

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS SIN SÓTANO**

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

Álvaro Rodrigo Cisneros Milla

ASESOR: César Antonio Huapaya Huapaya

Lima, diciembre de 2016

Resumen

Este trabajo desarrolló el análisis y diseño de un edificio multifamiliar de siete pisos, ubicado en el distrito de San Miguel sobre un suelo intermedio (con capacidad portante de 2 kg/cm^2). El proyecto tiene un área construida de 350 m^2 .

La arquitectura del edificio era simple y simétrica, lo cual fue una ayuda para el diseñador. Sin embargo, se pudieron notar en planta importantes esquinas entrantes, hecho que condicionó la totalidad del proyecto, especialmente el diseño sísmico.

Se estructuró con un sistema de placas para las dos direcciones, ayudado por pórticos para tomar cargas por gravedad. Se eligieron losas aligeradas como sistema de techado, excepto en el hall central, donde se proyectó una losa maciza.

Se efectuó un análisis espectral en un modelo tridimensional del edificio (con el programa ETABS), donde se comprobó que la estructuración cumplía con lo exigido en la NTE.030: la deriva máxima resultó 3.4% y el desplazamiento estuvo libre de rotaciones. También se comprobó la irregularidad de esquinas entrantes, que fue la principal causa para que la cortante basal se eleve a un valor equivalente a un cuarto del peso del edificio. Aunque se trabajó con la Norma que perdió vigencia el 2016, se hizo un análisis adicional con la Norma actualizada en uno de los Anexos de esta tesis.

El análisis vertical se realizó siguiendo los parámetros de la NTE.020, sin mayor problema ya que se tenían pórticos bien distribuidos. Esta vez se prescindió del modelo tridimensional, en favor de un más simple metrado por áreas tributarias.

Los diferentes elementos estructurales fueron diseñados según la NTE.060 y con las solicitaciones calculadas en los dos análisis anteriores. Como era de esperarse, los elementos sísmicos requirieron mucho mayores cuantías que los sometidos a carga vertical solamente. La placa más solicitada tuvo momentos volcantes del orden de 3000 ton-m , lo cual llevó a preguntarse si una condición de empotramiento en la base era la apropiada para el modelo sísmico.

El proyecto culminó con el diseño de la cimentación, donde se definieron primero las dimensiones y el refuerzo de las zapatas aisladas de las columnas. Por otro lado, la capacidad intermedia del suelo y las altas fuerzas sísmicas exigieron grandes dimensiones a los cimientos de los muros, los cuales tuvieron que ser combinados unos con otros y se recurrió a vigas para rigidizarlos.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos sin sótano
Área : Estructuras $\#$ 406
Asesor : Ing. César Huapaya Huapaya
Alumno : ÁLVARO RODRIGO CISNEROS MILLA
Código : 2009.0361.412
Tema N° : Lima, 21 de Julio del 2016



PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se tiene un edificio de 7 pisos ubicado en el distrito de San Miguel en la ciudad de Lima. El edificio se construirá con una estructura de concreto armado la cual debe ser diseñada por el alumno.

Se utilizará para el diseño en concreto armado una resistencia a la compresión del concreto de 210 o 280 kgf/cm² y un esfuerzo de fluencia en el acero de 4200 kgf/cm². Además se considerará que el edificio se cimentará sobre un suelo con una capacidad portante de 2 kgf/cm² (correspondiente a un suelo intermedio según la clasificación de la Norma E050 Suelos y Cimentaciones).

OBJETIVOS

El objetivo principal es que el alumno demuestre su capacidad para resolver el diseño estructural de una edificación de concreto armado utilizando los conocimientos adquiridos en su formación de pregrado y la reglamentación vigente en nuestro país (Reglamento Nacional de Edificaciones RNE).

Los objetivos secundarios son los siguientes:

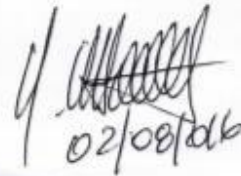
- Estructurar la edificación para soportar cargas de gravedad y cargas sísmicas.
- Elaborar un modelo elástico tridimensional del edificio para evaluar su comportamiento ante las cargas descritas en el párrafo anterior. Para cuantificar las cargas se hará uso de las normas NTE 020 Cargas y NTE 030 Diseño Sismorresistente. Dado que en el presente año se ha promulgado una nueva Norma de Diseño Sismorresistente el alumno mantendrá el trabajo realizado con la Norma

precedente, con los comentarios pertinentes respecto de lo que representa utilizar esta nueva Norma.

- Realizar el diseño de los aligerados, vigas, columnas, placas, cimentación y escaleras que formen parte de la edificación. El diseño se realizará de acuerdo a la norma NTE 060 Concreto Armado e incluirá condiciones de resistencia última para el diseño por fuerza de los elementos y condiciones de servicio para el cálculo de deformaciones, fisuración y dimensionamiento de la cimentación.
- Presentar un juego de planos estructurales donde se presente la arquitectura de la edificación así como las estructuras diseñadas listas para ser ejecutadas en una obra.
- Plantear las conclusiones del trabajo realizado en base al proceso desarrollado y a los resultados obtenidos. Plantear asimismo recomendaciones y comprensiones a acerca del trabajo desarrollado que puedan ayudar a plantear mejor futuros trabajos similares desarrollados por otros alumnos.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



02/08/06

Índice general

Capítulo 1: Introducción	1
Capítulo 2: Aspectos generales del proyecto y arquitectura del edificio ...	2
2.1 Descripción general y arquitectónica del edificio.....	2
2.2 Características de sitio	4
Capítulo 3: Estructuración y Predimensionamiento	5
3.1 Estructuración del edificio	5
3.1.1 Forma en Planta	5
3.1.2 Tipo y dirección del techado	6
3.1.3 Ejes en la dirección X-X.....	7
3.1.4 Ejes en la dirección Y-Y.....	7
3.1.5 Comentario sobre la estructuración	7
3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales.....	9
3.2.1 Dimensionamiento de Losas.....	9
3.2.2 Dimensionamiento de Vigas	9
3.2.3 Dimensionamiento de Columnas	10
3.2.4 Dimensionamiento de Muros	13
Capítulo 4: Análisis Sísmico	14
4.1 Análisis Traslacional: Predimensionamiento de muros	14
4.1.1 Análisis en X-X	17
4.1.2 Análisis en Y-Y	19
4.2 Análisis Modal-Espectral: Modelo Tridimensional en ETABS.....	20
4.2.1 Peso sísmico	21
4.2.2 Espectro de diseño – Casos de carga	23
4.2.3 Modelo del edificio en ETABS	25
4.2.4 Cálculo de la masa total del edificio.....	27
4.2.5 Análisis estático en el modelo tridimensional – Cortante basal estática	28
4.2.6 Redimensionamiento de muros	31
4.3 Resultados finales del Análisis Dinámico.....	34
4.3.1 Modos y periodos de vibración de la estructura (Análisis Modal)	34
4.3.2 Cortante basal estática y Factores de escala.....	35
4.3.3 Desplazamientos y derivas	36
4.3.4 Desplazamientos máximos y medios – Verificación de torsión	37
4.3.5 Fuerza cortante en la base de los muros	38

4.3.6	Juntas de separación.....	39
4.3.7	Cargas sísmicas en elementos estructurales.....	39
Capítulo 5:	Análisis por carga vertical	42
5.1	Análisis de losas.....	43
5.2	Análisis de vigas.....	46
5.3	Análisis de columnas.....	49
5.4	Análisis de muros.....	53
5.5	Análisis de escaleras.....	55
Capítulo 6:	Diseño en Concreto Armado	58
6.1	Diseño de losas.....	59
6.1.1	Diseño por flexión de vigueta analizada.....	61
6.1.2	Verificación por fuerza cortante.....	64
6.2	Diseño de vigas.....	65
6.2.1	Diseño por flexión de la viga V-01.....	66
6.2.2	Diseño por fuerza cortante de viga V-01.....	69
6.2.3	Diseño por capacidad de viga (sísmica) V-05.....	71
6.3	Diseño de columnas.....	74
6.3.1	Diseño del refuerzo de la columna C3 por flexocompresión en X-X.....	77
6.3.2	Diseño del refuerzo transversal de la columna C3.....	79
6.4	Diseño de muros.....	80
6.4.1	Diseño de los núcleos del muro PL-04 por flexocompresión.....	81
6.4.2	Diseño por capacidad del refuerzo distribuido del muro PL-04.....	86
6.5	Diseño de la escalera.....	89
6.6	Diseño de la cimentación.....	91
6.6.1	Dimensionamiento de la cimentación.....	91
6.6.2	Diseño en concreto armado de zapata Z6.....	95
Capítulo 7:	Conclusiones y Recomendaciones.....	97
Bibliografía.....		100

Índice de Tablas

Tabla 3.1 Dimensiones calculadas para las columnas	12
Tabla 3.2 Dimensiones colocadas en las columnas y esfuerzos en servicio	12
Tabla 4.1 Datos generales del edificio	16
Tabla 4.2 Descripción de los parámetros sísmicos.....	16
Tabla 4.3 Cálculo de derivas para la dirección X-X	18
Tabla 4.4 Dimensiones y esfuerzos en los Muros en X-X	19
Tabla 4.5 Cálculo de derivas para la dirección Y-Y	20
Tabla 4.6 Dimensiones y esfuerzos (según SAP2000) en los Muros en Y-Y.....	20
Tabla 4.7 Cargas distribuidas en las losas	23
Tabla 4.8 Parámetros sísmicos del edificio según la NTE 0.30.....	24
Tabla 4.9 Valores de aceleración espectral	24
Tabla 4.10 Comparación entre el peso estimado y el calculado con el modelo	28
Tabla 4.11 Periodos naturales de cada modo de vibración.....	29
Tabla 4.12 Cálculo de fuerzas sísmicas en cada nivel	30
Tabla 4.13 Comparación de derivas obtenidas del modelo bidimensional y tridimensional.....	30
Tabla 4.14 Porcentaje de masa participativa de los tres primeros modos	32
Tabla 4.15 Esfuerzo cortante promedio en muros	33
Tabla 4.16 Modos y masa participativa del modelo final del edificio	34
Tabla 4.17 Factor de escala para ambas direcciones de análisis	35
Tabla 4.18 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico	36
Tabla 4.19 Cortantes en Muros en la Dirección Y-Y.....	39
Tabla 4.20 Fuerzas sísmicas del muro PL-04.....	41
Tabla 5.1 Momentos máximos en la vigueta sin y con alternancia.....	46
Tabla 5.2 Metrado de cargas axiales para la columna C6.....	50
Tabla 5.3 Comparación de cargas axiales calculadas con el software y el metrado para cada columna en el primer piso	51
Tabla 5.4 Momentos de carga vertical en las columnas según el modelo en ETABS	52
Tabla 5.5 Fuerzas axiales en PL-04 provenientes de cargas de gravedad.....	54
Tabla 5.6 Comparación de los momentos sísmicos y de servicio para el primer y último piso de PL-04.....	55
Tabla 6.1 Acero requerido y colocado en cada sección de la vigueta	62
Tabla 6.2 Momentos en las secciones críticas de V-01 para cada caso de carga.....	66
Tabla 6.3 Acero requerido y colocado en cada sección de la viga.....	67
Tabla 6.4 Diseño por cortante de la viga V-01.....	71
Tabla 6.5 Diseño por capacidad de V-05.....	73
Tabla 6.6 Cargas y momentos de la columna C3.....	77
Tabla 6.7 Cargas y momentos últimos en columna C3	77
Tabla 6.8 Cargas de diseño y acero colocado.....	78
Tabla 6.9 Cargas para el diseño por flexocompresión de PL-04.....	82
Tabla 6.10 Cargas últimas de PL-04 para cuatro combinaciones (solo los primeros pisos).....	82
Tabla 6.11 Combinaciones usadas para el diseño de los dos primeros pisos de PL-04	85
Tabla 6.12 Fuerza cortante de diseño de PL-04 para los dos primeros pisos	87
Tabla 6.13 Cálculo del refuerzo en el tramo principal de la escalera	90
Tabla 6.14 Cargas para el dimensionamiento de la zapata Z6	93
Tabla 6.15 Esfuerzos en el suelo de la zapata Z6.....	93
Tabla 6.16 Cargas para el dimensionamiento del muro PL-04.....	93
Tabla 6.17 Cálculo del refuerzo por flexión de la zapata Z6.....	96
Tabla 7.1 Ratios del dimensionamiento de la estructura	97

