	0.71	0.19	17	3	1	10
M- Max	1.42	0.66			2	

Sección	fs ( $k /cm^2$ )	Act	Z (kg/cm)
M+ Max	1749	60	9876
M- Max	3406	30	15264

En ambos casos el parámetro Z es mucho menor al máximo permitido, por lo que el elemento cumple con el límite de fisuración.

) Control de Deflexiones:

En la Tabla 6-4 **Cálculo de deflexiones en losa aligerada** se muestra el cálculo de las deflexiones para las viguetas.

**Tabla 6-4** Cálculo de deflexiones en losa aligerada

d=	17	cm
d'=	3.00	cm
As=	0.71	$cm^2$
As'=	0.00	$cm^2$
M=	<b>0.19</b>	ton.m
Mcr=	25882	kg.cm
lcr=	1716	$c^4$
le=	11801	$c^4$

Deflexiones SAP 2000		
m=	0.07	cm
v=	0.02	cm
Deflexiones Instantáneas		
im=	0.07	cm
iv=	0.02	cm
iv (30%)=	0.01	cm
Deflexiones diferidas		
'=	0.0000000	
=	2.00	
=	2.00	
dm=	0.14	cm
dv=	0.04	cm
dv (30%)=	0.01	cm

Tabla 6-5 Verificación de deflexiones en losa aligerada

	Valor actual (cm)	Máximo permitido (cm)
Deflexión inmediata carga viva	0.02	$L/360 = 0.90$
Deflexión total ( iv+ dm+ dv 30%)	0.17	$L/480 = 0.67$

Finalmente se tiene el siguiente diseño para el paño mostrado:

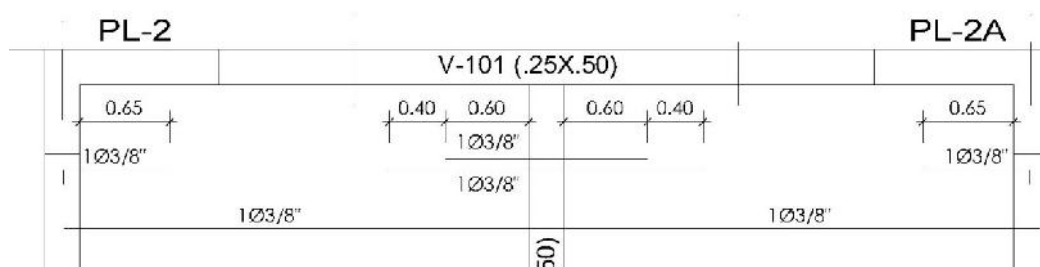


Figura 6-2 Diseño de losa aligerada

## 6.2 LOSAS MACIZAS

Para su diseño se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- ) Se tomó como sección de diseño 1 metro de ancho, por lo que  $b = 100$  cm y  $h = 20$  cm, recubrimiento a ejes 3 cm.

) La cuantía por refuerzo de temperatura es como mínimo 0.18%, por lo que se colocó una malla uniforme en toda la losa maciza de  $3/8''@.20$  m inferior, con lo que se tiene una cuantía aproximadamente igual a 0.18%.

) Se analizó en el programa SAP 2000 como losa de tipo Shell, dividido en elementos finitos de 0.20 m de lado. El programa proporciona como resultados diagramas de fuerzas en las direcciones 1-1 y 2-2, correspondientes respectivamente a X-X y Y-Y.

) En el programa se modeló la losa maciza adyacente a las viguetas del aligerado, por lo que se tienen momentos negativos en la interacción entre ambos. Para optimizar la cantidad de refuerzo negativo usada, se colocó el refuerzo requerido por las viguetas de aligerado, que pasa también por las zonas de momento negativo de las losas macizas.

Se muestra el diseño del paño analizado en 4.5:

) Diseño por Flexión

**Tabla 6-6** Diseño por flexión de losa maciza en dirección X

	Extremo izquierdo	Centro de la luz	Extremo derecho-aligerado	Extremo derecho-maciza
b (cm)	10	100	10	100
Momento Mu (ton-m)	-1.29	2.48	-1.00	-3.25
Acero requerido ( $cm^2$ )	2.41	3.97	1.77	5.25
Acero colocado	2 $1/2''$ (2.58 $cm^2$ )	1 $3/8''@.20$ + 1 $3/8''@.40$ (5.33 $cm^2$ )	1 $1/2''$ + 1 $3/8''$ (2.00 $cm^2$ )	1 $3/8''@.20$ + 1 $3/8''@.40$ (5.33 $cm^2$ )

**Tabla 6-7** Diseño por flexión de losa maciza en dirección Y

	Extremo inferior	Centro de la luz	Extremo superior
b (cm)	10	100	100
Momento Mu (ton-m)	-0.73	0.25	0.00
Acero requerido ( $cm^2$ )	1.24	0.39	0.00
Acero colocado	2 $3/8''$	1 $3/8''@.20$ (malla)	1 $3/8''$ (malla inferior)

	(1.42 $cm^2$ )	inferior) (3.55 $cm^2$ )	(2.58 $cm^2$ )
--	----------------	-----------------------------	----------------

Los bastones se desarrollan hasta una distancia  $d$ , medida desde el punto teórico de corte, es decir el punto del diagrama de momento flector donde el bastón ya no es requerido por diseño.

) Diseño por corte:

**Tabla 6-8** Diseño por corte de losa maciza

	Extremo izquierdo	Extremo derecho
Fuerza cortante $V_u$ (ton)	4.68	5.05
Resistencia a corte $V_c$ (ton)	11.10	

Se comprueba que el cortante máximo no excede la resistencia de la sección.

) Fisuración

Se procedió a verificar si se cumplen las condiciones de servicio en la zona de mayor momento flector, es decir el momento positivo para la dirección X-X.

**Tabla 6-9** Verificación de fisuración en losa maciza

Sección	$A_s$ ( $cm^2$ )	$M_s$ (ton-m)	$d$ (cm)	$y_s$ (cm)	N barras	$b$ (cm)
M+ Max (X-X)	5.33	1.60	17	3	7.5	100

Sección	$f_s$ ( $k /cm^2$ )	Act	Z (kg/cm)
M+ Max (X-X)	1964	80	7796

El parámetro Z es menor a 26000 kg/cm, por lo que cumple la verificación de fisuración.

) Deflexiones

A partir de las deflexiones de carga muerta y viva obtenidas en el programa SAP 2000, se calcularon las deflexiones instantáneas y diferidas según lo indicado en la Norma E.060.

Tabla 6-10 Cálculo de deflexiones en losa maciza

d=	17	cm
d'=	3.00	cm
As=	5.33	cm <sup>2</sup>
As'=	0.00	cm <sup>2</sup>
M=	1.60	ton.m
Mcr=	193218	kg.cm
Icr=	10362	c <sup>4</sup>
Ie=	66667	c <sup>4</sup>

Deflexiones SAP 2000		
m=	0.27	cm
v=	0.03	cm
Deflexiones Instantáneas		
im=	0.27	cm
iv=	0.03	cm
iv (30%)=	0.01	cm

## Deflexiones Diferidas

'=	0.0000000
=	2.00
=	2.00

dm=	0.54	cm
dv=	0.06	cm
dv (30%)=	0.02	cm

Tabla 6-11 Verificación de deflexiones en losa maciza

	Valor actual (cm)	Máximo permitido (cm)
Deflexión inmediata carga viva	0.03	L/360 = 1.39
Deflexión total ( iv+ dm+ dv 30%)	0.59	L/480 = 1.04

Finalmente se tiene el siguiente diseño para el paño mostrado:

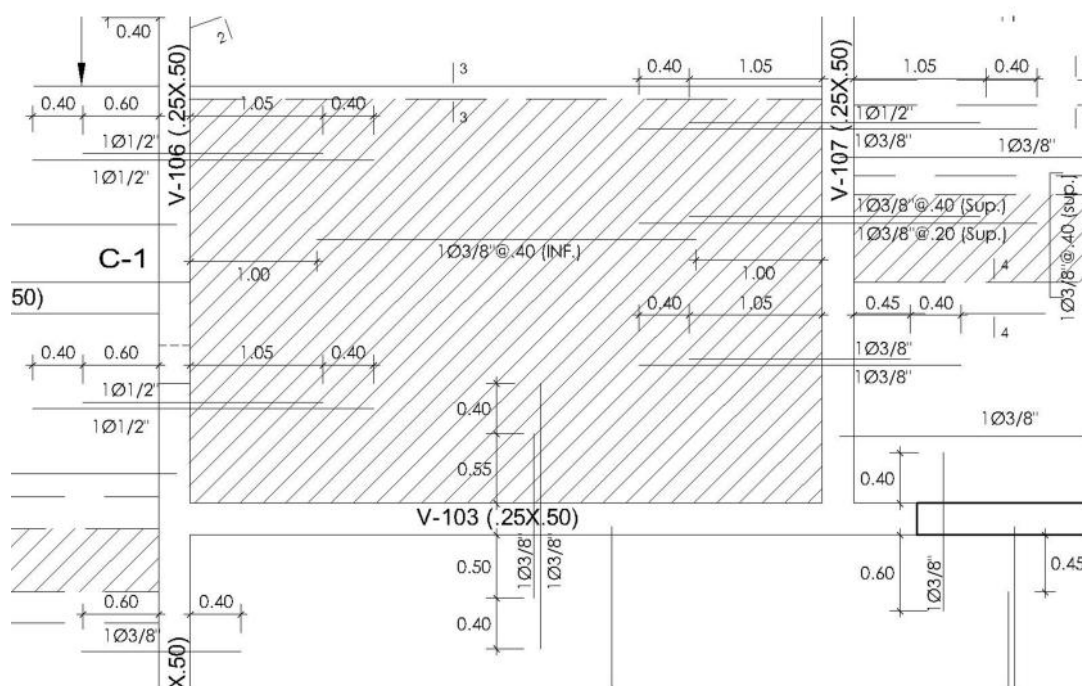


Figura 6-3 Diseño de paño de losa maciza

### 6.3 ESCALERAS

Las escaleras, al ser modeladas como losas en una dirección, llevarán el refuerzo necesario por flexión, además de verificar que sea mayor al mínimo requerido por temperatura. Se analizaron secciones de 1 m de ancho y la garganta tiene 0.15 m de espesor, por lo que:

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

$$d= 15-3 = 12 \text{ cm (se considera 2 cm de recubrimiento libre)}$$

Tabla 6-12 Cálculos para diseño por flexión en escalera

	Mu + (ton-m)	As requerido ( $cm^2$ )	As colocado ( $cm^2$ )
Tramo 1	1.52	3.47	3/8" @ .20 = 3.55
Tramo 2 (descanso)	0.91	2.05	3/8" @ .20 = 3.55

Se procedió a verificar que las cuantías colocadas sean mayores a 0.18%, mínima cuantía por temperatura establecida por la Norma. En ambos tramos se tiene solo malla inferior, por lo que la cuantía colocada es:



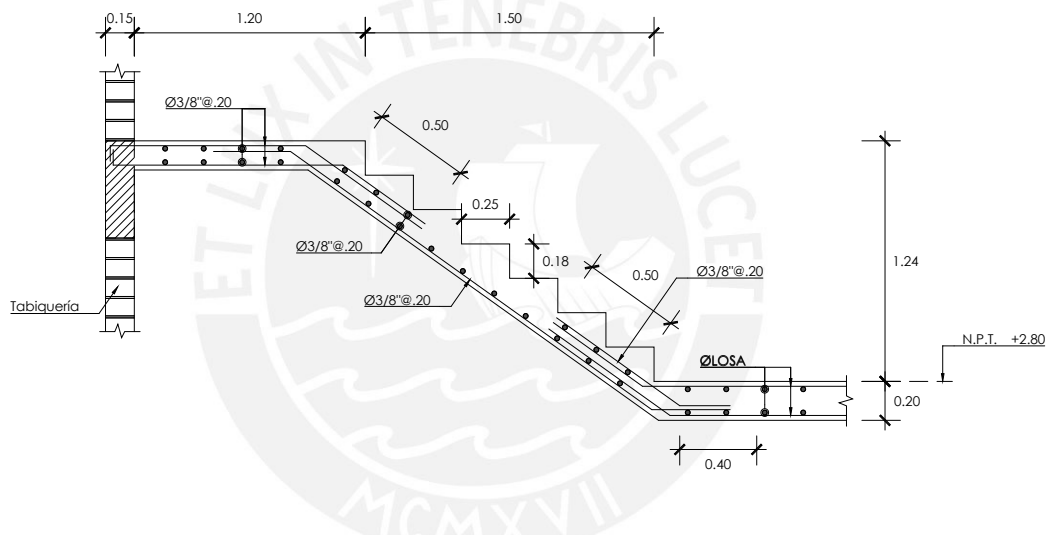
$$= \frac{0.7 / 0.2}{1 * 1} = 0.24\%$$

Debido a que no se cuenta con refuerzo transversal, se verificó que el cortante recibido sea menor a lo resistido por el concreto:

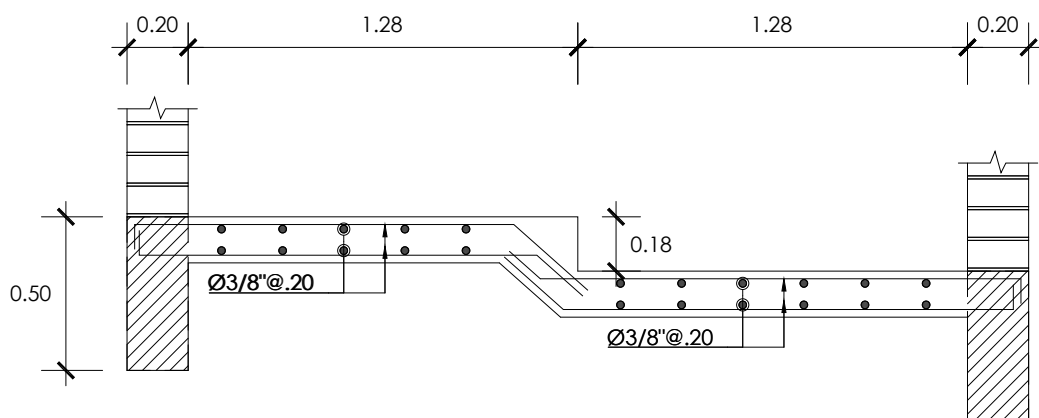
**Tabla 6-13** Verificación por corte en escalera

	Vu + (ton-m)	Vc (ton)
Tramo 1	1.89	7.83
Tramo 2 (descanso)	2.74	

Por lo que finalmente se tiene el siguiente refuerzo:



**Figura 6-4** Tramo típico escalera



**Figura 6-5** Descanso típico escalera

## 7. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas se diseñan por flexión y cortante. Se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

) Para obtener los diagramas de fuerzas sobre las vigas, se realizó la envolvente de las combinaciones de sismo y gravedad, mencionadas en 1.3. Se diseñó cada viga en la planta típica y en el último piso. Para el diseño de la planta típica se tomaron las fuerzas mayores entre todos los pisos típicos.

) Se colocaron las barras de refuerzo longitudinal en 1 o 2 capas, dependiendo del número de barras. En caso de tener solo 1 capa, se tomó 6 cm de recubrimiento hasta el centroide del refuerzo; para 2 capas se tomó 8 cm. Todas las vigas tienen 50 cm de peralte, por lo que el peralte efectivo es 44 cm para 1 capa o 42 cm para 2 capas.