Índice de Figuras

Fig. 2.1 Vista frontal del edificio	2
Fig. 2.2 Plano de arquitectura del piso típico	3
Fig. 2.3 Plano de arquitectura del primer piso	3
Fig. 3.1 Dimensiones en planta recomendadas (izquierda) y dimensiones del edificio (derecha). Adaptada de Bazán & Meli (2004)	6
Fig. 3.2 Estructuración del edificio	8
Fig. 4.1 Modelo bidimensional del edificio en X-X	18
Fig. 4.2 Espectro de aceleraciones espectrales de diseño.....	25
Fig. 4.3 Modelo geométrico del edificio en ETABS.....	27
Fig. 4.4 Dimensionamiento de PL-10.....	33
Fig. 4.5 Desplazamientos del centro de masa para las dos direcciones del edificio.....	37
Fig. 4.6 DMF (envolvente) de viga V-05 (solo momentos sísmicos)	40
Fig. 4.7 DMF del muro PL-04 para el Sismo en Y-Y.....	41
Fig. 5.1 Vigueta analizada en planta típica	43
Fig. 5.2 Modelo geométrico de la vigueta con Carga Muerta (arriba) y Viva (abajo)	44
Fig. 5.3 Diagrama de Momentos Flectores correspondientes a CU.....	45
Fig. 5.4 Distribución de carga viva para la alternancia	45
Fig. 5.5 Viga V-01 en planta típica	47
Fig. 5.6 Modelo geométrico de la viga con carga muerta	48
Fig. 5.7 Modelo geométrico de la viga con carga viva	48
Fig. 5.8 DMF de la viga para carga muerta (trazo oscuro) y carga viva (trazo claro).....	49
Fig. 5.9 Área tributaria de C6	50
Fig. 5.10 Áreas tributarias para el muro PL-04	54
Fig. 5.11 Vista en planta de la escalera	56
Fig. 5.12 Modelos usados para el análisis de la escalera.....	56
Fig. 5.13 DMF de carga última del tramo típico de la escalera.....	57
Fig. 6.1 Sección típica de las viguetas del aligerado	59
Fig. 6.2 DMF de cargas últimas (trazo continuo) y resistencia nominal (trazo punteado) de la vigueta con las longitudes de corte exigidas por Norma	62
Fig. 6.3 DMF de cargas últimas (trazo continuo) y resistencia nominal (trazo punteado) de la vigueta con las longitudes colocadas al refuerzo.....	64
Fig. 6.4 Envolvente de momentos flectores para la viga V-01.....	67
Fig. 6.5 Diseño del refuerzo longitudinal de la viga V-01.....	68
Fig. 6.6 Diagrama de Fuerza Cortante de la viga V-01.....	70
Fig. 6.7 Diseño del refuerzo transversal de la viga V-01	71
Fig. 6.8 Refuerzo longitudinal (por flexión) de V-05.....	72
Fig. 6.9 Diagrama de momentos últimos y resistentes de la viga V-05.....	73
Fig. 6.10 Refuerzo transversal de V-05	74
Fig. 6.11 Diagrama de interacción de diseño de la columna C3 (con $p=1\%$).....	75
Fig. 6.12 Diagramas de interacción de la columna C3 con p igual a 1.1% (izquierda) y 1.8% (derecha)	78
Fig. 6.13 Diseño de la Columna C3	80
Fig. 6.14 Tipos de refuerzos colocados en las placas	80
Fig. 6.15 Modelo de la placa para el diseño por flexocompresión. Adaptada de Wight & McGregor (2009)	83
Fig. 6.16 Diagrama de interacción del primer y segundo piso de PL-04, con 60 cm ² de acero en los bordes	84
Fig. 6.17 Diagrama de interacción del primer piso de PL-04, con 30, 40 (trazo oscuro), 50 y 60 cm ² de acero en los bordes.....	85
Fig. 6.18 Diseño del refuerzo del muro PL-04	88
Fig. 6.19 Distribución del refuerzo a diseñar.....	89
Fig. 6.20 Diseño del refuerzo del tramo analizado de la escalera	90
Fig. 6.21 Vista en planta de la cimentación dimensionada para el edificio	94
Fig. 6.22 Diseño de la zapata Z6	96

Capítulo 1: Introducción

Esta tesis girará en torno al desarrollo integral de un proyecto en la rama de estructuras: el análisis y diseño de un edificio de concreto armado. Este tema es ideal para poner en práctica gran parte de lo aprendido en los cursos de pregrado, pues se aplicarán los conceptos y metodologías de la ingeniería estructural en un problema real¹.

El objetivo central del proyecto será el diseño estructural del edificio multifamiliar de concreto armado, únicamente a partir de los planos de arquitectura y alguna característica general, como su ubicación, por ejemplo. Se obtendrá un producto final, esta tesis, que reflejará que se usaron en el diseño y el análisis métodos y criterios racionales, por encima de cualquier exigencia o norma legal. Además, se presentará el diseño final de la estructura en forma de planos, suficientemente detallados como para permitir una posible (aunque poco probable) construcción.

El alcance abarcará la totalidad de la estructura que compone la edificación, ya que se le tratará como un proyecto integral, tal como se desarrollaría en una oficina de diseño. Sin embargo, se dejará de lado el diseño de la cisterna y tanque elevado, que forman indiscutiblemente parte del proyecto de ingeniería.

En el próximo capítulo, se comenzará contextualizando al lector sobre el problema a resolver al final de esta tesis, dando las características específicas de la arquitectura del edificio. El tercer capítulo consistirá en la estructuración del edificio, que no es más que la concepción de la estructura que soportará las cargas sobre el edificio. En los dos siguientes capítulos, se cuantificarán dichas cargas, tanto por gravedad como por sismo. Con respecto al análisis sísmico, también se verificará que la estructura propuesta cumpla los requerimientos de rigidez propuestos para este tipo de edificio. Por último, con las cargas calculadas se procederá a diseñar cada elemento estructural con los procedimientos usuales del diseño en concreto armado.

Finalmente, sobre el tema escogido para la tesis podría escucharse que es un tema aparentemente simple y sin nada nuevo que ofrecer, especialmente por parte de ingenieros abocados estrictamente a lo académico. Es cierto que no se intenta reinventar la rueda con este proyecto, pero, al desarrollarlo, el estudiante va a ganar bastante en su formación como ingeniero, lo cual se verá en el final del trabajo.

¹ Si bien se basa en un proyecto existente, algunas condiciones iniciales del problema fueron modificadas por el autor y el asesor de la tesis, con el fin de hacer del proyecto un ejercicio académico.

Capítulo 2: Aspectos generales del proyecto y arquitectura del edificio

2.1 Descripción general y arquitectónica del edificio

La estructura a diseñar es un edificio de viviendas multifamiliar de siete pisos y azotea, con un total 28 departamentos (4 por piso), tal como se ve en la elevación de la **Fig. 2.1**. Al ser parte de un condominio, la edificación tiene tres de sus cuatro caras libres, colindando con un edificio idéntico en la cuarta.

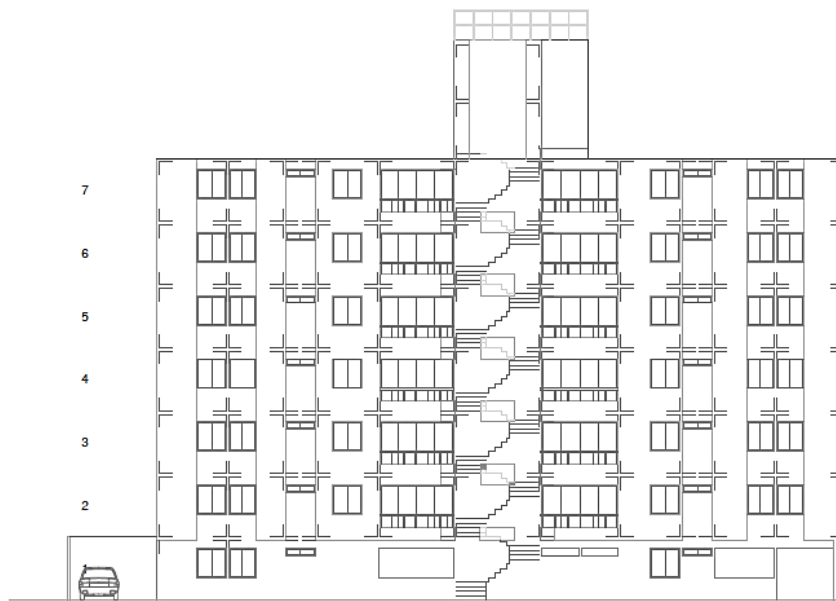


Fig. 2.1 Vista frontal del edificio

La azotea está destinada a albergar solamente el tanque elevado y el cuarto de máquinas del ascensor. El edificio no cuenta con sótanos pues es parte de una residencial, en donde los estacionamientos se encuentran en un área separada a la que ocupa el edificio. Se tiene una caja para la escalera, la cual sube hasta la azotea, y otra caja para los dos ascensores. Ambas se ubican en el área central del edificio.

El edificio cuenta con una forma y distribución muy común entre los proyectos de vivienda desarrollados por el Estado. La forma en planta es rectangular y compacta, de no ser por pequeños patios ubicados en dos de las cuatro caras del edificio (en ingeniería se les llama “esquinas entrantes”).

Cada uno de los siete pisos cuenta con cuatro departamentos. Al centro se encuentra un hall que conecta los departamentos con el ascensor y la escalera. Arquitectónicamente hablando, los niveles desde el segundo hasta el séptimo son pisos

típicos: la distribución y tamaño de los departamentos que contienen se repite en todos estos niveles. La planta típica se aprecia en la **Fig. 2.2**.