) Se colocó refuerzo corrido inferior y superior. En las zonas donde el diagrama de momentos flectores lo requiera, se colocaron bastones. Por disposición de la Norma E.060, en la cara del nudo, la resistencia del refuerzo inferior debe ser como mínimo un tercio de la resistencia a momento negativo. Además, la resistencia a momento positivo o negativo en cualquier sección de la viga debe ser mayor a la cuarta parte de la resistencia máxima proporcionada en el elemento.

) Adicionalmente, para escoger el refuerzo corrido se tomó en cuenta el refuerzo mínimo mencionado en 6.2, colocando como mínimo 2 barras inferiores y 2 superiores. El mismo refuerzo corrido continúa a lo largo de toda la viga, empalmándose en los casos donde la longitud de esta sea mayor a 9 metros, que es la longitud típica en la que se producen las barras de acero. Los bastones son del mismo diámetro o de un diámetro similar al de los corridos (el siguiente o el anterior diámetro disponible).

) El refuerzo transversal es calculado según las fuerzas cortantes actuantes en cada viga. Sin embargo, se debe colocar como mínimo cierta cantidad de estribos y a una separación máxima según lo establecido por norma.

) Para vigas que no tienen fuerzas sísmicas, se debe colocar como mínimo un estribo a 0.05 m de la cara del nudo y el resto a una separación máxima de  $d/2$ . Por lo tanto se colocó como mínimo 1 estribo  $3/8"$ : 1@.05, Resto@0.20.

) Para vigas que tienen fuerzas sísmicas, se debe colocar como mínimo un estribo a 0.05 m de la cara del nudo, luego estribos de confinamiento espaciados  $S_0$  a lo largo de una longitud 2 veces el peralte desde la cara del nudo, el resto de estribos a una separación máxima de  $d/2$ . La distancia  $S_0$  es como máximo:

- ✓  $d/4$ , pero no necesariamente menor a 0.15
- ✓ 10 veces el diámetro menor de las barras longitudinales (usando como mínimo 5/8", esto equivale a 0.16 m)
- ✓ 24 veces el diámetro del estribo (usando como mínimo 3/8", esto equivale a 0.23 m)

Por lo tanto se colocó como mínimo 1 estribo 3/8": 1@.05, 7@.15, Resto@0.20.

) En las vigas sísmicas, además, se verificó el diseño por capacidad siguiendo lo establecido en la Norma E.060.

A continuación se muestra el diseño de las vigas V-104, en su segundo tramo:

### ) Diagramas de fuerzas

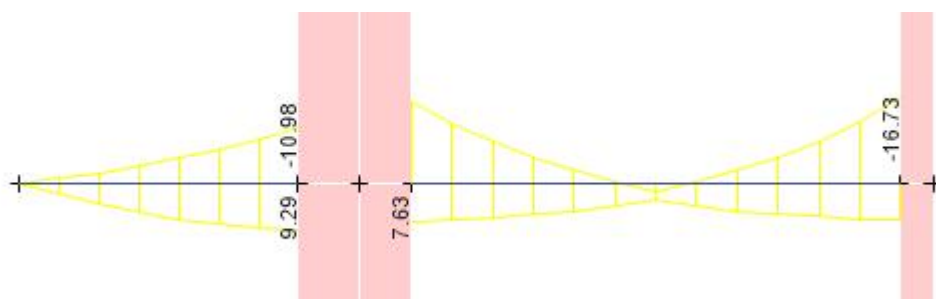


Figura 7-1 DMF V-104 (ton-m)

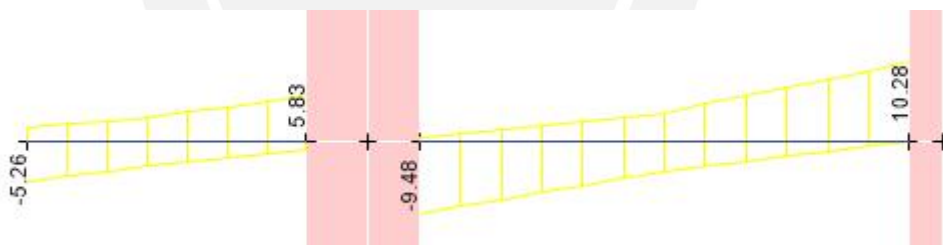


Figura 7-2 DFC V-104 (ton)

### ) Diseño por Flexión

Sección:

$b = 25 \text{ cm}$ ;  $d = 42 \text{ cm}$

Tabla 7-1 Diseño por flexión de viga V-104

	Extremo izquierdo		Centro	Extremo derecho	
	Superior	Inferior		Superior	Inferior
Momento	-15.98	7.63	3.44	-16.73	7.18

Mu (ton-m)					
Acero requerido ( $cm^2$ )	11.56	5.10	2.22	12.21	4.78
Acero colocado	2 3/4" + 3 5/8" (11.68 $cm^2$ )	2 3/4" (5.68 $cm^2$ )	2 3/4" (5.68 $cm^2$ )	4 3/4" + 1 5/8" (13.36 $cm^2$ )	2 3/4" (5.68 $cm^2$ )

### ) Diseño por corte:

Se toman las fuerzas cortantes a una distancia "d" de la cara de cada nudo.

Sección:

$$b = 25 \text{ cm}; d = 42 \text{ cm}; A_v = 1.42 \text{ c}^2 (2 \text{ 3/4"})$$

Tabla 7-2 Diseño por corte de viga V-104

	Extremo izquierdo	Extremo derecho
Fuerza cortante Vu (ton)	8.65	9.28
Resistencia a corte Vc (ton)	6.85	
Vs requerido (ton)	2.11	2.85
s requerido (cm)	119	88

Ya que se obtienen espaciamientos de estribos muy grandes, se coloca los estribos mínimos para vigas sísmicas, es decir 3/8": 1@.05, 7@.15, Resto@0.20.

### ) Diseño por capacidad:

Debido a que la viga recibe cargas sísmicas, la Norma E.060 establece que se debe diseñar por capacidad. Dicho diseño se realiza con el fin de que la viga no falle por corte antes de fallar por flexión, lo que sería una falla de tipo frágil y que podría llevar al colapso de la viga. Se calculó el cortante de diseño por capacidad mediante la siguiente fórmula:

$$V = \frac{M + M}{l} + \frac{w * l}{2}$$

$$w = \frac{1.25 * (w + w )}{2}$$

Donde:

Mni, Mnd = Momentos nominales en el extremo izquierdo y derecho, respectivamente.

ln = Luz libre de la viga

wu = fuerza distribuida sobre la viga en un análisis isostático, se halla con la carga distribuida muerta (wm) y la carga viva (wv).

Para la viga de ejemplo:

$$w = \frac{1.25 * (1.58 + 0.34)}{2} = 1.20$$

$$V = \frac{9.48 + 18.37}{5.65} + \frac{1.20 * 5.65}{2} = 8.31$$

Con dicho cortante se obtiene:

$$V = 1.71$$

$$s = 146 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se reitera que no se necesita colocar estribos mayores a los mínimos para vigas sísmicas.

### ) Control de Fisuración:

En la Tabla 7-3 Verificación de fisuración en viga V-104, se muestra el cálculo del factor Z, para la sección con mayor momento positivo y la que tiene mayor momento negativo, respectivamente:

Tabla 7-3 Verificación de fisuración en viga V-104

Sección	As (cm <sup>2</sup> )	Ms (ton-m)	d(cm)	ys (cm)	N barras	bw (cm)
M+ Max	5.68	2.02	44	6	2	25
M- Max	13.36	4.25	42	8.1	5	

Sección	fs (kg/cm <sup>2</sup> )	Act	Z (kg/cm)
M+ Max	898	150	8671
M- Max	844	81	6644

Se observa que en ambos casos el parámetro Z es menor a su valor máximo de 26000 k /cm<sup>2</sup>, por lo que cumple con el límite de fisuración.

### ) Control de Deflexiones:

En el siguiente cuadro se muestra el cálculo de las deflexiones para la viga:

**Tabla 7-4** Cálculo de deflexiones en viga V-104

d=	44	cm
d'=	6.00	cm
As=	5.68	cm <sup>2</sup>
As'=	5.68	cm <sup>2</sup>
M=	<b>2.02</b>	ton.m
Mcr=	301904	kg.cm
Icr=	69167	cm <sup>4</sup>
Ie=	260417	cm <sup>4</sup>

Deflexiones ETABS		
im=	0.07	cm
iv=	0.02	cm
iv (30%)=	0.01	cm

Deflexiones Diferidas		
'=	0.0045440	
=	2.00	
=	1.63	
dm=	0.11	cm
dv=	0.03	cm
dv (30%)=	0.01	cm

**Tabla 7-5** Verificación de deflexiones en viga V-104

	Valor actual (cm)	Máximo permitido (cm)
Deflexión inmediata carga viva	0.02	L/360 = 1.57
Deflexión total ( iv+ dm+ dv 30%)	0.14	L/480 = 1.18

Finalmente se tiene el siguiente diseño para la viga V-104:

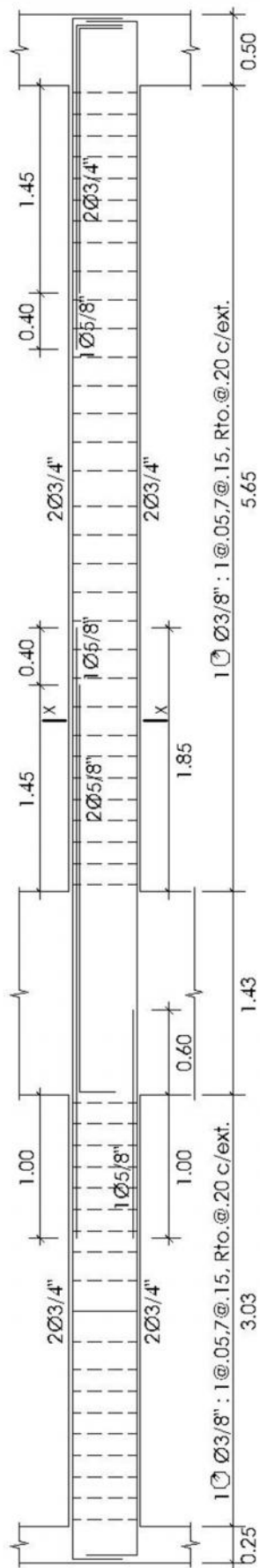


Figura 7-3 Diseño de viga V-104

## 8. DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS

### 8.1 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas se diseñan por flexocompresión y cortante. Se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

) Para el diseño por flexocompresión se trazó el diagrama de interacción de la columna, junto a los puntos que representan las combinaciones de diseño. El diseño es correcto si se verifica que los puntos caen dentro del diagrama. Además, se tomó en cuenta los límites de cuantía de refuerzo longitudinal establecidos por la Norma E.060. Dicha cuantía debe ser entre 1% y 6% del área bruta de la sección, además si es mayor a 4% se especificarán detalles de la intersección de refuerzos en el nudo entre viga y columna.

) El diseño por flexocompresión se realizó cada dos pisos, con el objetivo de disminuir en los pisos superiores la cuantía de refuerzo longitudinal o incluso la sección de la columna.

) Se colocaron estribos como refuerzo transversal. Dichos estribos proporcionan confinamiento a las barras longitudinales, evitando el pandeo en ellas; resisten las fuerzas cortantes que recibe una columna cuando son mayores a la resistencia a la corte de la sección de concreto; facilitan el montaje de las barras longitudinales (Ottazzi, 2016) Los estribos se colocan de forma que cada barra longitudinal esté confinada por la esquina de un estribo o grapa suplementaria, o se encuentre a una distancia menor a 15 cm de una barra confinada por estribos o grapas.

) Se realizó el diseño por corte según lo mencionado en 6.3, luego se verificó por capacidad como se realizó en vigas. En las columnas, debido a que soportan fuerzas sísmicas, también se deben colocar estribos mínimos. En la zona de confinamiento, los estribos deben estar separados a una distancia máxima  $S_0$ , a lo largo de una longitud  $L_0$ . Donde  $S_0$  debe ser igual o mayor al mínimo valor entre:

- ✓ 8 veces el diámetro menor de las barras longitudinales (usando como mínimo 5/8", esto equivale a 0.13 m)
- ✓ La mitad de la menor dimensión de la columna (para la columna C-01 de ancho 0.25, esto equivale a 0.125 m)
- ✓ 0.10 m

Luego,  $L_0$  no debe ser menor a:

- ✓ La sexta parte de la luz libre del elemento (en este caso la máxima luz libre se estima en 2.70 m, por lo que la sexta parte equivale a 0.45 m)



- ✓ La mayor dimensión de la sección transversal del elemento (para la columna C-01 entre los pisos 1 y 4, esto equivale a 0.80 m)
- ✓ 0.50 m

Además fuera de la zona de confinamiento se colocaron estribos a una distancia máxima de:

- ✓ 16 veces el diámetro de las barras longitudinales (usando como mínimo 5/8", esto equivale a 0.25 m)
- ✓ 48 veces el diámetro de las barras (usando estribos de 3/8", esto equivale a 0.45 m)
- ✓ La mayor dimensión de la sección transversal del elemento (para la columna C-01, esto equivale a 0.25 m)

Por lo tanto, para la columna C-01 entre los pisos 1 y 4, se colocó como mínimo 2 estribos 3/8": 1@.05, 8@.10, Resto@0.25.

#### ) **Diseño por flexocompresión:**

Se tienen las siguientes fuerzas actuantes en la columna C-01 en el primer piso:

**Tabla 8-1** Cargas en extremo inferior de columna C-01

Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
Muerta	136.60	0.05	0.84	0.80	0.10
Viva	24.80	0.01	0.17	0.20	0.01
Sismo X	-12.10	0.06	1.44	2.70	0.60
Sismo Y	-14.03	0.00	3.05	7.93	0.02

**Tabla 8-2** Cargas en extremo superior de columna C-01

Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
Muerta	135.04	-0.05	-0.84	0.80	0.10
Viva	24.80	-0.01	-0.17	-0.40	0.01
Sismo X	-12.10	-0.06	-1.44	2.04	-0.43
Sismo Y	-14.03	0.00	-3.05	2.04	-0.02

Y con las combinaciones de diseño se tiene:

**Tabla 8-3 Cargas últimas en extremo inferior de columna C-01**

Combinaciones	P (TON)	V2 (TON)	V3 (TON)	M2 (TON-M)	M3 (TON-M)
1.4CM+1.7CV	249.68	0.09	1.47	1.46	0.15
1.25(CM+CV)+SX	227.62	0.14	2.70	3.95	0.73
1.25(CM+CV)-SX	203.42	0.02	-0.18	-1.45	-0.47
0.9CM+SX	142.38	0.11	2.20	3.42	0.69
0.9CM-SX	118.18	-0.02	-0.68	-1.98	-0.51
1.25(CM+CV)+SY	229.55	0.08	4.31	9.18	0.15
1.25(CM+CV)-SY	201.49	0.07	-1.79	-6.68	0.11
0.9CM+SY	144.31	0.05	3.81	8.65	0.11
0.9CM-SY	116.25	0.04	-2.29	-7.21	0.07

**Tabla 8-4 Cargas últimas en extremo superior de columna C-01**

Combinaciones	P (TON)	V2 (TON)	V3 (TON)	M2 (TON-M)	M3 (TON-M)
1.4CM+1.7CV	249.68	0.09	1.47	-3.34	-0.16
1.25(CM+CV)+CS	227.62	0.14	2.70	-0.84	0.29
1.25(CM+CV)-CS	203.42	0.02	-0.18	-4.92	-0.57
0.9CM+CS	142.38	0.11	2.20	0.33	0.34
0.9CM-CS	118.18	-0.02	-0.68	-3.75	-0.52
1.25(CM+CV)+CS	229.55	0.08	4.31	-0.84	-0.12
1.25(CM+CV)-CS	201.49	0.07	-1.79	-4.92	-0.16
0.9CM+CS	144.31	0.05	3.81	0.33	-0.07
0.9CM-CS	116.25	0.04	-2.29	-3.75	-0.11

Se define la sección y el refuerzo de la columna en el programa ETABS a fin de obtener su diagrama de interacción. Se colocaron 10 3/4", distribuidos de manera simétrica en los 2 lados más largos de la columna, lo cual implica una cuantía de refuerzo de 1.70%.