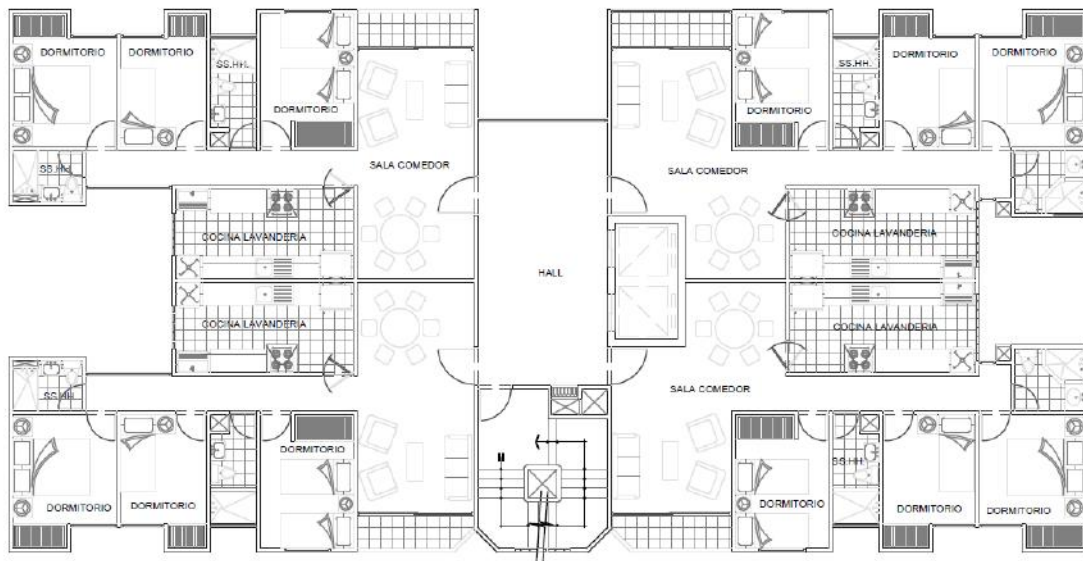


Fig. 2.2 Plano de arquitectura del piso típico

El área del terreno sobre el cual se encontrará la edificación es 406 m², mientras que el área construida será 2420 m² (350 m² por piso), la cual ha sido optimizada para albergar ambientes diseñados para familias de hasta cinco personas. Los ambientes, se puede ver en el plano en planta, son separados mediante muros delgados, de 10 cm. En el presente proyecto, estos se cambiarán por tabiquería de ladrillo, inevitablemente reduciendo espacios.

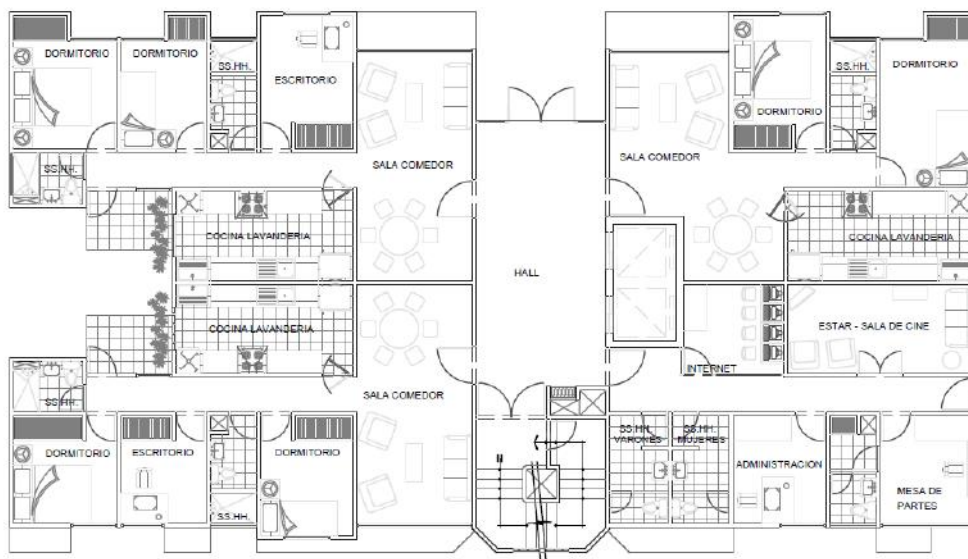


Fig. 2.3 Plano de arquitectura del primer piso

Sin embargo, esta distribución cambia ligeramente en el primer piso del edificio, como se observa en la **Fig. 2.3**. Los departamentos de la derecha son más pequeños que en los pisos superiores. Con una menor área construida en este nivel, se debe cuidar que elementos verticales (columnas, placas) no obstruyan el paso de peatones afuera del edificio.

2.2 Características de sitio

El proyecto estará ubicado en el ciudad de Lima, en el distrito de San Miguel. Según la zonificación propuesta en el Artículo 5 de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del año 2003, la estructura se encontrará en la Zona 3. Esto quiere decir que, en 50 años, se espera un sismo con una aceleración en la corteza igual a 0.4 veces la aceleración de la gravedad, con una probabilidad de excedencia de 10%. Entonces, el coeficiente de zona será igual a 0.4.

Se cimentará el edificio sobre un suelo intermedio (S2 en la Norma). Además, para el diseño de la cimentación se considerará un suelo con capacidad portante de 2 kg/cm² a una profundidad (de cimentación) de 2 m bajo el nivel de la superficie del suelo.

Capítulo 3: Estructuración y Predimensionamiento

En la introducción de la tesis se mencionó que el objetivo final del proyecto es el diseño estructural del edificio. Esta afirmación no debería confundirse con que lo único que se busca es el diseño de elementos de concreto armado (llámese vigas, zapatas u otros), lo cual se ve extensivamente en los cursos de pregrado del ingeniero civil. El diseño no se podría realizar sin un previo análisis y, mucho menos, sin una correcta estructuración del edificio. Al fin y al cabo, parece lógico primero concebir la estructura (o estructurarla, si se quiere), para luego analizarla y diseñarla.

Entonces, el proceso de estructuración será el que inicie el proyecto, del cual dependerán todos los demás. Este, además, debe venir acompañado de un dimensionamiento preliminar de elementos, que permitirá un posterior análisis estructural.

3.1 Estructuración del edificio

La estructuración de un edificio consiste en definir la disposición geométrica del sistema resistente a cargas que lo constituirá, la cual debe adecuarse a las necesidades del cliente, representadas por el plano de arquitectura. Podría decirse que la estructuración no tiene una respuesta única, ya que dos ingenieros estructurarían de forma diferente una arquitectura dada, y ambas soluciones podrían ser consideradas “correctas”. No obstante, existen buenas prácticas o criterios de estructuración para países sísmicos como el nuestro, que serán tomadas en cuenta a lo largo de este capítulo.

Lo primero que se debe definir, es el sistema estructural que se usará para la edificación. El diseño arquitectónico parece obedecer a un sistema de Muros de Ductilidad Limitada, como se observa en los planos (**Fig. 2.1** y **Fig. 2.2**) en el pequeño espesor de los muros. Esto perderá validez en este proyecto: el edificio se estructurará y diseñará con un sistema Dual, de placas y pórticos de concreto armado. La arquitectura en un principio parece poco adaptable a la estructura que se tiene en mente, pero es parte de la labor del ingeniero encontrar la mejor solución al problema con las condiciones iniciales que se le proponga. El plano de arquitectura deberá ser alterado lo menos posible, pero se prevé que se deberán alinear ejes para conformar algunos pórticos y muros.

3.1.1 Forma en Planta

Antes de entrar en detalle en la estructuración, se debe hacer un comentario sobre la forma en planta, pues salta a la vista lo alargada que es la edificación en la dirección del

eje X. Para cuantificar la verdadera diferencia entre las dimensiones en planta, se calculó la razón entre ambos, resultando que una era el doble de la otra, aproximadamente, como se observa en la **Fig. 3.1**.

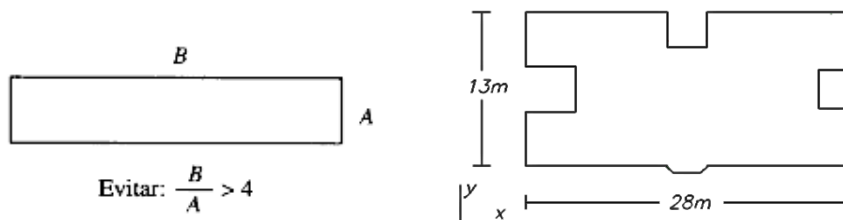


Fig. 3.1 Dimensiones en planta recomendadas (izquierda) y dimensiones del edificio (derecha). Adaptada de Bazán & Meli (2004)

Bazán y Meli recomiendan un límite en el cociente de los lados del edificio: proponen que una razón mayor a 4 entre las dimensiones es desfavorable (Bazán, 2004). Si bien el edificio no sobrepasa este límite, se debe tener en cuenta que la forma alargada en planta perjudicará el comportamiento del edificio en un sismo en Y-Y. Será necesario rigidizar esta dirección, distribuyendo apoyos (pórticos y muros) entre los lados más alejados de la planta del edificio. De esa forma, se controlarán movimientos diferenciados en los extremos y se evitará una posible flexibilización de la losa.

Por otra parte, se deben notar las esquinas entrantes en tres de las cuatro caras exteriores de la edificación. En este caso, es poco lo que se puede hacer al respecto, salvo el tener en cuenta que el factor de reducción sísmico deberá ser disminuido si es que se sobrepasa el límite de la Norma por irregularidad.

3.1.2 Tipo y dirección del techado

Para comenzar el proceso de estructuración, se decidió el tipo de techado que se usaría, ya que la dirección hacia donde las losas transmiten las cargas definirá la distribución de los apoyos (pórticos, vigas). Se definió, entonces, que las losas serán aligeradas unidireccionales, todas direccionadas en Y-Y.

El paño del hall será la excepción, pues se usará en él una losa maciza. Esta área de techo será la que una los dos bloques que conforman el edificio y servirá de “transmisora” de esfuerzos. En un sismo en Y-Y, esta losa estará sometida a grandes fuerzas en su plano y, con una losa maciza, la probabilidad que el diafragma se flexibilice disminuye.

3.1.3 Ejes en la dirección X-X

En la dirección X-X, la más largada, se definieron 5 ejes. Los pórticos (y muros) de esta dirección son los que “recogen” las cargas de las losas (se les suelen llamar pórticos principales) por lo que se extenderán en todo lo largo del edificio.

Se tuvo la posibilidad de formar, en los ejes 2 y 4, dos pórticos continuos (idénticos) que iban de extremo a extremo del edificio. En los ejes extremos 1 y 5, fueron definidos pórticos que sostendrán los pequeños voladizos que tienen a cada lado. El eje central (eje 3) se reservó para colocar dos muros largos, tal que rigidicen la dirección X-X y sirvan de elementos divisorios de los departamentos.