Se estableció que el eje 2 es paralelo a la dirección de análisis X y el eje 3 paralelo a Y. Se realizó el Diagrama de Interacción para M22 y M33, donde las solicitaciones por sismo en la dirección Y son predominantes en el diagrama M22, mientras en el diagrama M33 son críticas las solicitaciones para sismo en X.

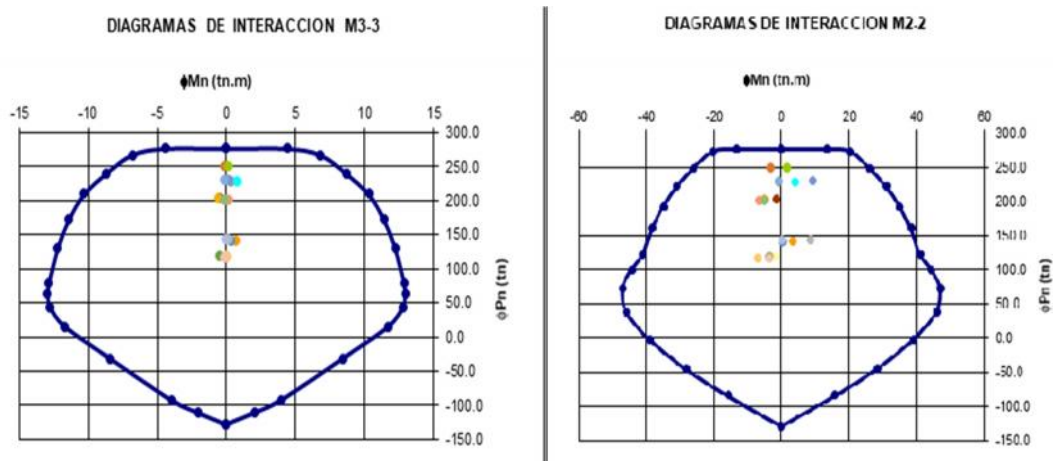


Figura 8-1 Diagramas de interacción de columna C-01

Se observa que todos los puntos correspondientes a las combinaciones se encuentran en el interior de los diagramas de interacción, por lo que el refuerzo longitudinal escogido cumple con el diseño por flexocompresión.

#### ) Diseño por corte:

De las combinaciones antes mencionadas, se muestran las que tienen mayores fuerzas cortantes. Se muestra también la fuerza axial para cada combinación, debido a que aporta a incrementar la resistencia a corte de la sección, como se mostró en 6.3:

Dirección X (Cortante V2):

Datos de la sección:

$b = 80 \text{ cm}$ ;  $d = 19 \text{ cm}$

Tabla 8-5 Diseño por corte de columna C-01 en dirección X

Combinación	$P_u$ (ton)	$V_u$ (ton)	$V_c$ (ton)	$V_s$ (ton)	s estribos (cm)
1.25(CM+CV)+SX	227.62	0.14	17.99	-17.85	no requiere

Dirección Y (Cortante V3):

Datos de la sección

$b = 25 \text{ cm}$ ;  $d = 74 \text{ cm}$

Tabla 8-6 Diseño por corte de columna C-01 en dirección Y

Combinación	Pu (ton)	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s estribos (cm)
1.25(CM+CV)+SY	229.65	4.31	21.98	-17.67	no requiere

Ya que teóricamente no se requiere refuerzo transversal, se colocaron los estribos mínimos requeridos por norma.

) Diseño por capacidad:

La Norma E.060 permite, para edificios de muros de concreto armado, obtener el cortante por capacidad de dos maneras, entre las cuales se puede escoger el menor cortante calculado. Debido a que la columna tiene mayor resistencia a flexión para los momentos M22, como se observa en los diagramas de interacción de diseño, se analizó solo en la dirección Y:

✓ Método 1:

Se calculó el cortante de diseño por capacidad mediante la siguiente fórmula:

$$V = \frac{M_i + M_s}{l_n}$$

Donde:

Mni, Mns = Momentos nominales en el extremo inferior y superior, se tomó el mismo valor para ambos.

ln = Luz libre de la columna

Para hallar el Mn más crítico se pegaron los puntos correspondientes a las combinaciones en el diagrama nominal.

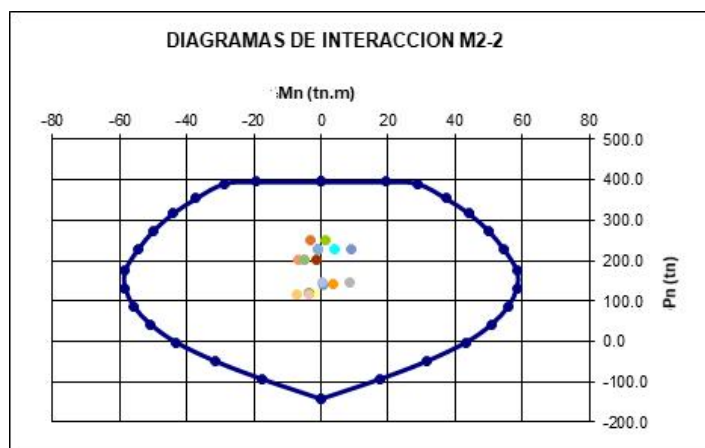


Figura 8-2 Diagrama de interacción nominal M22 para columna C-01

**Tabla 8-7** Diseño por capacidad de columna C-01 (método 1)

Combinación	Pu (ton)	Mn (ton)	ln (m)	Vu (ton)
0.9CM+SY(inferior)	144.31	58.60	2.70	43.40

Vc (ton)	Vs (ton)	s estribos (cm)
18.30	25.10	17.5

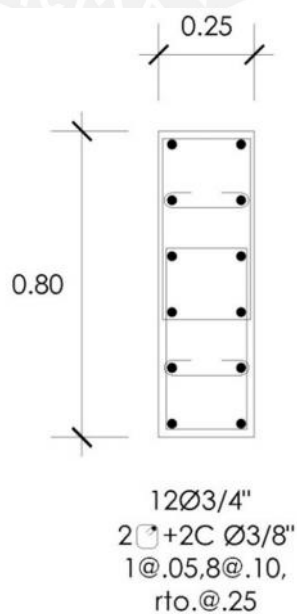
✓ Método 2:

Se tomó el cortante máximo obtenido con las combinaciones de diseño amplificando las fuerzas de sismo por 2.5:

**Tabla 8-8** Diseño por capacidad de columna C-01 (método 2)

Combinación	Pu (ton)	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s estribos (cm)
1.25(CM+CV)+SY	229.65	8.89	17.09	-17.67	no requiere

Por lo tanto, se utilizó el cortante del método 2, con lo que se requiere solo estribos mínimos. Finalmente, se tiene el siguiente refuerzo para la columna C-01 en el primer piso:



**Figura 8-3** Diseño de columna C-01

## 8.2 DISEÑO DE PLACAS

Al igual que las columnas, se diseñan por flexocompresión y cortante. Se desarrolló como ejemplo el diseño de la placa PL-01, en el piso 1. Se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

) Para el diseño por flexocompresión se trazó el diagrama de interacción y se comparó con las combinaciones de fuerzas actuantes. El refuerzo longitudinal se concentró en núcleos ubicados en los extremos y en zonas donde las placas reciban fuerzas puntuales de compresión. Dentro de los núcleos, se tomó en cuenta los límites de cuantía de refuerzo longitudinal para elementos en compresión.

) Se colocó refuerzo distribuido en el alma de cada muro, el cual consiste en mallas de acero. Las mallas horizontales ayudan a soportar las fuerzas cortantes sobre las placas. Las mallas horizontales y verticales controlan la fisuración en la placa, por lo que la cantidad de refuerzo mínimo requerido por la Norma se relaciona con el cortante actuante sobre el muro. Para un muro que recibe poca fuerza cortante respecto a su capacidad, el requerimiento de refuerzo en el alma es menor (Blanco, Chang, & Flores, Conceptos de Diseño estructural de Muros de Concreto Armado en el Perú, 2015):

$$\checkmark \text{ Si } Vu > Vc / 2: \rho_H > 0.0025 ; \rho_v > 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_t} \right) > 0.0025$$

$$\checkmark \text{ Si } Vu < Vc / 2: \rho_H > 0.002 ; \rho_v = 0.0015$$

Además, se tomó en cuenta el aporte del refuerzo vertical en el alma para la elaboración de los diagramas de interacción.

) La placa del ejemplo está conformada por varias ramas de muros, que fueron diseñadas por separado, tomando solo un ancho efectivo de los muros adyacentes. Dicho ancho efectivo es el menor de los siguientes valores:

- ✓ El 10% de la altura total del muro
- ✓ La mitad de la distancia hacia el alma de otro muro.

) Para el diseño por capacidad se amplificaron las fuerzas provenientes del análisis por el factor  $M_n/M_u$ , siempre que no exceda el valor del factor de reducción  $R$ . Dicha consideración se tomó desde la base de la placa hasta una altura no menor a la longitud del muro,  $M_u/4V_u$  o la altura de los 2 primeros pisos.

) En la dirección X la placa PL-01 recibe un cortante mayor al 30% del cortante total de entrepiso, por lo que en esa dirección se tomaron sus cargas amplificadas en 25%.

### Análisis en la dirección X

La placa se dividió en cada alma más la mitad de la distancia hacia otra alma.

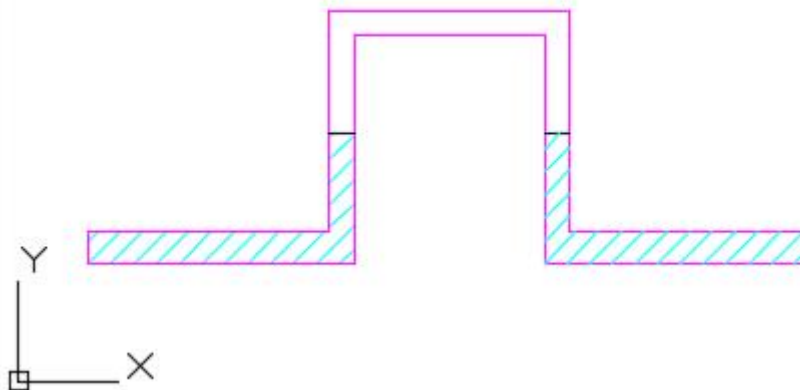


Figura 8-4 División de placa PL-4 para análisis en dirección X

Se tienen tres ramas orientadas en la dirección X, las cuales son analizadas por separado. Cada una, además, se analiza conjuntamente a una porción del “ala” que conforma el muro adyacente orientado en Y. La parte del ala escogida es la mitad de la distancia hasta otra rama orientada en X.

#### Rama izquierda

En la rama izquierda se tienen las siguientes combinaciones de fuerzas:

Tabla 8-9 Cargas últimas en extremo inferior de rama izquierda de placa PL-4

Combinaciones	P (TON)	V2 (TON)	M3 (TON-M)
1.4CM+1.7CV	240.98	10.76	7.28
1.25(CM+CV)+SX	-174.39	46.33	194.25
1.25(CM+CV)-SX	591.39	-27.83	-181.75
0.9CM+SX	-255.16	42.55	191.67
0.9CM-SX	510.62	-31.61	-184.33

Tabla 8-10 Cargas últimas en extremo superior de rama izquierda de placa PL-4

Combinaciones	P (TON)	V2 (TON)	M3 (TON-M)
1.4CM+1.7CV	240.98	10.75	-27.712
1.25(CM+CV)+SX	-174.39	46.33	48.62
1.25(CM+CV)-SX	591.39	-27.83	-96.30
0.9CM+SX	-255.16	42.55	58.34
0.9CM-SX	510.62	-31.61	-86.59

Se escogió el refuerzo a colocar de forma iterativa, hasta que cumplió con el diseño por flexocompresión, como se muestra en la Figura 8-6 **Diagrama de interacción M33 de rama izquierda de placa PL-01**.

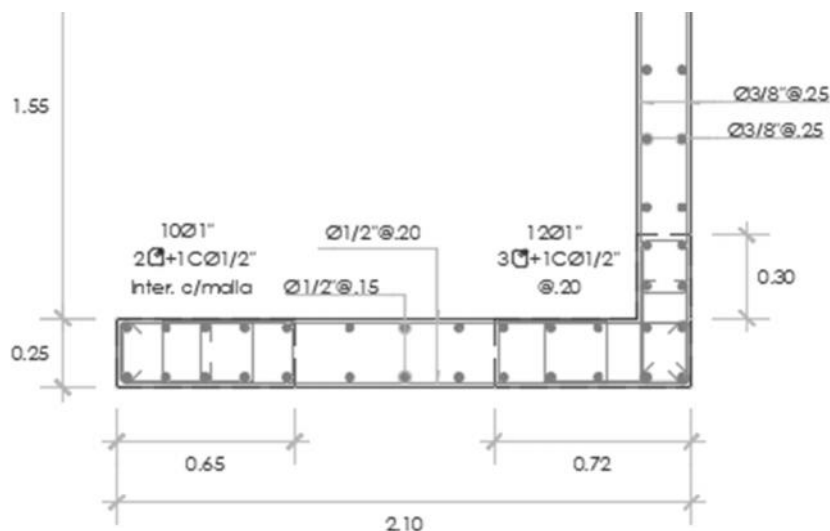


Figura 8-5 Refuerzo en rama izquierda de placa PL-01

Con dicho refuerzo se tiene el siguiente diagrama de interacción para la carga axial y el momento Y-Y:

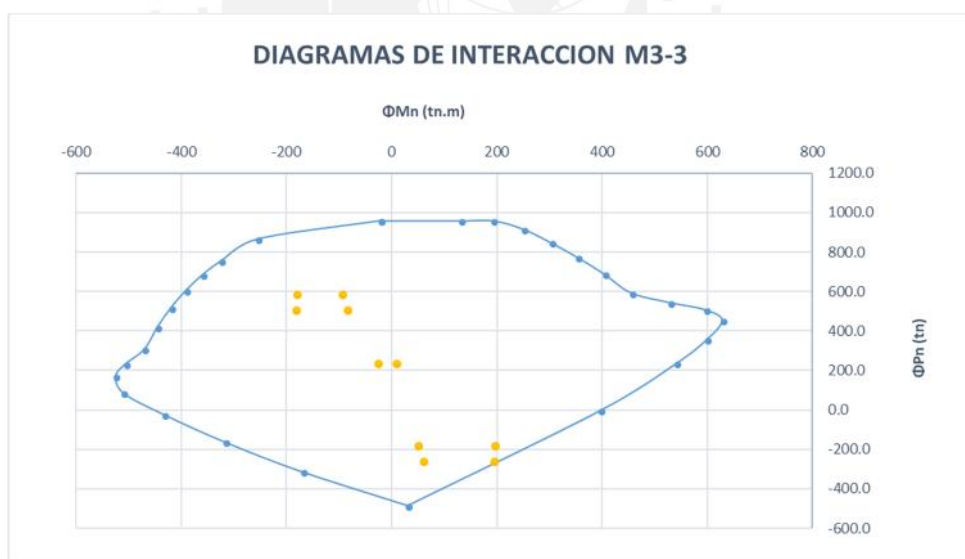


Figura 8-6 Diagrama de interacción M33 de rama izquierda de placa PL-01

Para el diseño por corte el peralte efectivo es igual a 0.80 veces la longitud del muro. Se tomó para el diseño por capacidad la combinación 1.25 (CM+CV)+SX, ubicada en la zona derecha del diagrama de interacción, porque es una de las dos combinaciones más cercanas a la falla por flexión. Debido a tener carga axial de tracción, se despreció el aporte del concreto a la resistencia por corte.