Dispuestos los elementos en los ejes de esta dirección, se puede ver en la **Fig. 3.2** que se logró una simetría casi perfecta, gracias a una distribución arquitectónica muy regular. Se espera que esto se traduzca en una disminución de la torsión al aplicar las fuerzas sísmicas de diseño en esta dirección de análisis.

3.1.4 Ejes en la dirección Y-Y

En general, los ejes que contendrán los pórticos y muros se trazaron exclusivamente en las divisiones de ambiente, por lo poco conveniente que sería tener una viga cruzando una habitación por razones estéticas y de iluminación. En la dirección Y-Y, la arquitectura no permitía conformar demasiados pórticos que continúen de lado a lado, pero esto no fue una mayor preocupación pues se sabía de antemano que los pórticos no serían los principales elementos resistentes a sismos y además, como esta es la dirección secundaria, no se tendrán grandes cargas verticales tampoco.

Por lo tanto, se definieron ocho ejes, de los cuales, cuatro contendrán placas. Estas se proyectaron en paredes sin ventanas en las fachadas laterales del edificio y en la caja de la escalera. Los muros en caras extremas (ejes A y H) serán los que tendrán mayor responsabilidad en dar rigidez torsional, para controlar los posibles giros que genere una aceleración en Y-Y. A primera vista, la rigidez de estos dos ejes extremos pareciera no estar equilibrada, ya que las paredes libres en donde se proyectan los muros tienen diferentes dimensiones. Sin embargo, en el modelamiento tridimensional, se modificarán las dimensiones (largo y espesor) de estas placas, hasta encontrar aquellas que minimicen la torsión.

3.1.5 Comentario sobre la estructuración

Como fue mencionado al principio, se trató de no afectar la distribución arquitectónica original durante la estructuración. A pesar de ello, fue inevitable realizar pequeños

cambios en los ambientes para conformar los ejes del edificio. Cualquier cambio hecho, por más mínimo que sea, debe ser verificado y corregido en el plano de arquitectura, para conservar la compatibilidad de planos.

La estructuración del edificio no culminará con este capítulo. Debido a lo iterativo del diseño, la estructura definida estará sujeta a cambios en favor de un mejor comportamiento sísmico. En el **Capítulo 4**, se analizará sísmicamente la estructura comprobando cuantitativamente lo dispuesto en este capítulo, que a fin de cuentas, son meras hipótesis.

Asimismo, el lector pudo haber notado que en cada uno de los puntos del presente capítulo, el factor “sismo” tuvo protagonismo en las decisiones tomadas sobre la disposición estructural del edificio. Esto es congruente con lo que se mencionó en el preámbulo del capítulo: se buscará en todo momento que el edificio se mueva correctamente (tal como lo define la Norma Sísmica) ante un evento telúrico, además de transmitir las cargas de gravedad hacia la cimentación.

Por último, se muestra en la **Fig. 3.2**, la estructuración como el plano de planta típica del edificio.

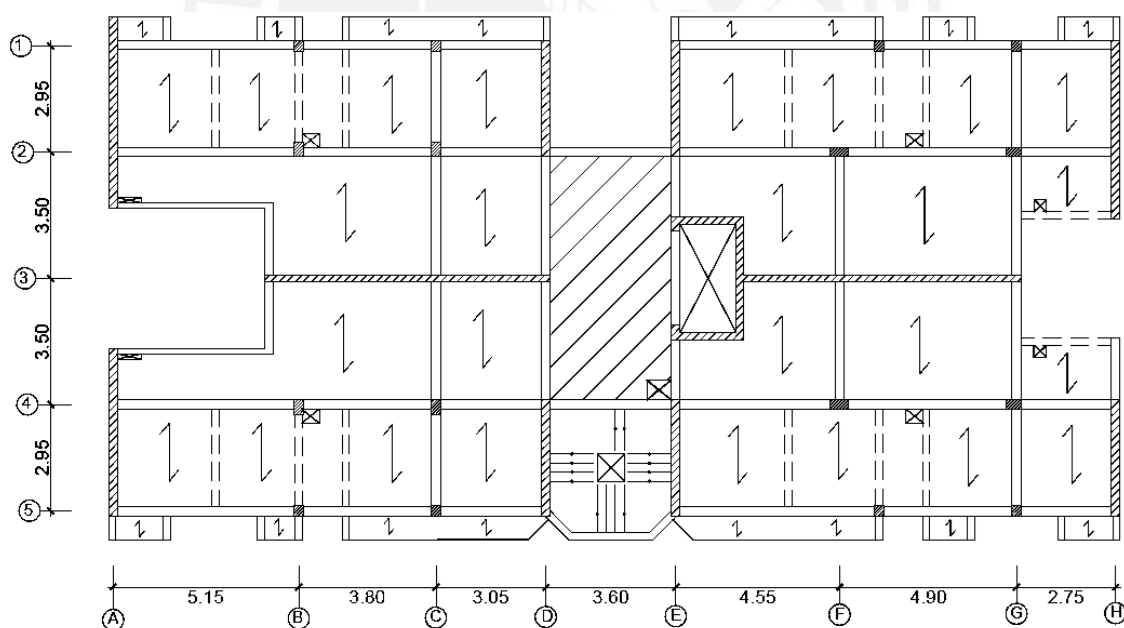


Fig. 3.2 Estructuración del edificio

3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales

A pesar de que aún no se ha efectuado ningún análisis estructural y no se pueden cuantificar las cargas sobre ningún elemento, es necesario darle dimensiones, aunque sea provisionales, a la estructura. Para ello, se tendrá que hacer un análisis cualitativo de las cargas por medio de áreas tributarias, para predimensionar cada elemento de la estructura de acuerdo a estas. Se seguirán recomendaciones y criterios que proponen autores (con gran expertise en diseño de edificios).

3.2.1 Dimensionamiento de Losas

Las losas de techado serán principalmente aligerados unidireccionales. Dado que se orientó la dirección de las losas siempre hacia la luz más pequeña, se obtuvieron luces libres menores de 4 metros en todos los casos. Esta pequeña dimensión conduce a pensar en un aligerado delgado, el cual es, con los ladrillos disponibles en el mercado, 17 cm, que se cree que será más que suficiente en todos los paños, con cargo a verificar (especialmente en las luces donde se tendrá tabiquería).

Lo descrito en el párrafo anterior se cumple para todos los paños, excepto para el del hall central: de acuerdo a la estructuración, esta será una losa maciza. Para fines estéticos, se le dará el mismo espesor que la losa aligerada: 17 cm. De esta forma el techado en su totalidad quedará al mismo nivel.

3.2.2 Dimensionamiento de Vigas

Asumiendo que el edificio es Dual tipo II (según el Capítulo 21 de la Norma E.060), lo cual podrá ser verificado luego de hacer el análisis sísmico, las vigas tendrán un ancho no menor a 25 cm. Sin embargo, si se comprobara que los muros toman la mayor parte de la cortante del sismo, sería conveniente para el diseño dejar esta dimensión uniforme en todas las vigas.

La manera más común de definir el peralte de una viga es tomar esta dimensión como cierta fracción de la luz libre (ln): en la bibliografía consultada, se mencionan peraltes del orden de $ln/10$ o $ln/12$. Entonces, las vigas de los pórticos principales (ejes 1, 2, 3 y 4), pueden tener un peralte igual a un doceavo de su luz libre más grande (5 m): 40 cm. En otras palabras, todos los tramos de esta viga quedarían con un peralte de 40 cm, así tengan luces menores a la usada para el predimensionamiento. Esto se hace con el fin de tener alturas uniformes a lo largo de una misma viga, lo cual es estético y práctico al construir.

En suma, todas las vigas quedan con las dimensiones (preliminares) 25x40, las cuales podrían parecer reducidas, pero, viéndolas de manera objetiva, son apropiadas para las pequeñas áreas tributarias que estas tienen.

3.2.3 Dimensionamiento de Columnas

Las columnas son usualmente dimensionadas aceptando la premisa que el área de la sección será proporcional a la carga axial sobre esta (en servicio o en estado último, como se verá más adelante). Todas tendrán sección rectangular, con dimensión menor de 25 cm, al igual que las vigas, con el objetivo que los pórticos no invadan las ya reducidas áreas de las habitaciones y, debido a que las vigas se “apoyan” en las columnas es recomendable que las últimas no tengan anchos menores. De esta forma, la única variable en el dimensionamiento será el peralte, o dimensión mayor de las columnas.

En el predimensionamiento de columnas, se sabía a priori que estas tendrían baja responsabilidad sísmica. Como se trata de un edificio con placas, se espera que las últimas se lleven prácticamente toda la cortante horizontal (en el siguiente capítulo se verá que esto es efectivamente lo que sucede). Entonces, se dimensionará por esfuerzo axial proveniente de cargas de gravedad.

En primer lugar, se tienen las columnas externas, las cuales son ocho en el edificio y se encuentran en el perímetro, por lo que tienen áreas tributarias menores. En teoría estas trabajan con una carga axial excéntrica que les produce una flexión importante. Antonio Blanco sugiere tener especial cuidado con este tipo de columna y propone que debe colocarse un área bruta que consiga alcanzar 35% de la resistencia a compresión del concreto ($f'c$) en esfuerzo axial en servicio. Así pues, el área bruta de concreto (A_g) viene dado por:

$$A_g \geq \frac{P_{serv}}{0.35f'c} \quad \dots (3.1)$$

No obstante, por la misma estructuración del edificio (ver **Fig. 3.2**) y direccionamiento de las losas, las cargas no producirán momentos importantes en la columna (se deprecia, por supuesto, cualquier torsión en las vigas).

Aun usando esta recomendación conservadora (pues se suelen esperar esfuerzos en servicio del orden de 45% $f'c$) se llegaron a áreas reducidas de concreto. Por ejemplo, la columna C1 tiene una carga en servicio de 40 ton, por lo que le correspondería una

sección de 25x25. Sin embargo, para darle una mayor capacidad a la columna, se tomará una sección de 25x30, facilitando el futuro trabajo de diseño pues se necesitarán cuantías menores de acero. Para fines prácticos, se tomaron estas mismas dimensiones para las tres columnas perimetrales restantes, las cuales tienen igual o menor área tributaria.

En cuanto a las columnas internas, que también son ocho en total en el edificio, se desprecian totalmente los momentos flectores en el dimensionamiento. Entonces, la expresión usual para su dimensionamiento, y que puede encontrarse también en el libro de Antonio Blanco:

$$A_g \geq \frac{P_{serv}}{0.45f'_c} \quad \dots (3.2)$$

En el libro de Gianfranco Ottazzi, "Apuntes del curso Concreto Armado I", se presenta una recomendación diferente para el dimensionamiento, la cual utiliza como variable la carga axial última y toma en cuenta la cuantía de acero (ρ):

$$A_g \geq \frac{1.1 P_u}{0.45(f'_c + \rho f_y)} \quad \dots (3.3)$$

El factor 0.45 en el denominador no tiene relación con el $0.45f'_c$ de la expresión **3.2**, puesto que se está usando criterios de resistencia, no de servicio, para dimensionar. Nótese además que se multiplica la carga por un factor de 1.1 para dar un valor más conservador. La cuantía de acero se asumirá como 1.5% (cercana a la cuantía mínima 1%).

En la **Tabla 3.1**, se calculará el área bruta de las columnas con las columnas con los dos últimos criterios propuestos y así decidir cuál será la que rija el predimensionamiento. Para la segunda expresión se asumirá 1.5% de cuantía de acero (cercana a la mínima e imposible de definir hasta que no se haga el diseño de la columna en el **Capítulo 6**). Se puede observar que a mayor cuantía de acero, se calcularán áreas brutas más pequeñas, por lo que se está siendo conservador en el dimensionamiento. Los esfuerzos en servicio en el concreto se calcularon restándole a la carga axial el aporte del acero, que se estima que trabaja en servicio a 50% del esfuerzo de fluencia.

Como se observa en la tabla, para las cuatro columnas (interiores) analizadas el esfuerzo baja 10% f'_c con el criterio conservador de cargas últimas. Usando este, el área calculada, y por ende los esfuerzos, depende de la cuantía de acero que se estime que se va a colocar.

Tabla 3.1 Dimensiones calculadas para las columnas

Columna	P serv. (ton)	Dimensionamiento usual (Ec. 3.2)		Dimensionamiento con cargas últimas (Ec. 3.3 con $\rho=1.5\%$)	
		Ag (cm ²)	%f'c en servicio	Ag (cm ²)	%f'c en servicio
C5	70	745	43% (45% si no se tomara el aporte del acero)	910	35%
C6	68	717		875	36%
C7	84	890		1084	35%
C8	71	750		912	36%

Se decidió colocar áreas a las columnas de acuerdo al segundo criterio. Se espera que el predimensionamiento no sufrirá mayor cambio cuando toque diseñar la columna, ya que se dimensionó usando cargas últimas, las mismas con las que se diseñará por resistencia (en el **Capítulo 6**). Tener secciones más robustas que lo que se requiere tiene ciertas ventajas en el comportamiento sísmico de la estructura. Un esfuerzo axial alto tiene una gran desventaja: le quita ductilidad al primer piso. Si tuviésemos columnas trabajando a 45% de $f'c$, sería difícil pedirle grandes curvaturas en el primer piso al ocurrir el sismo de diseño, cuando el concreto ya agotó la mitad de su capacidad (Muñoz).

Continuando con el predimensionamiento, se presenta en la **Tabla 3.2** el área bruta de concreto que resultó del cálculo con las formulas explicadas (Ag calculada, en la tabla). Además, se muestran las dimensiones y área bruta colocadas en el predimensionamiento.

Tabla 3.2 Dimensiones colocadas en las columnas y esfuerzos en servicio

Columna	Ag calculada (cm ²)	Dimensiones colocadas		Ag colocada (cm ²)	P serv. (ton)	%f'c
		b (cm)	h (cm)			
C1	545	25	30	750	40	25%
C2	460	25	30	750	34	22%
C3	555	25	30	750	41	26%
C4	450	25	30	750	34	22%
C5	910	25	40	1000	70	33%
C6	875	25	40	1000	68	32%
C7	1084	25	50	1250	84	32%
C8	912	25	40	1000	71	34%

En la **Tabla 3.2** se muestra el predimensionamiento de las columnas. A todas las columnas se le dio una mayor área que la que resultó del cálculo, para cualquiera de las fórmulas usadas.²

Como se ha visto, el dimensionar una columna puede ser una tarea complicada, por lo que existen criterios y fórmulas que facilitan el trabajo al ingeniero. Cabe recordar que las mencionadas en este capítulo, son solo recomendaciones y de ninguna forma exigencias: al final primará el buen criterio del diseñador. En la última fase del proyecto se comprobará si estas son las dimensiones óptimas y, de no serlo, se ajustarán de ser necesario.

3.2.4 Dimensionamiento de Muros

Un predimensionamiento de los muros de corte (también llamados placas) implicaría un análisis sísmico del edificio, puesto que sus dimensiones deben responder a una apropiada rigidez lateral de la estructura. Por esta razón, es que las placas se predimensionarán recién en el siguiente capítulo, cuando se analice sísmicamente la edificación según Norma. En la estructuración se proyectaron longitudes y espesores de los muros que se adecuaban a la arquitectura (como se ve en la **Fig. 3.2**) y estas servirán como punto de partida para su dimensionamiento.

² Los nombres de las columnas en la tabla corresponden a los que se definieron a nivel de estructuración. Luego se definirán columnas típicas que llevarán el mismo nombre, por lo que la denominación cambiará en algunas de ellas. Por ejemplo, más adelante se mencionará la columna C3, que más bien se refiere a C6 en la tabla.

Capítulo 4: Análisis Sísmico

En la práctica de la ingeniería, se conoce que el análisis sísmico de una estructura es un problema de gran complejidad, incluso si se trata de una edificación regular y pequeña. Por esto, existen diversas formas de abordar este problema y simplificarlo para su aplicación en el diseño estructural. Sea cual fuese el método de análisis, la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 da los parámetros básicos que deben seguirse en el análisis.

En este proyecto, se realizarán dos análisis sísmicos: un análisis **estático traslacional** (bidimensional) y uno **dinámico tridimensional**. A pesar de que son distintos uno del otro, se espera llegar a resultados similares. En caso existir discrepancias, se favorecerá al segundo, tratándose de un análisis más exhaustivo. En ambos casos, el análisis se ceñirá a lo indicado en la **Norma E.030 del año 2003**, la cual a la fecha tiene vigencia en el diseño estructural.³

Uno de los objetivos de este capítulo es el dimensionamiento de muros: los resultados permitirán culminar el proceso de dimensionamiento, recordando que no se definió aún el largo ni el espesor de las placas. Entonces, las dimensiones que se darán al final de este capítulo, obedecerán al control de desplazamientos y de torsión, tal como lo exige la Norma Sísmica.

Asimismo, de este capítulo se obtendrán las cargas últimas de sismo que se tomarán en cuenta para el diseño de los distintos elementos estructurales que componen el edificio y se harán todas las verificaciones pertinentes exigidas por Norma (aunque se verá recién en el **Subcapítulo 4.2**).

4.1 Análisis Traslacional: Predimensionamiento de muros

La primera aproximación al análisis y diseño sísmico del edificio se logró gracias al análisis sísmico traslacional. Este procedimiento no es más que un análisis estático (el sismo se modela como fuerzas estáticas) realizado sobre modelos bidimensionales del edificio. Para cada dirección del edificio, se modela colocando los ejes que aportan rigidez en dicha dirección alineados uno detrás del otro y asegurándose de compatibilizar los desplazamientos de cada nivel. Luego, se aplican sobre ellos las fuerzas sísmicas correspondientes, obteniéndose desplazamientos laterales.

³ La Norma perdió vigencia en el 2016, cuando se oficializó la actualización. Todas las exigencias que se mencionan en este capítulo hacen referencia a la Norma antigua. En el **Anexo 1** se hace un comentario sobre la nueva Norma aplicada a este proyecto.

El análisis traslacional de pórticos planos era muy común cuando no existían programas computarizados sofisticados, ya que permitía resolver edificios sometidos a cargas laterales de una manera mucho más simple. Hoy, con la facilidad de adquirir programas como ETABS, donde se pueden modelar edificios tan complejos como uno necesite, este método ha caído prácticamente en desuso; sin embargo, en esta tesis, servirá como una aproximación al problema de análisis sísmico. Se puede decir que un análisis conservador porque desestima el aporte de los pórticos y placas perpendiculares a la dirección. Además, puesto que es bidimensional, no toma en cuenta los efectos de la torsión, concentrándose en el movimiento puramente de traslación. No obstante, establecerá un punto de partida para el dimensionamiento de muros.

El objetivo principal de este procedimiento es predimensionar los muros proyectados en la estructuración tal que se cumpla el requerimiento de rigidez de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente: la deriva de ningún entrepiso deberá exceder el valor de 0.007.

El modelamiento de fuerzas se hizo considerando los lineamientos de la Norma con respecto al análisis estático. La fuerza cortante total en la base se estimó tal como lo exige la Norma:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad \dots (4.1)$$

Ya que se trata de un análisis estático, sobre cada diafragma (o piso) deben ser aplicadas fuerzas sísmicas. Estas son fracciones de la cortante total y se reparten con la siguiente fórmula:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum P_j h_j} V \quad \dots (4.2)$$

De esta forma, se logrará una distribución creciente de fuerzas hacia la azotea del edificio. En ese piso se suele tener la máxima aceleración durante un análisis dinámico y es lógico que tenga la mayor fuerza en su contraparte estática.

Para este primer análisis no se hará un metrado para calcular el peso del edificio sino que se limitará a trabajar con valores aproximados de peso por área construida, basados en pesos usuales para edificios de vivienda. La masa de cada nivel fue estimada como una carga distribuida de 1 ton/m², exceptuando la azotea que tiene 0.8 ton/m². Luego, en el **Subcapítulo 4.2**, el peso será calculado de manera más precisa para el modelo del análisis dinámico, donde se comprobará si se estimó correctamente. Tómese en cuenta que el objetivo de este primer análisis es llegar a resultados rápidos y bastante aproximados para dar dimensiones a los muros.

Tabla 4.1 Datos generales del edificio

Número de pisos	7
Altura de entrepiso	2.55 m
Peso sísmico repartido en piso típico	1 ton/m ²
Peso sísmico repartido en azotea	0.8 ton/m ²
Área en planta	350 m ²
Cimentación (condición de borde)	Empotramiento
Periodo natural (*)	0.3 s
(*) La Norma, en el Artículo 17, permite estimar el valor del periodo mediante una fórmula en función al número de pisos y al sistema estructural, que es en este caso, muros de concreto armado.	

Previo a realizar los análisis sísmicos en las respectivas direcciones, es necesario dar las características del edificio, que servirán para crear los modelos. En la **Tabla 4.1** se presentan los datos generales del edificio.

Tabla 4.2 Descripción de los parámetros sísmicos

	Descripción	Valor	Observación
T_p	Periodo que define el fin de la plataforma del espectro de respuesta	0.6 s	Correspondiente a los parámetros de sitio del capítulo 2 (Suelo S2)
Z	Factor de Zona	0.4	Correspondiente a los parámetros de sitio del capítulo 2 (Zona Z3)
S	Factor de Suelo	1.2	Correspondiente a los parámetros de sitio del capítulo 2 (Suelo S2)
C	Coefficiente de amplificación sísmica	2.5	Ya que el periodo es menor que T_p , este coeficiente toma su valor máximo (plataforma).
U	Factor de Uso	1	Correspondiente a la Categoría C
R	Factor de Reducción	4.5	Los muros serán los principales elementos resistentes a cargas laterales. Se está considerando irregularidad por esquinas entrantes (ver Subcapítulo 4.2.2).
P	Peso estimado del edificio	2380 ton	A partir de los valores de la Tabla 4.1

* Se recuerda que se está usando la Norma Peruana E.030 del 2003.