Sección:  $b = 25 \text{ cm}$ ;  $d = 0.80 \cdot L = 168 \text{ cm}$

Tabla 8-11 Diseño por corte rama izquierda de placa PL-4

Combinación	Vu (ton)	Mu (ton-m)	Mn (ton-m)	Mu/Mn
1.25(CM+CV)+SX	46.33	194.25	300.00	1.54

Vu amplific. (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Av ( $\text{cm}^2$ )	s malla horiz. (cm)
71.35	0	83.94	2.58 (2 1/2")	21.59

Por lo tanto, se colocó doble malla horizontal de 1/2" cada 20 cm. La cuantía horizontal es igual a 0.0052, mayor al mínimo requerido por norma de 0.0025. La malla vertical colocada también tiene una cuantía mayor a la mínima por norma, dicha malla se escogió para ayudar al diseño por flexocompresión.

Como siguiente paso, se procedió a verificar si se cumplen los requisitos mínimos para elementos de borde según la Norma E.060. Se calculó el eje neutro a partir del diagrama de momento curvatura de la sección, proveniente del programa ETABS. Previamente se definen los gráficos de esfuerzo-deformación de los materiales:

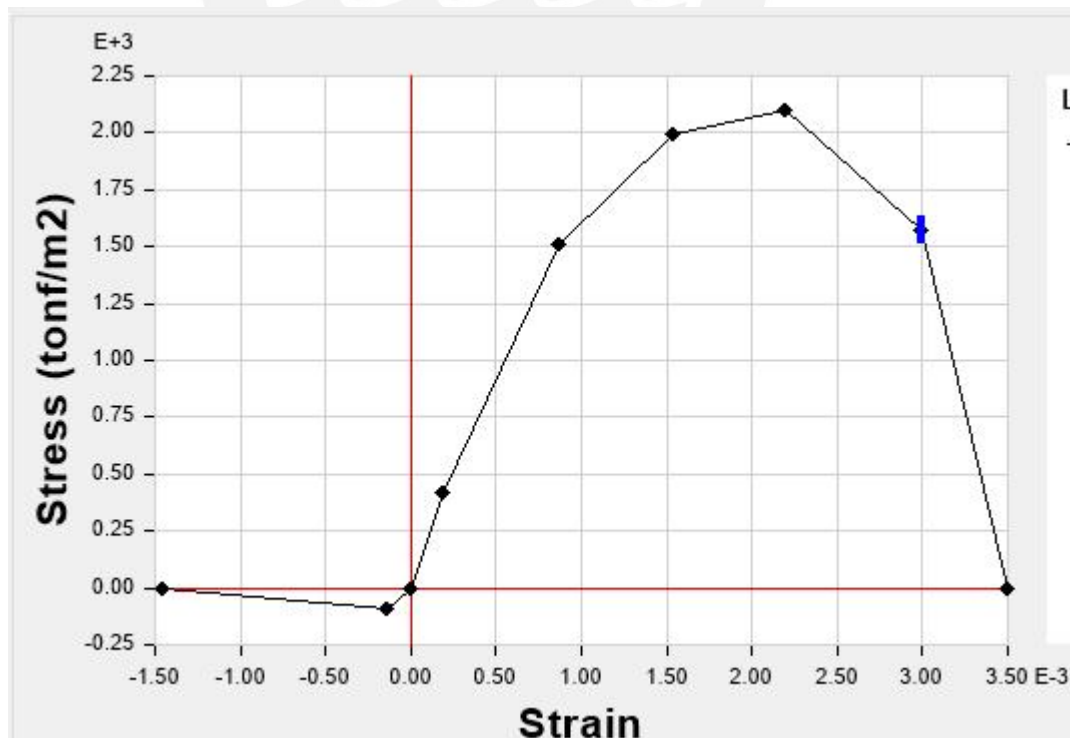


Figura 8-7 Gráfico Esfuerzo-Deformación Concreto  $f'_c = 210 \text{ k/cm}^2$

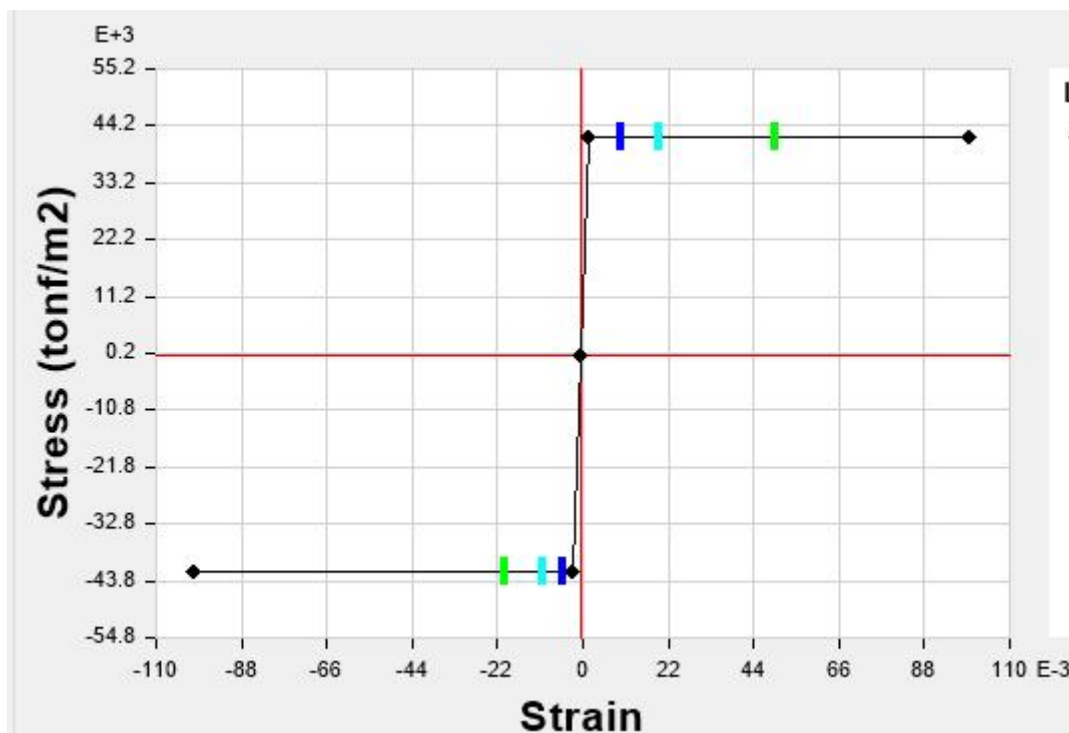


Figura 8-8 Gráfico Esfuerzo-Deformación Acero  $f_y=4200 \text{ k} / \text{cm}^2$

Luego se obtiene el diagrama momento curvatura del muro para la combinación con mayor compresión ( $M_u=-181.75$ ,  $P_u=591.39$  ton):

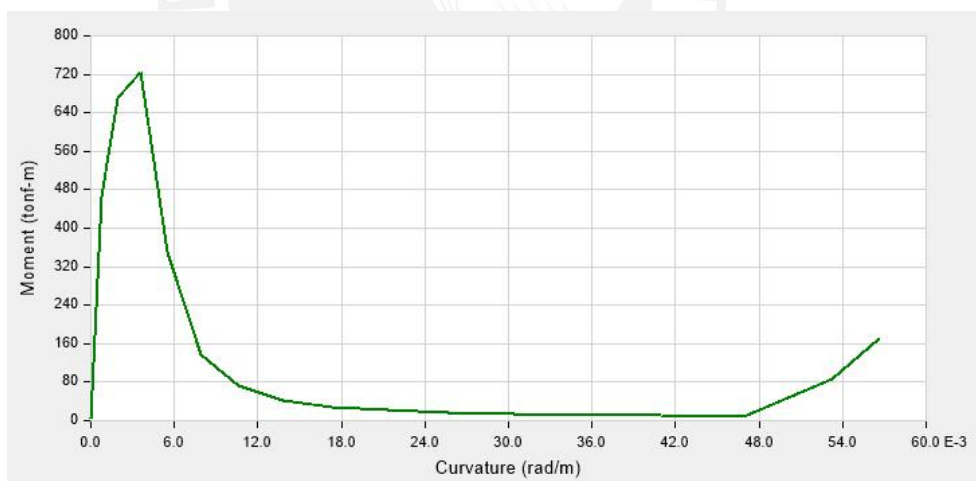


Figura 8-9: Diagrama Momento Curvatura del muro izquierdo de placa PL-4

Como se observa en el último diagrama, bajo una fuerza axial de 591.39 ton, el muro tiene su máxima resistencia a flexión nominal con una curvatura de aproximadamente 0.004, tras lo cual  $M_n$  comienza a decaer y la línea casi horizontal que le sigue corresponde a la resistencia del acero tras la falla del concreto. Por lo que, se consideró que 0.004 es la curvatura de falla del concreto, con lo que se tiene:

$$c = \frac{0.003}{C} = 0.75 \text{ m}$$

Luego se comprueba si es mayor al mínimo de la Norma para exigir confinamiento en el núcleo:

$$c \geq \frac{l}{600 * \left(\frac{\delta}{hm}\right)}$$

Donde:

$l$  = longitud del muro

$hm$  = altura total del muro

$u$  = desplazamiento inelástico del muro en su último piso, el cociente entre este factor y la altura del muro no se debe tomar menor a 0.005

Entonces se tiene:

$$\frac{\delta}{hm} = \frac{0.0}{2.8} = 0.00088$$

(Se tomó el valor mínimo 0.005)

$$c \geq \frac{2.10}{600 * (0.005)} = 0.70$$

Como  $c=0.75$  m, la norma exige que se confine por lo menos la mayor de las siguientes longitudes:

$$\checkmark c - 0.1 * l_1 = 0.54 \text{ m}$$

$$\checkmark \frac{c}{2} = 0.38 \text{ m}$$

Por lo que se tiene que la zona mínima de confinamiento es 0.54 m desde el borde extremo. Debido a que se tiene núcleos de 0.65 m y 0.72 m en cada extremo, se cumple con los requisitos de confinamiento.

### Rama central

En la rama central se aplicaron los mismos métodos de diseño que para la rama izquierda. Además, esta rama recibe a una viga, por lo que la Norma E.060 exige que la zona donde la recibe se diseñe como un elemento de compresión.

La carga puntual se calcula sumando las cortantes del extremo de la viga en todos los pisos:

$$P_u = V_u = 6.02 + 11.57 * 7 = 87.00 \text{ ton}$$

Se toma como ancho del elemento en compresión solo el ancho de la viga (25 cm) y su resistencia axial es:

$$\Phi P_n = 0.8 * 0.7 * ((A_g - A_{st}) * 0.85 * f_c + A_{st} * f_y)$$

$$\Phi P_n = 0.8 * 0.7 * ((20 * 25 - 4 * 5.1) * 0.85 * 210 + 4 * 5.1 * 4200) = 95.92 \text{ ton}$$

Por lo que se comprueba que el núcleo de 4 1" cumple el diseño para compresión por carga puntual. Se colocan estribos mínimos para columna 1 3/8": 1@.05, 5@.10, resto intercalado con malla horizontal.

Tras realizar el diseño por flexocompresión y cortante, el refuerzo de la rama central es:

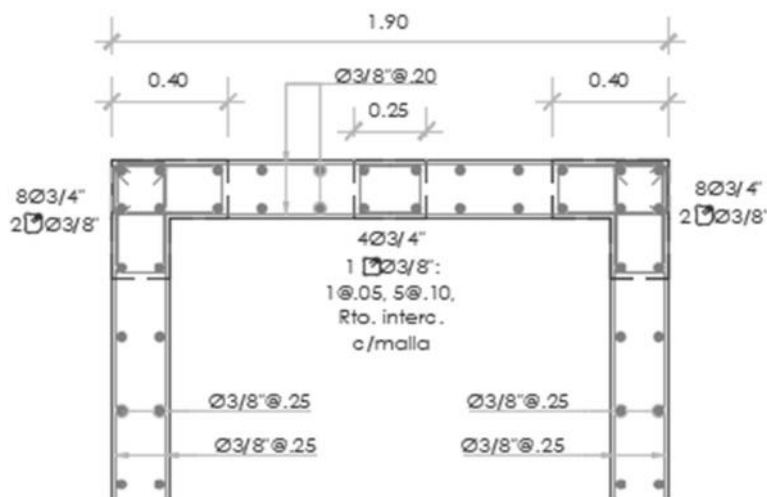


Figura 8-10 Diseño de rama central de placa PL-4

La rama derecha de la placa tiene refuerzo simétrico con la rama izquierda, por lo que no se muestra su diseño.

### Análisis en la dirección Y

La placa se divide con los criterios mencionados anteriormente, de la siguiente forma:

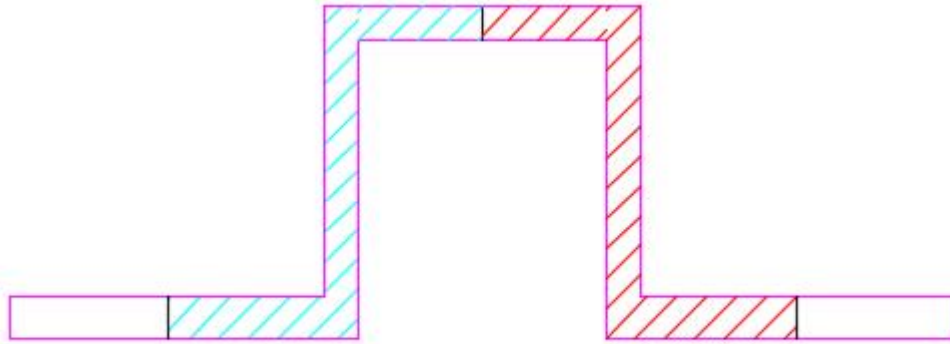


Figura 8-11 División de placa PL-4 para análisis en dirección Y

**Rama izquierda:**

Se tiene el siguiente refuerzo:

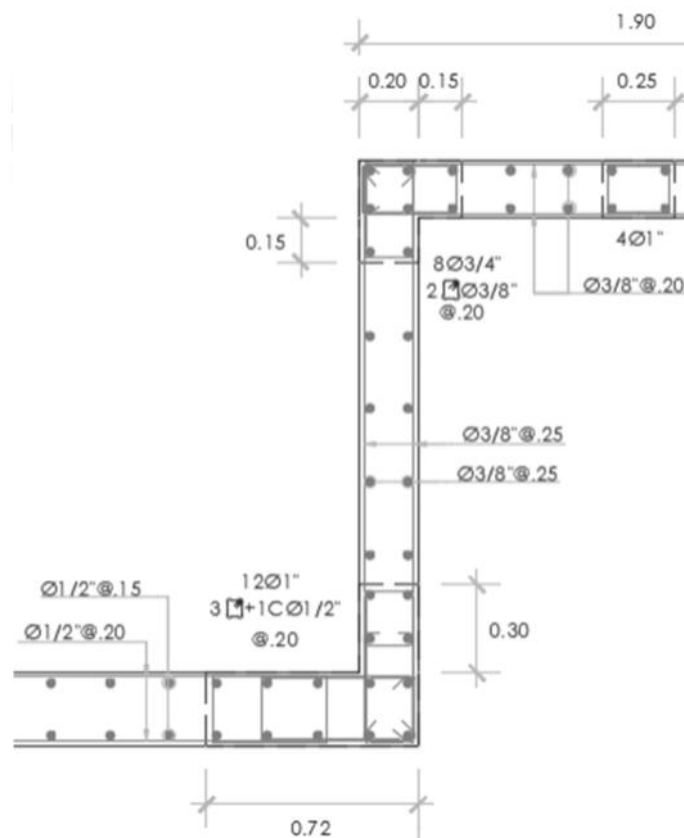


Figura 8-12 Diseño de rama en dirección Y de placa PL-4

*Nota: solo se considera la mitad del núcleo de 4 1" en la zona superior*

Se tienen las siguientes solicitaciones amplificadas:

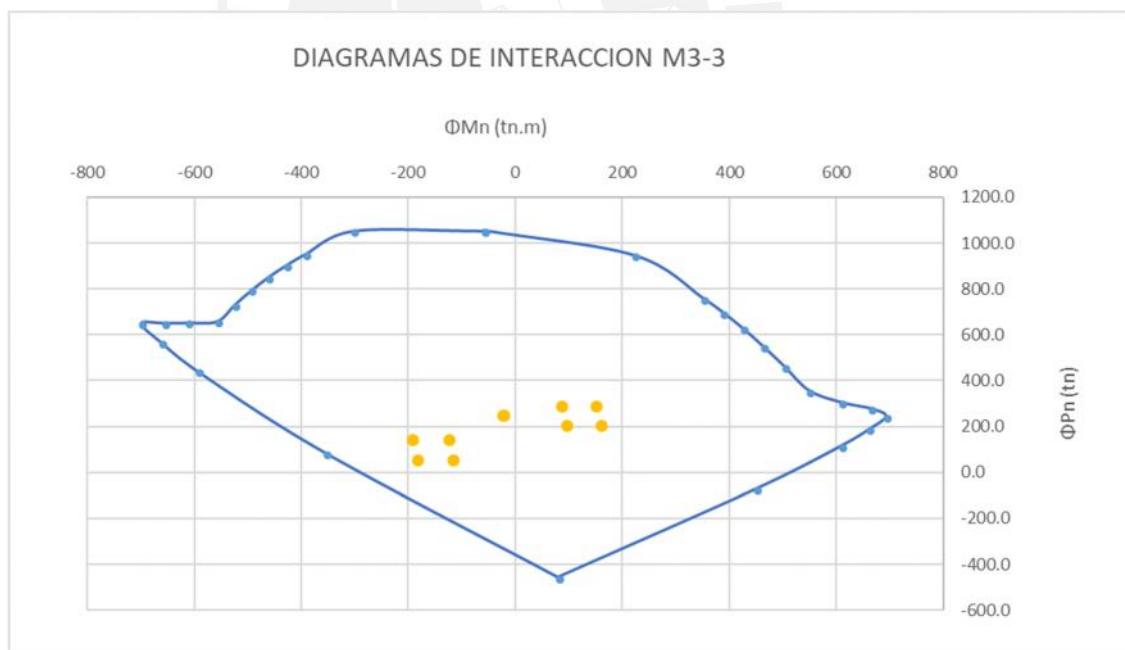
**Tabla 8-12** Cargas últimas en extremo inferior en rama en dirección Y de placa PL-4

Combinación	P (TON)	V2 (TON)	M3 (TON-M)
1.4CM+1.7CV	256.02	-0.72	-27.27
1.25(CM+CV)+SY	295.31	20.83	148.59
1.25(CM+CV)-SY	148.01	-22.08	-195.61
0.9CM+SY	209.98	21.06	157.99
0.9CM-SY	62.68	-21.84	-186.21

**Tabla 8-13** Cargas últimas en extremo superior en rama en dirección Y de placa PL-4

Combinación	P (TON)	V2 (TON)	M3 (TON-M)
1.4CM+1.7CV	256.02	-0.72	-24.94
1.25(CM+CV)+SY	295.31	20.83	84.18
1.25(CM+CV)-SY	148.01	-22.08	-127.16
0.9CM+SY	209.98	21.06	92.82
0.9CM-SY	62.68	-21.84	-118.52

Por lo que se tiene el siguiente diagrama de interacción para la carga axial y el momento X-X:

**Figura 8-13** Diagrama de interacción de rama en dirección Y de placa PL-4

Diseño por Corte:

Sección:  $b = 25$  cm;  $d = 0.80 \cdot L = 160$  cm

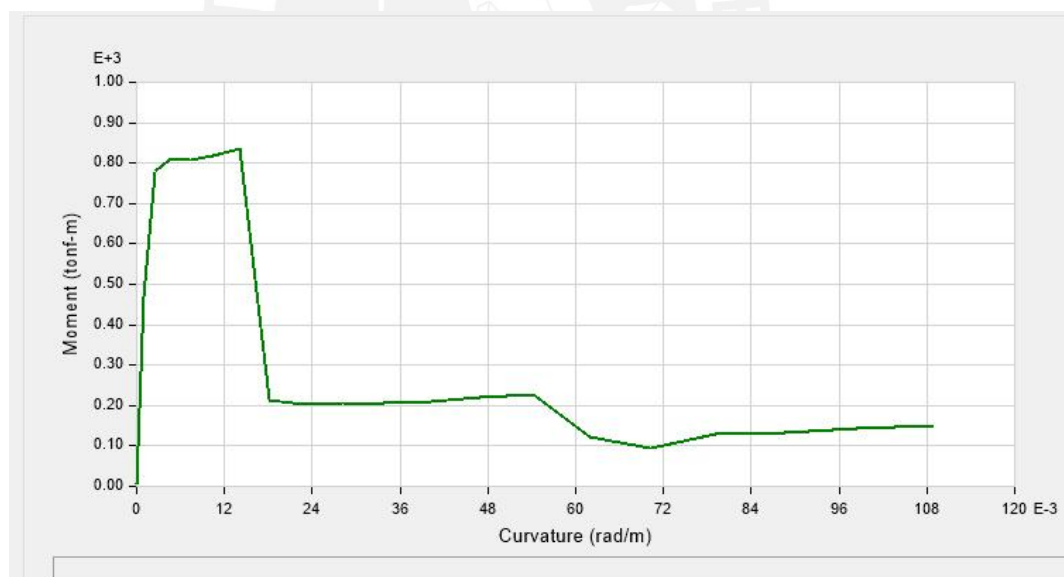
**Tabla 8-14** Diseño por corte en rama en dirección Y de placa PL-4

Combinación	Vu (ton)	Mu (ton-m)	Mn (ton-m)	Mu/Mn
1.25(CM+CV)-SY	22.08	195.61	390.00	1.99

Vu amplific. (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Av (cm <sup>2</sup> )	s malla horiz. (cm)
43.94	20.89	27.10	1.42 (2 3/8")	35.2

Debido a que Vu es mayor a  $Vc / 2$ , se colocó la malla mínima para cumplir la cuantía de 0.0025, es decir malla horizontal y vertical 3/8" cada 25 cm.

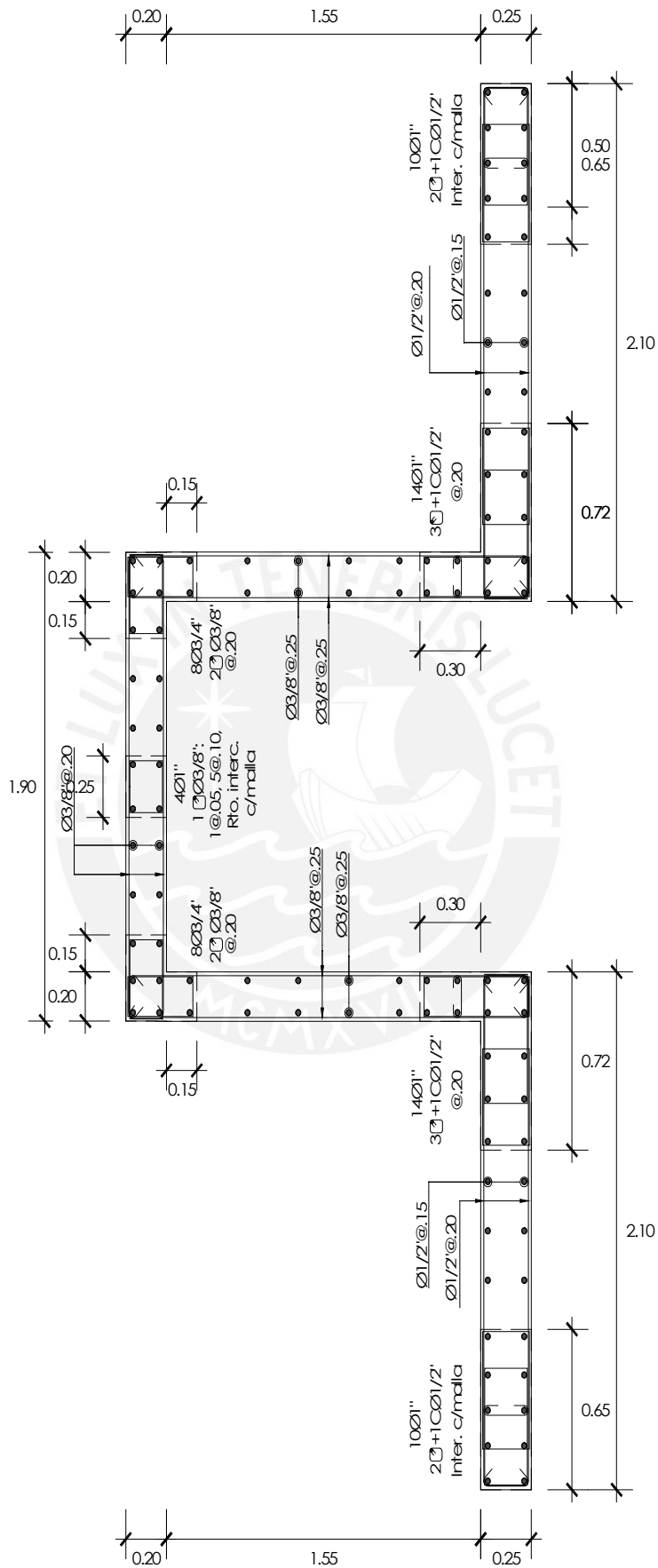
Para comprobar la longitud mínima confinada en los núcleos, se realizó el diagrama de interacción nominal con la carga en compresión más alta de todas las combinaciones, es decir 295.31ton:



**Figura 8-14** Diagrama de momento curvatura de rama en dirección Y de placa PL-4

La curvatura de falla es aproximadamente 0.014, con lo que se obtiene que el valor de c es 0.21 m, siendo menor al mínimo para que la norma requiera una longitud mínima confinada.

En la rama derecha se tiene el mismo diseño, por lo que finalmente la placa tiene el siguiente refuerzo:



P-04 (Techo de 1er. y 2do. Piso)

Figura 8-15 Diseño de placa PL-4 (rama por rama)



### Comparación con el diseño de la placa en forma conjunta:

Si se diseñara la placa analizándola toda en conjunto, se obtendrían distintos resultados:

#### **Diseño por flexocompresión:**

A continuación, se muestran los diagramas de interacción con el refuerzo diseñado previamente para la placa.

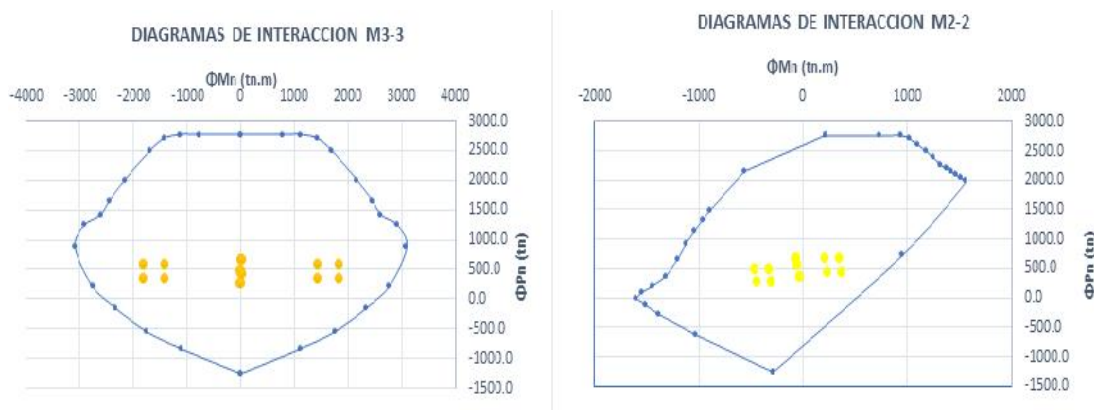


Figura 8-16: Diagrama de interacción en placa PL-4 (método 2)

Se observa que para ambas direcciones de análisis la resistencia proporcionada es mayor a la requerida. Por lo que se procedió a cambiar el refuerzo para afinar el diseño, hasta tener los nuevos diagramas de interacción más cercanos a las solicitaciones.

#### **Diseño por corte:**

) Dirección X:

Debido a tener dos ramas de distinto espesor, se repartió el cortante total de forma proporcional al área de dichas ramas.

Tabla 8-15 Repartición de corte en dirección X (método 2)

Combinación	Vu (ton)	Mu (ton-m)	Mn (ton-m)	Mu/Mn
1.25(CM+CV)+SX	123.33	1814.71	2450	1.35

Vu amplific. (ton)	Vu rama 20 cm (ton)	Vu rama 25 cm (ton)
166.49	44.28	61.10

En rama de espesor 20 cm:  $b = 20$  cm;  $d = 0.80 \cdot L = 152$  cm

**Tabla 8-16** Diseño por corte en dirección X, rama de 20 cm (método 2)

Vu. (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Av ( $cm^2$ )	s malla horiz. (cm)
44.28	77.89	33.42	1.42 (2 3/8")	21.70

Por lo que se colocó malla horizontal y vertical de 3/8"@.20. En la rama de espesor 25 cm se tiene:  $b=20$  cm;  $d=0.80*L=168$  cm

**Tabla 8-17** Diseño por corte en dirección X, rama de 25 cm (método 2)

Vu. (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Av ( $cm^2$ )	s malla horiz. (cm)
61.10	21.94	46.08	1.42 (2 3/8")	17.50

Por lo que se colocó malla horizontal de 3/8"@.175 para cumplir el diseño por corte y vertical de 3/8"@.20 para llegar a la cuantía mínima de 0.0025.