A partir de los datos de la **Tabla 4.1** y las condiciones de sitio establecidas en el **Capítulo 2**, se tienen los parámetros sísmicos para las dos direcciones del edificio en la **Tabla 4.2**.

Con todos los parámetros antes descritos, se pudo calcular la cortante basal del edificio con la ecuación 4.1:

$$V = \frac{(0.4) (1.2) (2.5) (1)}{4.5} P = 0.27 P = 635 \text{ ton}$$

Tómese en cuenta que esta no es la cortante basal de diseño pues el peso calculado en la **Tabla 4.2** es estimado. Al realizar el análisis dinámico se hará un metrado más exhaustivo y se calculará con más precisión el peso y la cortante estática (ver **Capítulo 4.2.5**).

4.1.1 Análisis en X-X

El edificio se modeló en el software SAP2000 siguiendo el siguiente procedimiento:

- Se creó el modelo geométrico tomando en cuenta únicamente los pórticos y muros en la dirección de análisis, dibujándolos alineados en dos dimensiones.
- Los muros se dibujaron con el largo máximo proyectado en la estructuración.
- Los muros proyectados se dividieron en varios elementos. Ya que SAP2000 se basa en el método de elementos finitos para resolver las estructuras, una adecuada (no excesiva) división se traducirá en mejores resultados.
- Se compatibilizaron los desplazamientos de cada nivel de todos pórticos (o muros) asignando 'constraints' en los nudos.
- Se aplicaron las fuerzas sísmicas calculadas para cada nivel.

En esta dirección no se tenían muchas variables en cuanto a dimensionamiento de muros. El modelo geométrico constó de:

- Cuatro ejes destinados a ser exclusivamente pórticos: los ejes 1, 2, 4 y 5
- El eje central (eje 3) que alberga dos placas en voladizo, ambas con 7.9 m de largo: PL-09 y PL-10
- Dos muros adicionales, correspondientes a la caja del elevador, de 2 m de largo y 20 cm de espesor, cuyas dimensiones son fijas

El modelo en SAP2000 sobre los que se aplicaron las fuerzas sísmicas en X-X es el que se aprecia en la **Fig. 4.1**. Nótese la gran cantidad de pórticos en esta dirección, y las grandes dimensiones de los dos muros de corte principales. Es imposible apreciarlo en la imagen, pero se recalca que los desplazamientos en cada piso están compatibilizados para todos los pórticos y muros (usando la asignación 'constraint' en sus nudos).

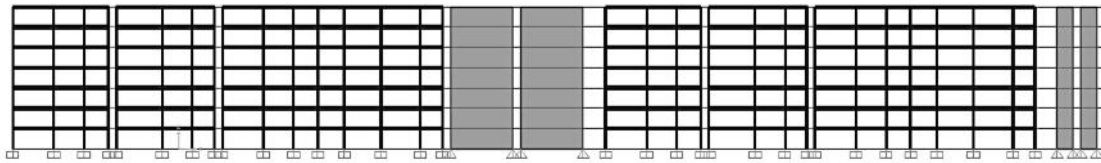


Fig. 4.1 Modelo bidimensional del edificio en X-X

Al efectuar el análisis, el programa calculó los desplazamientos de cada piso, con los cuales se hicieron los siguientes cálculos:

- A partir de los desplazamientos, se calcularon las derivas.
- Multiplicando las derivas por $0.75R$ se pueden estimar las derivas inelásticas.
- Comprobando que ninguna de las derivas sobrepase el límite de 0.007, según el Artículo 15 de la Norma E.030, se finalizará el predimensionamiento de muros. En caso contrario se probará con un espesor mayor, repitiendo el análisis.
- En caso exista holgura entre la rigidez colocada y la requerida, se reducirán las dimensiones proyectadas en los muros y se analizará nuevamente.

Para el modelo que cumplió los límites de rigidez, en la **Tabla 4.3** se observan las fuerzas, calculadas con la ecuación 4.2, aplicadas a cada diafragma (piso) y las derivas calculadas por el programa.

Tabla 4.3 Cálculo de derivas para la dirección X-X

Piso	h_{ent} (m)	h (m)	P (ton)	F (ton)	D (10^{-3} m)	Δ (10^{-3} m)	Δ/h_{ent} (‰)	Δ/h_{ent} inelást. (‰)
1	2.55	2.55	350	24	1.3	1.3	0.5	1.7
2	2.55	5.1	350	48	3.6	2.4	0.9	3.1
3	2.55	7.65	350	72	6.7	3.1	1.2	4.1
4	2.55	10.2	350	95	10.3	3.5	1.4	4.7
5	2.55	12.75	350	119	14.0	3.7	1.5	4.9
6	2.55	15.3	350	143	17.8	3.8	1.5	5.0
7	2.55	17.85	280	134	21.4	3.7	1.4	4.9
			2380	635				

Siendo la deriva máxima menor a 7‰, se tienen predimensionados los muros en X-X por criterios de rigidez lateral. En la **Tabla 4.4** se presentan las dimensiones de dichos muros.

Además del espesor resultante del predimensionamiento, la **Tabla 4.4** muestra un aproximado del esfuerzo cortante que se presentará en la sección de placa. El esfuerzo promedio puede calcularse asumiendo que las dos placas que figuran en la tabla (las

cuales son largamente más rígidas que los otros elementos, llámense pórticos o muros de la caja del ascensor), absorben prácticamente toda la cortante del sismo. El esfuerzo máximo es calculado en el modelo en el programa (SAP2000 lo puede lograr gracias al método de los elementos finitos), y es solamente para verificar que el esfuerzo promedio esté en el orden de magnitud.

Tabla 4.4 Dimensiones y esfuerzos en los Muros en X-X

Muro	L (m)	t (m)	Ag (m ²)	v prom (kg/cm ²)	v max (kg/cm ²)
PL-09	7.9	0.15	1.185	27	38.5
PL-10 (alma)	7.9	0.15	1.185	27	38.5

Parte del esfuerzo cortante en las placas deberá ser tomado por el refuerzo de acero, por lo que un valor muy grande de este ocasionará problemas en el diseño. Comparando el esfuerzo de la **Tabla 4.4**, con el esfuerzo cortante máximo que puede tomar el concreto, se tiene que el concreto solo puede tomar la cuarta parte de la cortante de cada muro.

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} = 7.7 \text{ kg/cm}^2$$

Luego, el resto de fuerza cortante sería del refuerzo horizontal: aproximadamente 240 ton por cada muro, para el acero solamente. Parece de antemano una tarea complicada el proveer tal cantidad de refuerzo a la hora de diseñar los muros, lo cual recién se hará evidente en el penúltimo capítulo de esta tesis. Cuando se den dimensiones definitivas a los muros, luego del análisis dinámico, se volverá a tener en cuenta esta afirmación y se redimensionará si es necesario.

4.1.2 Análisis en Y-Y

El edificio se modeló de forma similar a la otra dirección. En Y-Y se tenían:

- Dos muros en cada uno de los ejes extremos A y H (Cuatro en total)
- Dos muros en cada uno de los ejes centrales D y E (Cuatro en total), anexados a pórticos
- Un muro correspondiente a la caja del elevador

Las derivas se calcularon en la **Tabla 4.5**, de forma similar a lo realizado en la dirección X-X.

Tabla 4.5 Cálculo de derivas para la dirección Y-Y

Piso	h_{ent} (m)	h (m)	P (ton)	F (ton)	D (10^{-3} m)	Δ (10^{-3} m)	Δ/h_{ent} (‰)	Δ/h_{ent} inelást. (‰)
1	2.55	2.55	350	24	1.2	1.2	0.5	1.6
2	2.55	5.1	350	48	3.9	2.8	1.1	3.7
3	2.55	7.65	350	72	7.9	3.9	1.5	5.2
4	2.55	10.2	350	95	12.5	4.7	1.8	6.2
5	2.55	12.75	350	119	17.7	5.1	2.0	6.8
6	2.55	15.3	350	143	23.0	5.3	2.1	7.0
7	2.55	17.85	280	134	28.3	5.3	2.1	7.0
			2380	635				

Para las dimensiones que cumplen la rigidez requerida, se verificará en la **Tabla 4.6** el esfuerzo cortante en muros. En esta dirección se tienen menos problemas pues la fuerza cortante está bien distribuida en un buen número de placas, todas de tamaño comparable.

En todos los muros, el esfuerzo cortante es mucho menor al de los muros X-X y las dimensiones escogidas parecen apropiadas. Ahora bien, se sabe que estas son preliminares y serán comprobadas en el análisis dinámico.

Tabla 4.6 Dimensiones y esfuerzos (según SAP2000) en los Muros en Y-Y

Muro	L (m)	t (m)	A (m ²)	v max (kg/cm ²)
PL-01	5	0.25	1.25	16.00
PL-02	4.4	0.25	1.1	13.60
PL-03	2.95	0.25	0.725	7.60
PL-04	2.95	0.25	0.725	7.60
PL-05	2.95	0.25	0.725	7.60
PL-06	2.95	0.25	0.725	7.60
PL-07	4.4	0.25	1.1	13.60
PL-08	2.95	0.25	0.725	8.00

4.2 Análisis Modal-Espectral: Modelo Tridimensional en ETABS

En la actualidad, el análisis sísmico de edificios se hace casi de forma exclusiva usando el método modal-espectral. Con la teoría de dinámica de estructuras, es posible calcular

los modos y los periodos naturales del edificio. Luego, usando el espectro definido por la Norma, se puede determinar la respuesta espectral para cada modo y hacer una superposición espectral para la estructura. Este procedimiento se hace siempre con un computador, pues son cálculos matriciales muy complejos por la cantidad de grados de libertad que tiene la estructura (tres por piso).

La herramienta computacional a usar es el software de análisis de edificios ETABS, el cual resuelve rápidamente estructuras hiperestáticas de gran cantidad de grados de libertad. La resolución de estructuras con elementos bidimensionales (como placas) se facilita con el método de elementos finitos, usado por el programa. Este método numérico consiste en discretizar un cuerpo bidimensional, formando una malla de elementos más simples, unidos en sus nudos. De esta manera se puede aproximar en el modelo las deformaciones que ocurren en el muro.

Para crear el modelo numérico del edificio, se precisa primero ingresar el peso de la estructura como carga muerta o carga viva. Se hará entonces un metrado de cargas de gravedad para distribuir el peso en cada uno de los niveles. Luego, se debe caracterizar el sismo de diseño, para ingresarlo como un espectro de respuesta. Este estará definido por los parámetros sísmicos que se han especificado para la estructura. Después, se creará el modelo geométrico del edificio intentando replicar la estructuración en el programa. Los ejes se representarán como grillas y sobre ellos se dibujarán losas, vigas, columnas y placas.

Al ejecutar el análisis, se esperan resultados más precisos que en el estático bidimensional y se buscará llegar a las dimensiones finales a los muros de corte del edificio. Asimismo, las fuerzas internas que resulten del modelo servirán en el diseño de los distintos elementos estructurales.