) Dirección Y:  $b=20$  cm;  $d=0.80*L=168$  cm

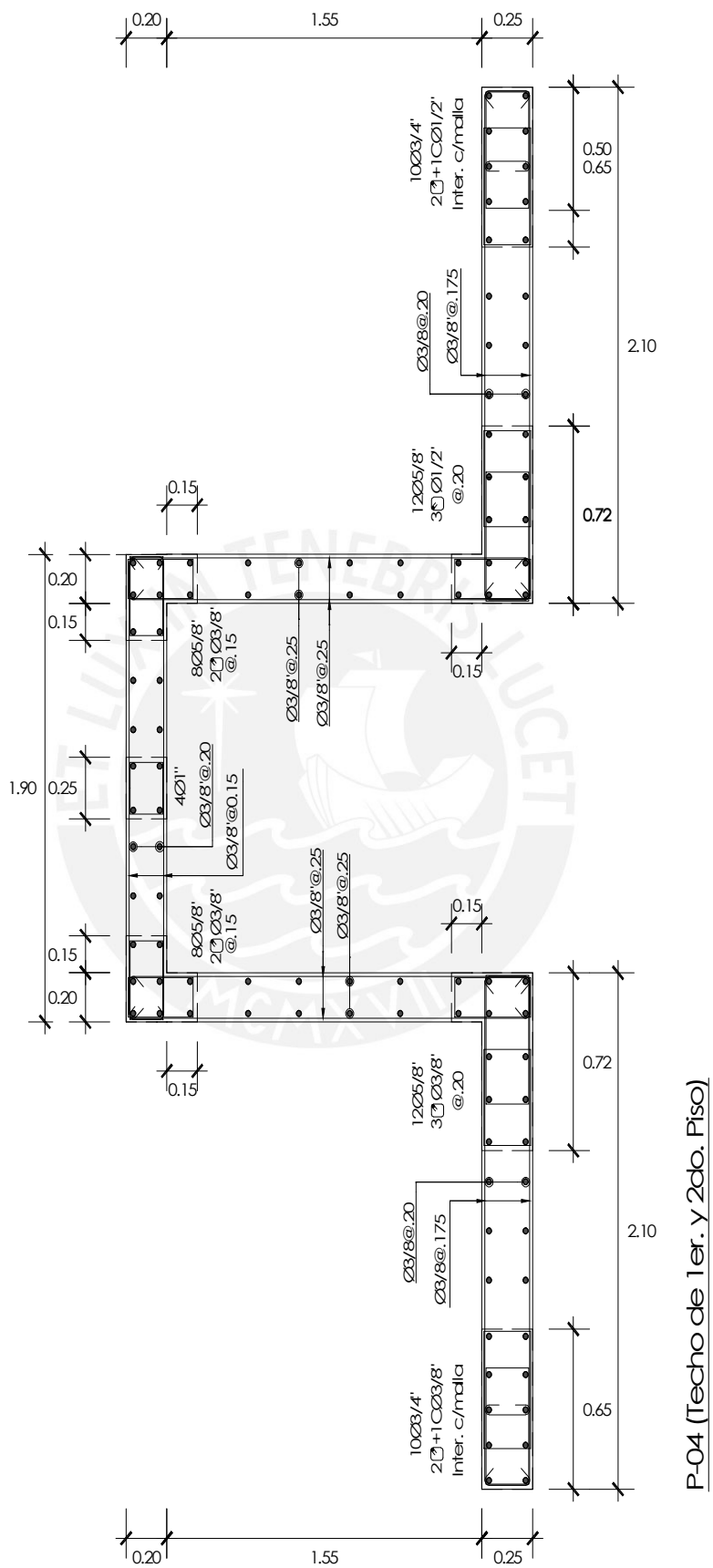
**Tabla 8-18** Diseño por corte en dirección Y (método 2)

Combinación	Vu (ton)	Mu (ton-m)	Mn (ton-m)	Mu/Mn
1.25(CM+CV)+SY	44.07	365.30	740.00	2.03

Vu amplific. (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Av ( $cm^2$ )	s malla horiz. (cm)
89.45	41.48	56.08	1.42 (2 3/8")	34.0

Se colocó malla horizontal y vertical de 3/8"@.25 para cumplir con la cuantía mínima de 0.0025. Finalmente, con el diseño realizado de esta manera, se tiene el siguiente refuerzo.

Como se observa en la Figura 8-17, existen diferencias en el diseño de una placa, analizándola en un solo conjunto o por partes.



P-04 (Techo de 1er. y 2do. Piso)

Figura 8-17 Diseño de placa P-04 (método 2)

## 9. DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Para el diseño de cimentaciones en general, se siguieron las siguientes consideraciones:

) Se muestran a continuación las principales propiedades del suelo:

Tipo de estrato de apoyo de la cimentación	Grava mal graduada (GP)
Capacidad admisible del suelo	4.00 k /cm <sup>2</sup>
Profundidad de cimentación (Df)	1.20 m desde el nivel de terreno natural
Ángulo de fricción	37°
Peso volumétrico del suelo	1.90 g/c <sup>3</sup> .

- ) Las cimentaciones fueron dimensionadas de tal forma que las cargas de gravedad por servicio no sobrepasen la capacidad admisible del suelo. Luego se verificó que las cargas de gravedad sumadas a las cargas sísmicas sin amplificar no sobrepasen la capacidad admisible del suelo. Cumpliendo lo permitido por Norma, para esta última verificación se redujo las fuerzas sísmicas por 0.8. Además, se tomó la capacidad admisible del suelo aumentada en 30% (Comité Técnico Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2016).
- ) Luego se halló la máxima presión sobre el suelo, relacionada a las combinaciones de diseño. La distribución es trapezoidal o uniforme excéntrica, dependiendo del valor de las presiones (Blanco, Cimentaciones en Edificaciones).
- ) Con la presión hallada se calculó el peralte necesario de la zapata o cimiento para cumplir con el diseño por corte y punzonamiento. Además, el peralte debe garantizar que dentro de la cimentación se desarrolle el anclaje del refuerzo vertical del muro o columna.
- ) También con la máxima presión actuante se realizó el diseño por flexión del refuerzo inferior de la cimentación, donde se considera que la zapata o cimiento actúa como un volado apoyado en el muro o columna.

### 9.1 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Se mostró como ejemplo el diseño diseñar la zapata de la placa PL-4. Cabe resaltar que se están tomando las cargas sísmicas amplificadas por redundancia en la

dirección X. Otra particularidad es la mayor profundidad respecto a otras zapatas debido a que recibe el pit del ascensor, cuyo nivel de fondo es -1.35.

### Dimensionamiento

Tabla 9-1 Cargas recibidas por zapata de la placa PL-4

Tipo de carga	P (ton)	Myy (ton-m)	Mxx (ton-m)
Muerta	399.40	-0.09	43.00
Viva	68.85	-0.04	8.68
Sismo X	0.02	1814.87	0.14
Sismo Y	86.95	12.17	404.00

Se estimó como peso propio el 10% de la carga axial por gravedad, es decir 46.83 ton. Se utilizó la siguiente fórmula para el dimensionamiento de la zapata:

$$A=P/\sigma$$

Donde A es el área de la zapata, P la carga axial por gravedad en servicio y la presión admisible del suelo. Por lo tanto, se obtiene la siguiente área:

$$A=P/\sigma=12.87\text{ m}^2$$

Entonces, se estima una zapata con volados de 50 cm hacia cada lado de la placa y el pit del ascensor. Sin embargo, luego de un proceso iterativo, se determinó que la zapata requiere de volados de 155 cm en la dirección X, y de volados de 90 cm en la dirección Y, para no sobrepasar la carga admisible del suelo.

Con dichas dimensiones, se agregó a la carga axial muerta el peso de la zapata y el relleno sobre ella. Se verifica los esfuerzos en el suelo bajo cargas de gravedad:

$$\sigma_x = P/A \pm M * x/I_x < \sigma_{ai}$$

$$\sigma_{ym} = P/A + M * y_s/I_x < \sigma_{ai}$$

$$\sigma_{ym} = P/A - M * y_i/I_x < \sigma_{ai}$$

Donde x es la distancia desde el centroide de la zapata hasta la su fibra más extrema en la dirección X, A es el área de la zapata y Iy la inercia de la zapata respecto al eje Y. Mientras  $y_s$ ,  $y_i$  representan la distancia desde el centroide de la zapata hasta la su fibra más extrema en la parte superior e inferior, respectivamente.

Tabla 9-2 Presiones del suelo bajo zapata PL-4 por gravedad

	max ( $t_i / cm^2$ )	min ( $t_i / cm^2$ )
Dirección X-X	22.50	22.49
Dirección Y-Y	24.86	20.68

Se observa que entre las presiones máximas y mínimas en ambas direcciones no existen variaciones importantes, debido a la baja magnitud de los momentos por cargas de gravedad. Dicha presión es menor a la admisible por el suelo, por lo que es correcto el dimensionamiento.

El siguiente paso es verificar agregando las cargas de sismo, para lo cual se considera que la presión admisible es 30% mayor al valor mencionado anteriormente, por lo que el esfuerzo admisible para esta verificación es de  $52.00 t_i / m^2$ . Se intentó realizar una distribución trapezoidal de los esfuerzos, pero se obtuvieron presiones negativas en los valores mínimos. Por lo que se realiza una redistribución de las presiones sobre el suelo en un área efectiva excéntrica (Braja M., 2001):

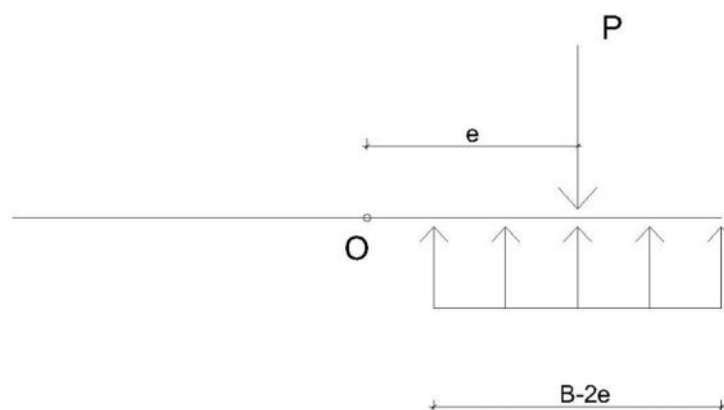


Figura 9-1 Redistribución de las presiones sobre el suelo en un área efectiva excéntrica

$$A = (B - 2 * e) * L (z_i \quad r_i \quad )$$

$$\sigma = P/A f < \sigma ad$$

Para zapatas no rectangulares, como la del ejemplo, el área efectiva es la que se encuentra a una distancia “B-2e” desde un extremo de la zapata:

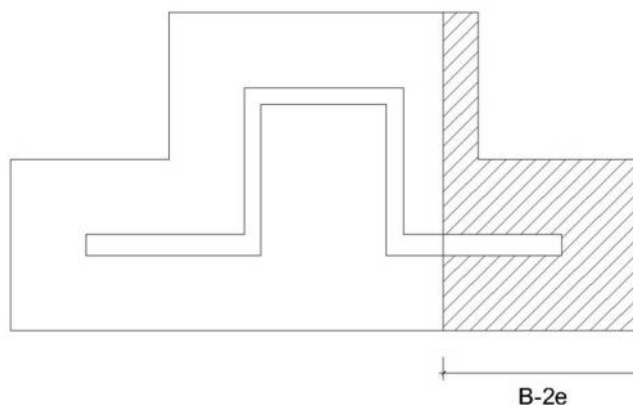


Figura 9-2 Área efectiva excéntrica de presiones para zapata de placa PL-4

### Dirección X-X

Se halla la excentricidad de la siguiente manera:

Tabla 9-3 Verificación de presión máxima con sismo, dirección X

	P (ton)	M (ton-m)	e=M/P
CM+CV+SX	602.43	1451.77	+2.41 (comprime zona derecha)
CM+CV-SX	602.40	-1452.03	-2.49 (comprime zona izquierda)

	Aef (m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )
CM+CV+SX	11.71	17.70
CM+CV-SX	11.71	13.15

Se verifica que la presión es menor a la admisible.

### Dirección Y-Y

Se halla la excentricidad de la siguiente manera:

Tabla 9-4 Verificación de presión máxima con sismo, dirección Y

	P (ton)	M (ton-m)	e=M/P
CM+CV+SY	671.98	353.37	+0.53 (comprime zona inferior)
CM+CV-SY	532.86	-287.47	-0.54 (comprime zona superior)

	Aef (m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )
CM+CV+SY	17.70	38.00
CM+CV-SY	13.15	13.15

Se verifica que la presión es menor a la admisible. Luego, se procedió a hallar la presión de diseño, producto de amplificar las cargas previamente halladas:

Tabla 9-5 Presiones amplificadas bajo zapata de placa PL-4

Combinación	$\sigma$ ( $t\ell /m^2$ )
1.4CM+1.7CV	37.29
1.25CM+1.25CV+SX	64.25

La presión máxima  $\sigma = 64.25 t\ell /m^2$  se usó para el diseño por flexión, punzonamiento y cortante.

### Diseño por cortante

Se asume un peralte de 70 cm, debido a que permite el anclaje de los aceros de la placa. Sin embargo, luego de iterar con diferentes peraltes de zapata, se encontró que con 90 cm de peralte se cumple el diseño por cortante y punzonamiento. La resistencia al corte de la zapata está dada por la resistencia del concreto que la conforma:

$$d = h - d = 0.90 - 0.10 = 0.80 m$$

$$V = \sigma * (v - d) = 48.19 t\ell$$

$$\varphi = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * 100 = 52.23 t\ell$$

Donde  $v$  es el volado. Se comprueba que con 90 cm de peralte la zapata cumple con el diseño por corte.

### Diseño por punzonamiento

El punzonamiento se debe verificar en elementos planos, como losas o cimentaciones en contacto con columnas o placas donde se puede generar una falla por efecto de "perforación" en el elemento plano. Por lo tanto, se considera que un área compuesta por la sección a  $d/2$  del borde de la columna resiste dicho efecto de punzonamiento.



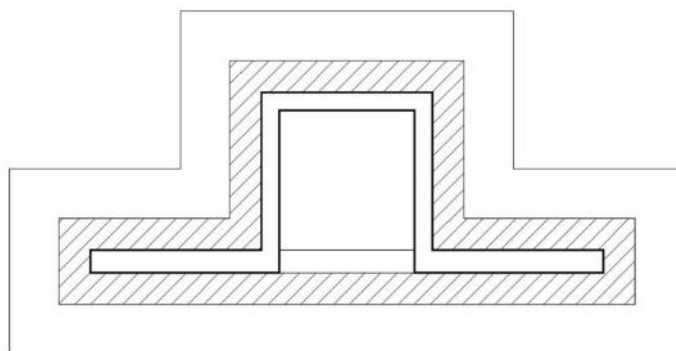


Figura 9-3: Área de punzonamiento en zapata de PL-4

Se utilizan las siguientes fórmulas:

$$V = \sigma * (A_0 - A_t)$$

$$\varphi = 0.85 * f * \sqrt{f'c} * B_0 * 100$$

Donde:

$A_0, A_t$  = Área crítica de punzonamiento y área total de la zapata, respectivamente

$B_0$  = Perímetro del área crítica de punzonamiento

$f$  = Factor de punzonamiento

El factor  $f$  es el menor de los siguientes:

- ✓  $f = 0.53 * (1 + \frac{2}{\beta})$
- ✓  $f = 0.27 * (\alpha * \frac{d}{B_u} + 2)$
- ✓  $f = 1.06$

Tabla 9-6 Diseño por punzonamiento en zapata de placa PL-4

(lado largo/lado corto)	2.85
s (columna interior)	40
Área crítica ( $m^2$ )	10.63
Factor punzonamiento	0.90
$B_0$ (m)	18.2
$V_c$ (ton)	1617.57
$V_u$ (ton)	1037.64

Se comprueba que con 90 cm de peralte la zapata cumple con el diseño por corte.