4.2.1 Peso sísmico

La masa de un cuerpo (y por ende su peso) juega un papel importante en la dinámica de estructuras. Las fuerzas de inercia que afectan el sistema estructural (imaginarías, si es que se trabaja con un eje de coordenadas estático), aparecen cuando sus masas concentradas (en los centros de gravedad de los diafragmas de cada piso) adquieren cierta aceleración. Por tanto, la fuerza cortante en la base será proporcional a la masa que se considere en el modelo, y por eso es tan importante hacer un correcto metrado de cargas, tratando de no dejar afuera ningún detalle que pueda afectar considerablemente los resultados. Aunque, se debe tener en cuenta que en ningún

momento se buscarán números exactos, sino valores en el orden de magnitud del peso que tendrá la estructura, cuando esta sea materializada.

La carga viva en el modelo del edificio es la indicada por la Norma E.020 Cargas. Para edificios de vivienda, la sobrecarga es 200 kg/cm², mientras que en la azotea se considerará una sobrecarga de 100 kg/cm². Debido a que esta última no alberga una terraza ni zonas de ocio, el flujo de personas en este último piso será mínimo.

Dado que el programa ofrece la posibilidad de considerar el peso propio de los elementos que componen la estructura, el cálculo de la carga muerta se hace automáticamente al efectuar el análisis. No obstante, se debe hacer un metrado para cuantificar las cargas muertas que transmiten las losas a las vigas ya que se considerará un espesor nulo de estas. Las losas aligeradas y macizas tienen sus respectivos pesos distribuidos de 280 y 408 kg/m².

Se calculará el peso total de los tabiques en cada piso típico y se repartirá este valor en toda el área en planta. Ya que se tiene una distribución prácticamente simétrica de tabiquería en las dos direcciones, esta simplificación es coherente con los planos. Los tabiques tendrán una altura de 2.4 m y un peso de 200 kg por cada m² de muro. Subsecuentemente, se puede calcular el peso total por piso proveniente de los tabiques:

$$P = 2.4 \times 200 \times 110 = 52800 \text{ kg}$$

Luego, se distribuyó el peso en el área de cada planta (330 m²) para tomarlo como carga muerta repartida:

$$w = \frac{52.8 \text{ ton}}{330 \text{ m}^2} = 0.16 \text{ ton/m}^2$$

La azotea, debido a su uso, no cuenta con tabiques, pero si con un tanque elevado y un cuarto de máquinas. El primero fue dimensionado para tener un volumen de 8.5 m³ y así abastecer a los 28 departamentos. Asumiendo que el tanque se encontrará lleno al ocurrir el sismo (que es lo más probable pues se llena varias veces al día), se puede calcular el peso del tanque (concreto más agua). Las paredes tendrán un espesor de 10 cm.

$$P_{\text{tanque}} = P_{\text{concreto}} + P_{\text{agua}} = 11 + 8.5 = 19.5 \text{ ton}$$

Por debajo del tanque, se definió que iría una losa maciza, solamente en el paño central de la azotea (entre los ejes D y E, y los ejes 3 y 5). Por lo tanto, asumiendo (pues no es cierto) que el tanque estará al mismo nivel que el resto de la azotea, es posible distribuir el peso del tanque en el paño y calcular la carga muerta repartida en ese paño en

específico. La losa tendrá un espesor de 17 cm, la cual tiene un peso de 0.41 toneladas por metro cuadrado.

$$w_{CM} = w_{tanque} + w_{losa} = \frac{19.5}{3.7 \times 7} + 0.41 = 1.2 \text{ ton/m}^2$$

También se mencionó un cuarto de máquinas en la azotea. Este concentrará todo el peso del ascensor y todos los componentes mecánicos que permiten su funcionamiento. En este caso, se recurrirá a un valor usual en edificios de viviendas: 1 tonelada por cada metro cuadrado de una losa ubicada justo por encima de la caja de ascensores.

Por último, el peso sísmico del edificio es definido por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente como el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva. Esto resultará en el peso más probable que tendrá la edificación cuando se presente el sismo de diseño.

Las cargas, viva y muerta, repartidas en la losa de cada nivel se presentan en la **Tabla 4.7**.

Tabla 4.7 Cargas distribuidas en las losas

Piso Típico		Azotea	
Carga Viva		Carga Viva	
Todos los paños	200 kg/m ²	Todos los paños	100 kg/m ²
Carga Muerta		Carga Muerta	
Paño típico	540 kg/m ²	Paño típico	280 kg/m ²
Paño central	670 kg/m ²	Paño central	1200 kg/m ²
		Cuarto de maquinas	1000 kg/m ²

4.2.2 Espectro de diseño – Casos de carga

Los parámetros sísmicos son los mismos que los usados en el análisis traslacional (**Subcapítulo 4.1**). Como se recuerda, el factor de reducción fue disminuido por irregularidad. Este “castigo” se debe a la irregularidad de la geometría en planta: existen esquinas entrantes que sobrepasan el 20% de la dimensión más corta.

$$\frac{\text{Dimensión esquina entrante}}{\text{Lado del edificio}} = \frac{3.9 \text{ m}}{13.2 \text{ m}} = 0.3 > 0.2$$

Por tanto, el edificio califica como irregular, según el Artículo 11 de la Norma E.030. El factor R , que le correspondería un valor de 6 por el sistema estructural (muros de

concreto armado), se multiplica por 0.75. Los parámetros sísmicos se muestran en la **Tabla 4.8**.

Tabla 4.8 Parámetros sísmicos del edificio según la NTE 0.30

Z	0.4
U	1
S	1.2
R	4.5
T_P	0.6 s

Esta vez, el factor de amplificación sísmica C es una función del periodo natural de la estructura.

$$C_{(T)} = 2.5 \frac{T_p}{T} \leq 2.5$$

El espectro de diseño graficará, entonces, el periodo versus la pseudo-aceleración espectral (o aceleración espectral, que es equivalente), la cual es calculada con los factores anteriores.

$$S_a = \frac{ZUSC_{(T)}}{R} g \quad \dots (4.3)$$

Discretizando los valores que puede tomar la función (ecuación 4.3), se calcula en la **Tabla 4.9** la aceleración espectral para cada periodo, de modo de lograr el espectro de diseño de la **Fig. 4.2**.

Tabla 4.9 Valores de aceleración espectral

T (s)	C	S_a (g)	S_a (m/s²)
0.00	2.50	0.27	2.61
0.60	2.50	0.27	2.61
0.90	1.67	0.18	1.74
1.20	1.25	0.13	1.30
1.50	1.00	0.11	1.04
1.80	0.83	0.09	0.87
2.10	0.71	0.08	0.74
2.40	0.63	0.07	0.65
2.70	0.56	0.06	0.58
3.00	0.50	0.05	0.52

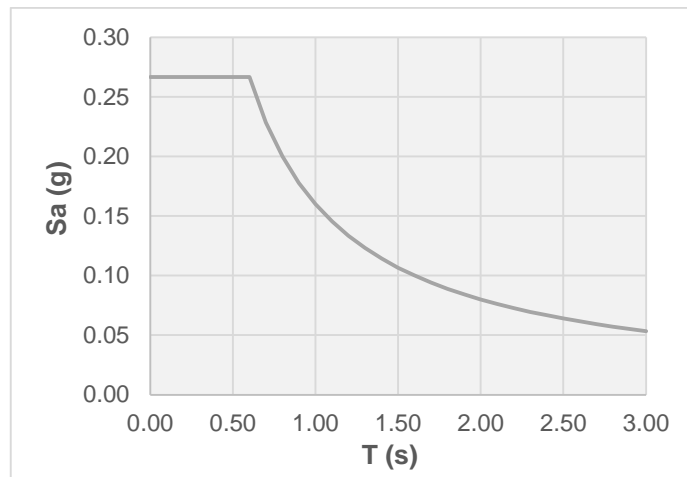


Fig. 4.2 Espectro de aceleraciones espectrales de diseño

La **Tabla 4.9** (y la **Fig. 4.2**) define el espectro de diseño que será ingresado al programa como una Función de Espectro de respuesta. Esta función luego será usada para crear cuatro casos de carga, divididos en dos grupos:

- Los dos primeros representarán el caso de carga espectral elástico para las dos direcciones X-X e Y-Y. Estos casos de carga serán útiles para leer las reacciones y fuerzas internas, aunque deberán ser debidamente escaladas con la cortante basal estática.
- Ya que se espera un comportamiento inelástico para la estructura durante el sismo de diseño, no sería coherente tomar en cuenta los desplazamientos del caso de carga espectral elástico. Una forma de aproximar los desplazamientos a los que tendría el edificio en régimen inelástico, es multiplicando el número por $0.75R$ (la Norma vigente no hace distinción entre edificios regulares o irregulares en cuanto a este factor).

Entonces, se definirán dos casos de carga idénticos a los anteriores, salvo que son multiplicados por el factor, de los que se obtendrán los “verdaderos” desplazamientos. Los valores de fuerza y esfuerzo obtenidos de este caso de carga carecen de sentido físico, pues el programa sigue tratando la estructura como elástica y estos valores crecen en proporción a los desplazamientos. Por ello, no se tomarán en cuenta en este caso de carga.

4.2.3 Modelo del edificio en ETABS

El modelo geométrico trató de hacerse lo más fidedigno posible a la estructuración del edificio y se muestra en **Fig. 4.3**, tal como se ve en la interfaz del programa ETABS. No es propósito de esta tesis describir como modelar un edificio en este software, pero se debe mencionar las características principales del modelado:

- Se modeló toda la superestructura. No se incluyeron los voladizos, aunque se consideró su peso en las vigas que los sostienen.
- Las dimensiones de las losas, vigas y columnas corresponden a las del predimensionamiento.
- Las dimensiones de las placas son las que resultaron del análisis traslacional. Por lo menos, en el modelo inicial. Sus dimensiones estarán sujetas a cambios en favor de cumplir los requerimientos de la Norma y lograr un buen comportamiento sísmico en ambas direcciones.
- Las vigas y columnas se dibujaron con elementos 'frame' lineales.
- Las losas aligeradas se modelaron como membranas en una dirección. Las macizas se modelaron también como membranas, pero en dos direcciones.
- Las placas se modelaron como elementos 'shell' (áreas). Al igual que el capítulo Análisis Traslacional, los muros se dividieron en los llamados elementos finitos. Esto se hizo para aumentar la precisión de los resultados en cuanto a desplazamientos.
- Siete diferentes diafragmas rígidos fueron asignados a las siete losas. Esto fue hecho para anular los desplazamientos relativos en sus planos, emulando la tarea que cumple los techados de un edificio.
- El material del edificio modelado es concreto con resistencia a la compresión (f_c) de 210 kg/cm². En el programa se idealizará como un material totalmente elástico y el valor de resistencia es solo referencial. El módulo de elasticidad que se usó se puede estimar como función de dicha resistencia:

$$E_c = 15000\sqrt{210} = 217400 \text{ kg/cm}^2$$

- El módulo de Poisson usado fue de 0.15.
- Las condiciones de borde fueron empotramientos en la base, ya que se asumió que la cimentación no aceptará giros, lo cual es bastante discutible, dado el suelo intermedio en el que se apoya el suelo. Más adelante se verificará como responde el modelo ante esta condición.
- Se asignaron discontinuidades ('releases') en los extremos de las vigas donde se sabía que no podrían desarrollar momentos flectores. Para esto se tomó en cuenta las longitudes de anclaje de las barras en tracción. Aquellos nudos donde no se tiene espacio para si quiera colocar un anclaje con gancho estándar se "liberaron" de momentos sísmicos, debido a que el acero colocado en ellos, teóricamente al menos, se soltará al ser sometido al sismo de diseño.