#### Diseño por flexión

El momento generado por el empuje del suelo es soportado por los aceros inferiores. Se asume que el esfuerzo es constante, por lo que se tiene el siguiente momento flector:

$$M = \sigma * \frac{v^2}{2} = 26.02 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_{r_i} = 8.72 \text{ cm}^2$$

Sin embargo, se colocó una mayor cuantía para cumplir con la cuantía mínima por retracción y temperatura de 0.18%. Por lo que se colocó malla inferior de 3/4" @ 0.175.

En la dirección X el volado es de 1.55 m, por lo que se requiere la siguiente cantidad de refuerzo por flexión:

$$M = \sigma * \frac{v^2}{2} = 77.18 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_{r_q} = 26.56 \text{ cm}^2$$

Por lo que se agregan bastones inferiores de 5/8" @ 0.175 en los volados en la dirección X. Además se agregaron bastones superiores en la zona del ascensor, donde se presentan tracciones en la zona superior de la zapata. Se tiene el siguiente refuerzo en la zapata:

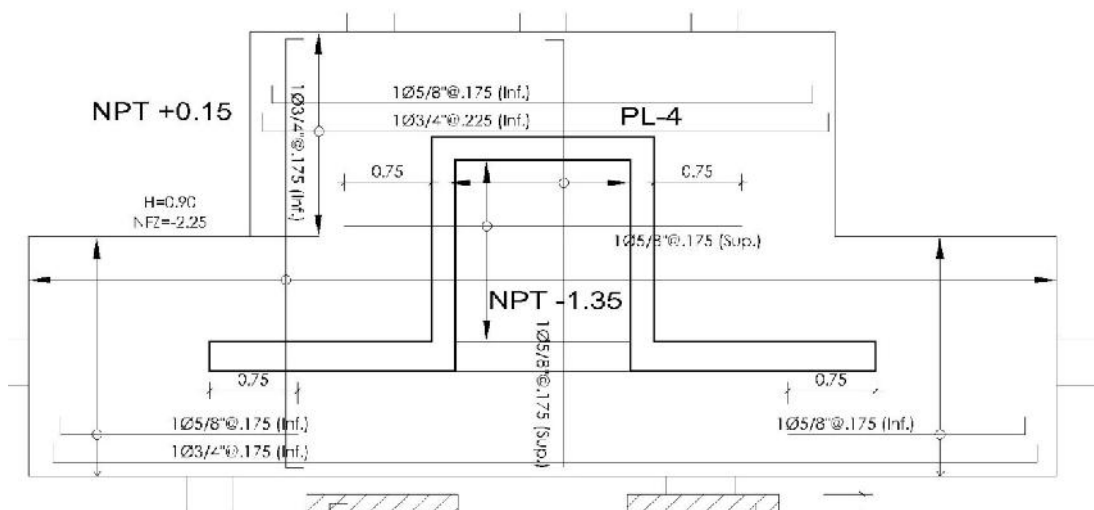


Figura 9-4 Diseño de zapata de placa PL-4

## 9.2 DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS

La placa PL-3 del eje I tiene fuerzas sísmicas muy importantes en Y, lo que hace que requiera dimensiones muy grandes para transferir al suelo una presión al suelo menor a la admisible. Por ello se diseñó una zapata combinada para las placas PL-3 y PL-1A:

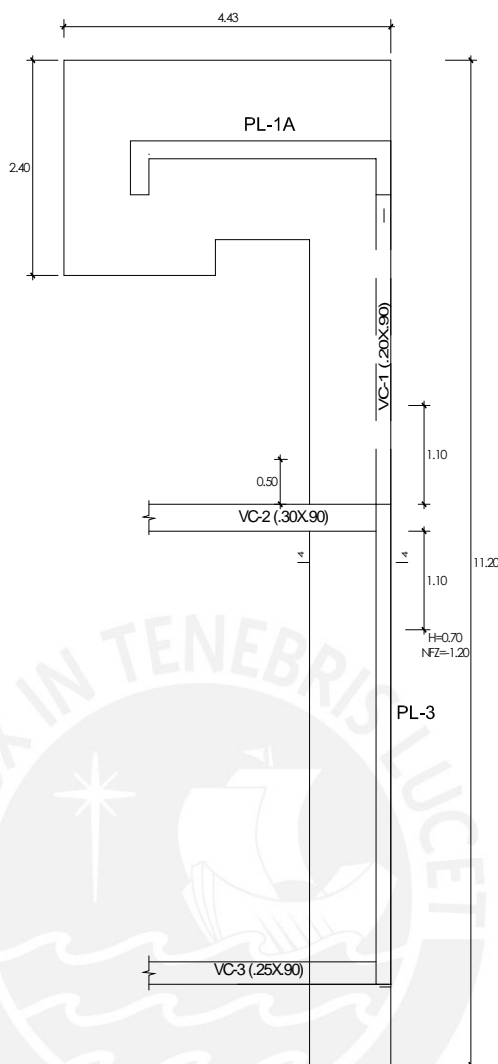


Figura 9-5 Zapata combinada de placa PL-3 de eje I y placa PL-1A

### Dimensionamiento

Se asumió volados de 90 cm hacia cada lado de las placas, menos hacia el lado derecho, debido a que colinda con el límite de terreno. Para uniformizar el comportamiento de la zapata como un volado, se unió las dos placas con una viga de cimentación. Además, para soportar la excentricidad de las cargas provenientes de la PL-3, se tienen dos vigas de cimentación que la unen hacia otros elementos a su izquierda, dichas vigas fueron diseñadas en el siguiente acápite.

Las cargas de cada placa y su distancia al centroide de la zapata se muestran a continuación. Las cargas axiales de cada placa se multiplican por dichas distancias para hallar el momento que generan respecto al centroide de la zapata combinada (las fuerzas sísmicas solo se multiplicaron por las excentricidades en su misma dirección de análisis).

**Tabla 9-7 Cargas en zapata de placa PL-3 de eje I y placa PL-1A**

PL-3					
ex = 1.31 m			ey = -3.71 m		
Tipo de carga	P (ton)	Myy (ton-m)	Mxx (ton-m)	P*ex (ton-m)	P*-ey (ton-m)
Muerta	137.47	0.00	-71.23	180.09	510.01
Viva	17.90	0.00	14.02	23.45	66.41
Sismo X	25.69	2.29	330.98	33.65	-
Sismo Y	59.52	0.09	1161.60	-	220.82

PL-1A					
ex = -0.38 m			ey = 2.81 m		
Tipo de carga	P (ton)	Myy (ton-m)	Mxx (ton-m)	P*ex (ton-m)	P*-ey (ton-m)
Muerta	108.21	-1.12	-0.12	-41.12	-304.07
Viva	13.85	-0.2	-0.37	-5.26	-39.92
Sismo X	31.95	518.64	11.05	-12.41	-
Sismo Y	-100.59	19.18	23.47	-	282.66

### **Análisis con cargas de gravedad (distribución trapezoidal):**

**Tabla 9-8 Presiones del suelo bajo zapata combinada por gravedad**

	max ( $t_{i} /m^2$ )	min ( $t_{i} /m^2$ )
Dirección X-X	23.53	2.07
Dirección Y-Y	19.75	10.87

### **Análisis por sismo**

#### **Dirección X-X**

Se halla la excentricidad de la siguiente manera:

**Tabla 9-9** Verificación de presión máxima con sismo en zapata combinada, dirección X

	P (ton)	M (ton-m)	e=M/P
CM+CV+SX	375.59	589.79	+ 1.57 (comprime zona derecha)
CM+CV-SX	283.37	-278.12	- 0.98 (comprime zona izquierda)

	Aef (m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )
CM+CV+SX	12.69	29.60
CM+CV-SX	5.72	49.50

Se verifica que la presión es menor a la admisible para sismo.

#### Dirección Y-Y

Se halla la excentricidad de la siguiente manera:

**Tabla 9-10** Verificación de presión máxima con sismo en zapata combinada, dirección Y

	P (ton)	M (ton-m)	e=M/P
CM+CV+SY	296.62	1529.09	+ 5.16 (comprime zona inferior)
CM+CV-SY	362.33	-1172.58	- 3.24 (comprime zona superior)

	Aef (m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )
CM+CV+SY	7.15	41.50
CM+CV-SY	11.91	30.40

Se verifica que la presión es menor a la admisible para sismo. Luego, se procedió a hallar la presión de diseño, producto de amplificar las cargas previamente halladas:

**Tabla 9-11** Presiones amplificadas bajo zapata combinada

Combinación	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )
1.4CM+1.7CV	35.29
1.25CM+1.25CV+SX	61.88

La presión máxima  $\sigma = 61.88$  t/m<sup>2</sup> se usó para el diseño por flexión, punzonamiento y cortante.

### Diseño por cortante

Se asume un peralte de 70 cm para permitir el anclaje del refuerzo de la placa PL-3.

$$V = \sigma * (v - d) = 18.56 \text{ t}$$

$$\varphi = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * 100 = 39.17 \text{ t}$$

### Diseño por punzonamiento

Se separa cada placa en un área conformada por la misma placa y el volado de la zapata de 0.90 m alrededor de la placa.

✓ En placa PL-1A:

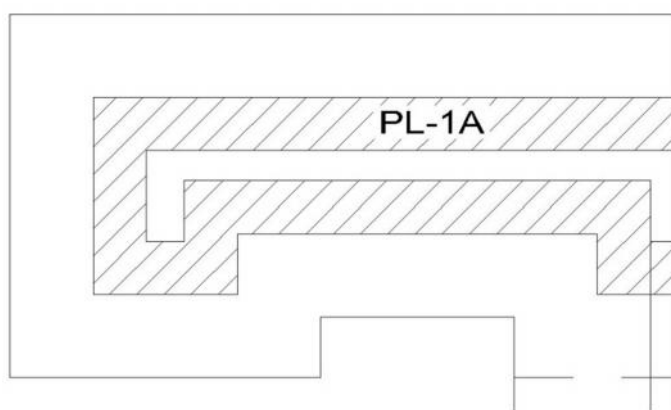


Figura 9-6 Área crítica para placa PL-1A

Tabla 9-12 Diseño por punzonamiento en zapata de placa PL-4

(lado largo/lado corto)	5.88	m
s(40 interior, 30 borde, 20 esquina)	30.00	
Área crítica	3.60	$m^2$
Volado	0.90	
Factor punzonamiento	0.71	
Bo	9.65	m
Vc	506.67	ton
At	10.11	$m^2$
Vu	402.81	ton

✓ En placa PL-3:

La placa PL-3 debido a su longitud mucho mayor respecto al volado de la zapata, no tiene un comportamiento de carga concentrada sobre ella, por lo cual la Norma

E.060 no exige una verificación por punzonamiento. Por lo que el peralte escogido cumple con el diseño por punzonamiento y cortante.

### Diseño por flexión

La zapata combinada no tiene un comportamiento de solamente un volado respecto a sus zapatas, debido a que se colocaron vigas de cimentación perpendiculares a la placa PL-3. Dichas vigas de cimentación permiten un comportamiento uniforme de las presiones del suelo bajo la zapata, evitando que esta se pueda inclinar o girar debido a su excentricidad (Nilson, 1999). Se realizó el siguiente modelo en SAP 2000 para el diseño por flexión de la zapata:

Dirección X-X:

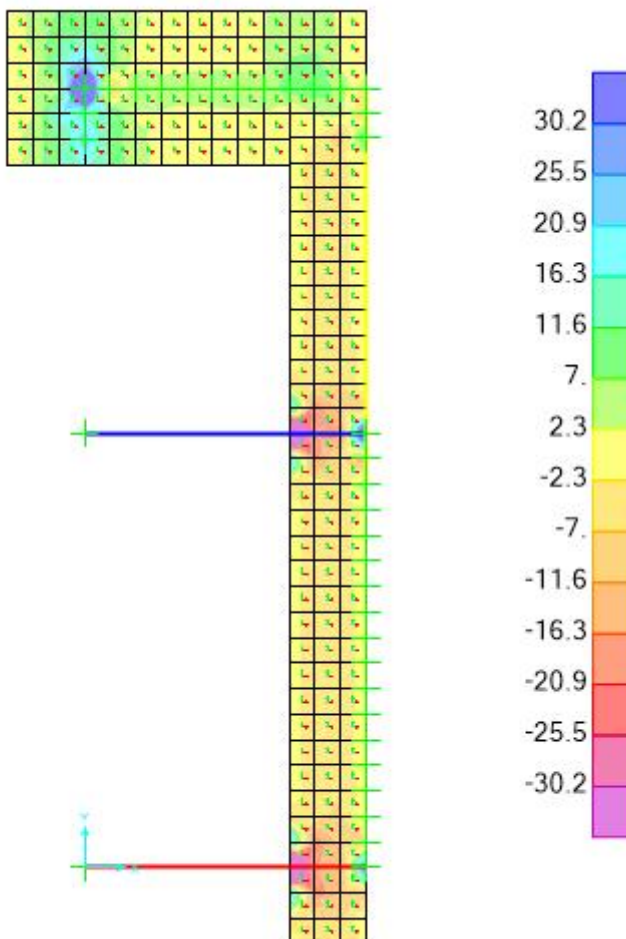


Figura 9-7: DMF de la placa para MYY (ton-m)

El máximo momento de la placa corresponde a su comportamiento como volado en una dirección, es decir:

$$M = \sigma * \frac{v^2}{2} = 25.06 \text{ ton-m}$$

$$A_{r_{\text{min}}} = 11.30 \text{ cm}^2$$

Entonces se coloca una malla inferior de  $3/4''@0.225$ . Debido a que se tienen también momentos negativos de menor magnitud, se coloca una malla superior al mismo espaciamiento, es decir  $5/8''@0.225$ .

En la dirección Y se tienen los siguientes momentos flectores:

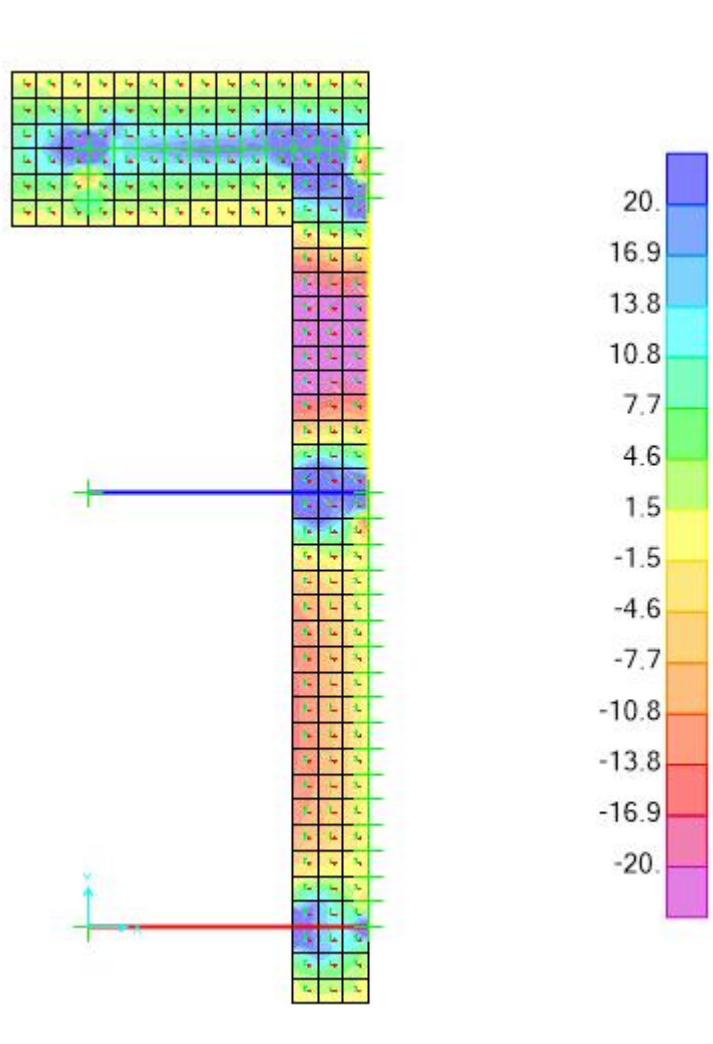


Figura 9-8 DMF de la placa para MXX (ton-m)

En esta dirección se coloca doble malla  $5/8''@0.25$  superior e inferior para cumplir con la cuantía mínima de 0.18% y bastones superiores e inferiores donde el diagrama de momentos lo requiere:



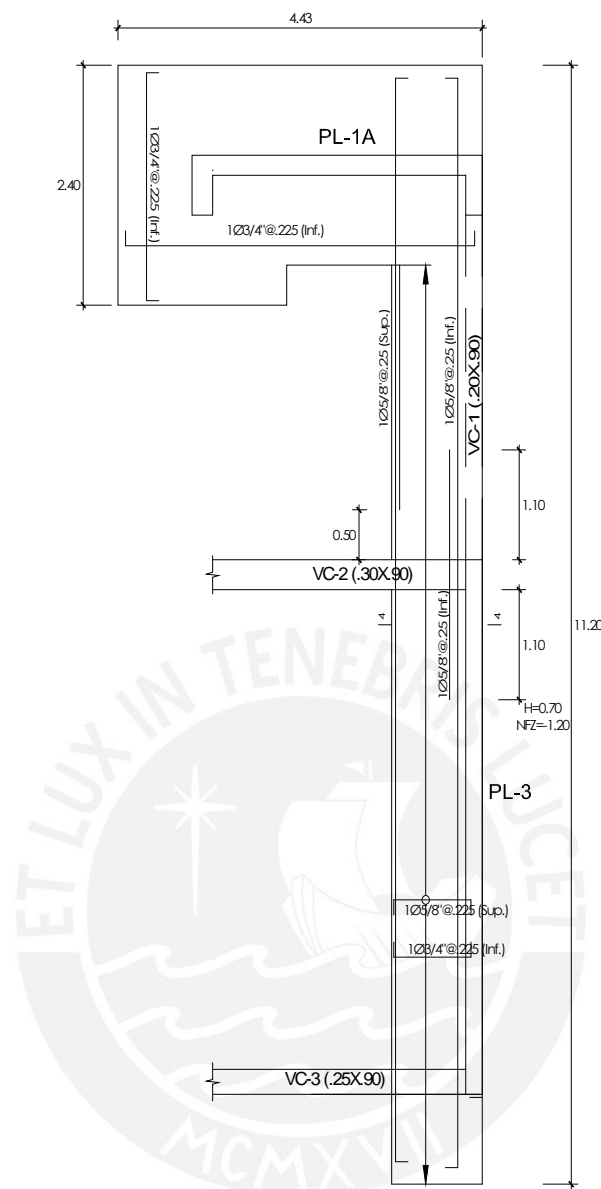
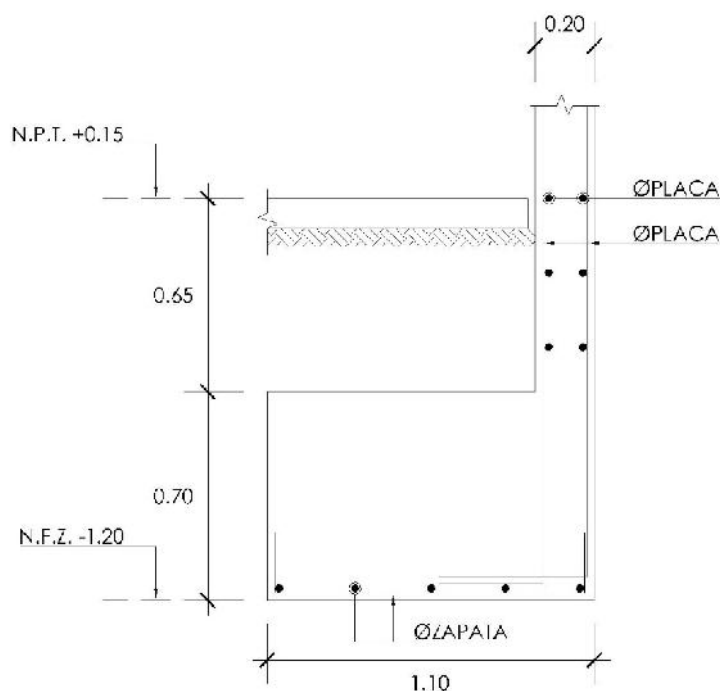


Figura 9-9 Diseño de zapata combinada de placas PL-3 y PL-1A

### 9.3 DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de la viga de cimentación VC-02, se comparó entre dos tipos de análisis:

- ✓ Las fuerzas obtenidas del modelo en SAP 2000 mostrado en la sección anterior, donde las vigas soportan fuerzas hacia arriba de la zapata de la placa PL-3 y hacen que las presiones del suelo sean uniformes bajo ella.
- ✓ Se asume que las dos vigas de cimentación soportan la excentricidad causada por la ubicación de la placa PL-3 con respecto a su zapata, lo cual genera momentos flectores (Blanco, Cimentaciones en Edificaciones):



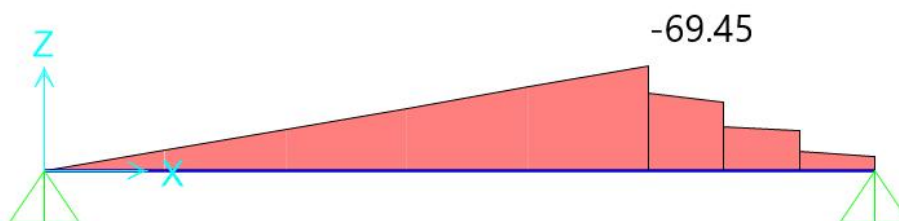
**Figura 9-10** Corte de cimentación de la zapata de la placa PL-3

Midiendo desde el extremo izquierdo de la zapata, el centro de esta se ubica a 0.55 m, mientras que el centro de la placa a 1.00 m. El momento flector que llega a la viga de cimentación es igual al mayor axial de la placa multiplicado por la excentricidad, repartido entre las dos vigas de cimentación perpendiculares a la placa PL-3:

$$e = 1 - 0.55 = 0.45 \text{ m}$$

$$M = P * \frac{e}{2} = 253.43 * \frac{0.45}{2} = 57.01 \text{ t}\cdot\text{m} - \text{m}$$

Mientras en el modelo en SAP 2000, mostrado en 10.2, se tiene el siguiente DMF:



**Figura 9-11** DMF VC-02 (ton)

Por lo que se diseñó con las fuerzas obtenidas del SAP 2000.

### Diseño por flexión

Sección:  $b= 30 \text{ cm}$ ;  $d= 89 \text{ cm}$

Tabla 9-13 Diseño por flexión en viga VC-02

	Refuerzo Superior
Momento $M_u$ (ton-m)	-69.45
Acero requerido ( $c^2$ )	26.83
Acero colocado	5 $1'' + 1 \frac{5}{8}''$ (28.34 $c^2$ )

Mientras en la zona inferior se colocan 3  $3/4''$  para cumplir con el refuerzo mínimo y 3 filas de 2  $3/8''$  en la zona intermedia de la viga para cumplir con las exigencias de la Norma E.060 de refuerzo en el alma en vigas de gran peralte.

### Diseño por corte

Tabla 9-14 Diseño por corte de viga VC-02

Fuerza cortante $V_u$ (ton)	29.72
Resistencia a corte $V_c$ (ton)	15.47
$V_s$ requerido (ton)	26.76
$s$ requerido (cm)	28

Por lo que se coloca solo estribos mínimos:  $3/8''$ : 1@.05, 8@.15, Resto@0.30. Finalmente, la viga VC-02 tiene el siguiente refuerzo:

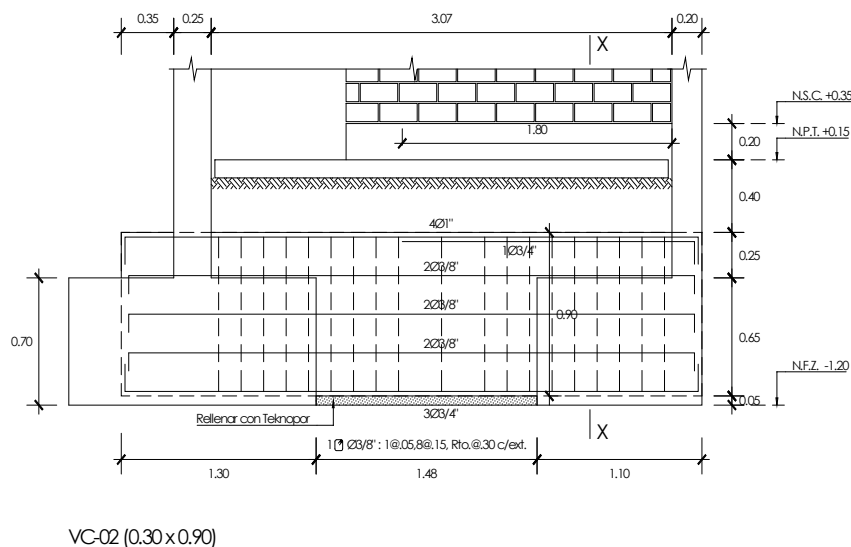


Figura 9-12 Diseño de viga de cimentación VC-02

#### 10.4 DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Los cercos, parapetos y tabiques divisorios de ambientes son elementos no estructurales, ya que no aportan rigidez ni soportan cargas provenientes de la estructura principal del edificio. Son diseñados para resistir la fuerza sísmica asociada a su peso propio (Comité Técnico Norma E.030 Diseño Sismorresistente, 2016).

Para los cercos y tabiques del primer nivel del edificio, se calcula la fuerza de diseño mediante la siguiente fórmula:

$$F = 0,5 * Z * U * S * P_e.$$

Donde F es la fuerza de diseño; Z, U y S los parámetros sísmicos y  $P_e$  el peso propio del elemento no estructural. Los cercos son diseñados como elementos en volado, por lo que su cimentación debe ser dimensionada para cumplir con las exigencias de estabilidad de la Norma E.020. Es decir, se debe cumplir que el factor de seguridad al volteo sea como mínimo 1.5 y el factor de seguridad al deslizamiento sea como mínimo 1.25.

Los tabiques y parapetos de los pisos superiores se diseñan en función a la aceleración del piso donde se ubican:

$$F = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e.$$

Donde  $a_i$  es la aceleración en el piso donde se ubica el elemento,  $C_1$  es un coeficiente cuyo valor en este caso es 2.

## 10. CONCLUSIONES

### Estructuración y predimensionamiento

- ) Se estructuró a partir de la ubicación de elementos estructurales propuesta en los planos de arquitectura. Sin embargo, se agregaron muros para permitir el anclaje de las vigas que terminan de forma perpendicular a una placa. Además, se agregaron placas en la fachada principal y se redujeron las placas de la zona posterior, para reducir la torsión cuando se realiza el análisis en dirección X.
- ) Se aumentó el tamaño de la sección de las columnas en los primeros pisos, para que puedan cumplir la verificación por pandeo. El peralte de las vigas fue de acorde a lo propuesto en los planos de arquitectura.

### Metrado de cargas

- ) Se tienen resultados similares para cargas por gravedad, entre el metrado hecho manualmente y los obtenidos con programas SAP 2000 y ETABS. Para columnas y placas se tienen resultados ligeramente distintos, debidos a la hiperestaticidad que no es tomada en cuenta en el metrado manual.

### Análisis sísmico

- ) Debido a que la arquitectura permitía la ubicación de varias placas en ambas direcciones, el edificio tiene una rigidez que cumple con los parámetros de la Norma E.030. La deriva máxima es de 5.17‰, menor al límite de 7‰. Además, la presencia predominante de placas hace que el sistema estructural sea clasificado como muros de concreto armado.
- ) El periodo es de 0.612 s para el modo 1, que tiene el 69.01% de la masa participativa en X. En el modo 2 el periodo es 0.507 s y tiene 67.78% de la masa participativa en Y. El modo 3 tiene periodo 0.373 s y 69.98% de la masa participativa rotacional.
- ) Debido a la simetría respecto al eje de análisis Y, la torsión en esa dirección es casi nula, mientras en la dirección X el factor de torsión es 1.08, menor al límite de 1.30, por lo que se afirma que no hay irregularidad por torsión. La única irregularidad del edificio es por esquinas entrantes, debido a las aberturas situadas en su parte posterior. Por lo que el factor de reducción R es igual a 5.4.

## Diseño

- ) Ya que las secciones de las columnas fueron incrementadas para la verificación por pandeo, en el diseño por flexocompresión se obtuvieron cuantías relativamente bajas, menores al 2% del área de la sección bruta.
- ) Es importante tomar en cuenta los requisitos de la Norma E.030 con respecto a la redundancia estructural, lo cual conlleva a obtener mayor área de refuerzo para las placas que reciben porcentajes importantes de la cortante basal.
- ) Se demostró que en placas de sección compuesta con varios componentes rectangulares se tienen diferencias importantes en el diseño, si son analizadas rama por rama o como un solo conjunto. Para la placa del ejemplo, diseñando rama por rama se obtuvo una alta cuantía de refuerzo en las ramas de los extremos en dirección X-X, donde se concentran fuerzas sísmicas importantes. Mientras en el diseño como un solo conjunto en la misma dirección, toda la placa se considera como sección resistente, obteniendo una cantidad de refuerzo mucho menor.
- ) En el diseño de cimentaciones se obtuvieron zapatas aisladas para la mayor parte de placas y columnas de la zona central del edificio. Mientras en los extremos derecho e izquierdo, se tienen zapatas combinadas y/o conectadas mediante vigas de cimentación.

## BIBLIOGRAFÍA

- ACI Comitee 350. (2006). *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary*. EEUU.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Blanco, A. *Cimentaciones en Edificaciones*. Lima.
- Blanco, A., Chang, D., & Flores, H. (2015). *Conceptos de Diseño estructural de Muros de Concreto Armado en el Perú*. Lima.
- Braja M., D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Thomson Learning.
- Comité Técnico de Norma E.020 Cargas. (2006). *Norma Técnica E.020 Cargas*. Lima.
- Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado. (2009). *Norma Técnica E.060 Concreto Armado*. Lima.
- Comité Técnico Norma E.030 Diseño Sismorresistente. (2016). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima.
- Computer and Structures, Inc. (2016, Julio). *User's Guide Etabs 2016*.
- Computer and Structures, Inc. (2017). *User's Guide Sap2000 19*.
- Eber, G., & Arturo, T. (2014). *Importancia de la Redundancia Estructural en el Diseño sísmico*. *Revista Pakbal*.
- Nilson, A. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá: McGraw-Hill Interamericana
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.