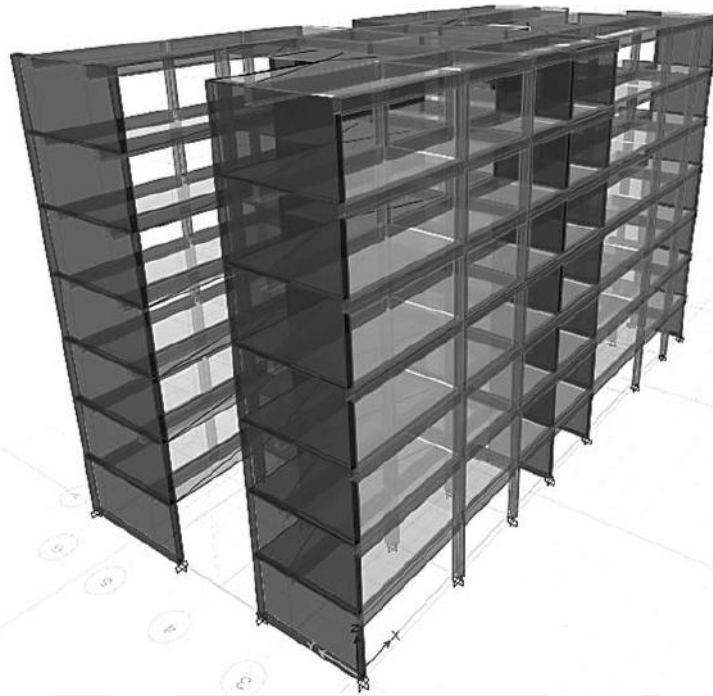


Fig. 4.3 Modelo geométrico del edificio en ETABS

4.2.4 Cálculo de la masa total del edificio

En el capítulo de Análisis Traslacional se trabajó con masas estimadas, a partir de pesos por unidad de área usuales en viviendas, pero debían ser comprobadas para este proyecto en específico. Al realizar el metrado de cargas y aplicar los pesos en el modelo, es posible calcular con ayuda del programa una mejor aproximación del peso total de la edificación y, por esta razón, se le denominará “peso real” de la estructura. Ya que nunca se hará una medición en campo del peso de la estructura materializada, este número representa el valor más exacto que se tendrá.

Distribuyendo el peso de cada nivel entre los 350 m² del área de la planta típica, se encuentra el peso unitario verdadero, tal como se calculó en la **Tabla 4.10**.

De la **Tabla 4.10**, se pueden sacar dos conclusiones principales. La primera es que se tiene **un peso total de 2092 ton**, el cual será indispensable para calcular la cortante basal y escalar los resultados del análisis dinámico. La segunda es la diferencia entre los valores estimados y los que finalmente se calcularon en el modelo. Para el piso típico, se acertó con 1 tonelada por metro cuadrado. El error incurrido es tan pequeño que valida la asunción para los espesores usuales de techado. Además, puede que el pequeño déficit de peso se deba a que se usó un pequeño aligerado de 17 cm.

Tabla 4.10 Comparación entre el peso estimado y el calculado con el modelo

Piso	P (ton)	w "real" (ton/m ²)	w estimado (ton/m ²)	Error
1	313	0.90	1	12%
2	313	0.90	1	12%
3	313	0.90	1	12%
4	313	0.90	1	12%
5	313	0.90	1	12%
6	313	0.90	1	12%
7	213	0.60	0.8	32%
2092				

Por otra parte, se puede notar que la asunción en cuanto al peso de la azotea tuvo un error nada despreciable. A pesar del gran peso del tanque y del cuarto de máquinas, el peso unitario quedó muy por debajo del que se esperaba. No se puede explicar este hecho con la sobrecarga de 0.1 ton/m² usada en la azotea, porque, si se le asumía como 0.2 ton/m² (como un piso típico), el peso solo aumentaría en 0.03 ton/m² (solo se toma el 25% de la carga viva para el peso sísmico, por lo que tiene poca incidencia).

Finalmente, si se recuerda que el peso total del modelo bidimensional aproximado era 2380 ton, el peso solo se sobreestimó, en el **Subcapítulo 4.1**, en 288 ton, lo que representa un error de 14%.

4.2.5 Análisis estático en el modelo tridimensional – Cortante basal estática

En aras de observar que tan precisos fueron los resultados del capítulo Análisis traslacional, se utilizará el modelo tridimensional, creado para efectuar el análisis dinámico, para hacer un análisis estático. Debido a que este procedimiento no cuesta trabajo adicional en absoluto, pues solo se trata de calcular las fuerzas sísmicas y aplicarlas en los distintos niveles del edificio. Por el contrario, se obtendrán resultados interesantes para ser comparados, no solo con el análisis traslacional, sino también con el posterior análisis modal-espectral.

En primer lugar, es indispensable hacer el cálculo de la cortante basal estática. Si bien esta se calculó para hacer el análisis traslacional, ahora, con un peso mejor ajustado a las características de este edificio y considerando un factor de reducción disminuido por irregularidad, se llegará a la cortante basal de diseño. Además, se debe comprobar, con el periodo natural del edificio, que el coeficiente de amplificación sísmica se encuentre

en la plataforma de 2.5, como se estimó en un principio. Esto se hará con los periodos de los modos más importantes del edificio.

Se hará un promedio ponderado de los periodos de cada modo, a partir de la importancia de su masa participativa. Del modelo se obtiene el cálculo para 21 modos (3 por cada piso), pero solo los 8 primeros tienen una importancia significativa, los mismos que se muestran en la **Tabla 4.11**.

El hecho de mostrar los porcentajes de masa participativa y hacer un promedio ponderado para hallar el periodo de la estructura se vuelve innecesario, pues ninguno de los modos supera el límite de la plataforma, 0.6 s. Por lo tanto, el coeficiente de amplificación se reafirma en su valor máximo (2.5).

Entonces, la **Cortante basal estática (V)** será, usando la ecuación 4.1:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P = 0.27P = 558 \text{ ton}$$

Tabla 4.11 Periodos naturales de cada modo de vibración

Modo	T (s)	Observación
1	0.33	Traslación en Y-Y
2	0.31	Rotación en Z-Z
3	0.29	Traslación en X-X
4	0.07	Traslación en X-X
5	0.07	Traslación en Y-Y
6	0.06	Rotación en Z-Z
7	0.04	Traslación en X-X
8	0.03	Traslación en Y-Y

Distribuyendo la cortante entre los 7 pisos de la edificación, se obtienen, en la **Tabla 4.12**, las fuerzas laterales que se aplicarán en los centros de masa de cada piso del edificio.

Para que la comparación sea coherente, se usarán, en el modelo ETABS, las mismas dimensiones de muros que cumplieron el límite de rigidez en el análisis traslacional. Las derivas resultantes se colocarán en una tabla a lado de aquellas del análisis traslacional del **Subcapítulo 4.1**.

Tabla 4.12 Cálculo de fuerzas sísmicas en cada nivel

Piso	P (ton)	h ent. (m)	H (m)	F (ton)
1	313	2.55	2.55	22
2	313	2.55	5.10	43
3	313	2.55	7.65	65
4	313	2.55	10.20	86
5	313	2.55	12.75	108
6	313	2.55	15.30	130
7	213	2.55	17.85	103
	2092			558

Se vio en el capítulo anterior que los pesos de ambos modelos son comparables. No obstante, se esperarán menores desplazamientos en los últimos pisos, debido a que el peso del último piso fue menor al estimado inicialmente.

Tabla 4.13 Comparación de derivas obtenidas del modelo bidimensional y tridimensional

Piso	Bidimensional		Tridimensional	
	Deriva X-X	Deriva Y-Y	Deriva X-X	Deriva Y-Y
7	0.005	0.007	0.002	0.003
6	0.005	0.007	0.003	0.003
5	0.005	0.007	0.003	0.003
4	0.005	0.006	0.003	0.003
3	0.004	0.005	0.002	0.003
2	0.003	0.004	0.002	0.002
1	0.002	0.002	0.001	0.001

La diferencia entre las derivas fue mayor a la que se esperaba, tal como se ve en la **Tabla 4.13**. En promedio, en el análisis bidimensional se obtienen derivas doblemente más grandes que en su contraparte tridimensional. Obsérvese que la deriva máxima en Y-Y, que cumplía ajustadamente el límite, ahora tiene una gran holgura, que permitiría una reducción en las dimensiones de los muros de corte.

Al parecer, un modelo traslacional no representa adecuadamente el comportamiento de un edificio ante cargas laterales. Sus resultados son conservadores en sobremanera, llegando a duplicar los desplazamientos y derivas. Se debería limitar su uso en el caso que no se cuente con herramientas computacionales como SAP2000 o ETABS, algo que parece inimaginable hoy en día. Aunque, podría llegar ser una herramienta útil para dimensionar muros, ya que es más fácil de modelar que la estructura completa en tres

dimensiones, siempre y cuando se acepte que los desplazamientos obtenidos están sobrevalorados y deben ser ajustados. El ajuste debería ser una fracción del valor calculado, pero debe ser debidamente comprobado con varios modelos de edificios diferentes.

A continuación, se darán las dimensiones finales a los muros de corte, no solo con criterios de rigidez lateral, sino también de rigidez torsional. Por lo tanto, a partir del siguiente capítulo, las dimensiones del análisis traslacional perderán validez para el proyecto.

4.2.6 Redimensionamiento de muros

A estas alturas del proyecto, no parece lógico que la estructuración esté aún abierta a modificaciones. Pero, a decir verdad, hasta el último capítulo, diseño en concreto armado, los elementos se podrán modificar en dimensiones y, con menos probabilidad, distribución. Debido a que la torsión del edificio no ha sido analizada todavía, se verificará que los muros de corte proyectados puedan controlarla. Además, se tendrá la posibilidad de “ajustar” las dimensiones de los mismos a los requerimientos de rigidez, si es que existe una gran holgura.

Los modos de vibración de la estructura pueden ser calculados antes de realizar el análisis espectral para dar un idea de cuál es la predisposición del edificio al moverse ante aceleraciones dinámicas. En teoría, estos modos pueden clasificarse en tres: traslacional en X-X, traslacional en Y-Y y rotacional en Z-Z. Este último tipo se asemeja bastante a un movimiento torsional y se busca que no tenga gran importancia al aplicar los espectros de diseño. Si este se convierte en el modo fundamental de vibración (aquel con periodo más largo entre los modos) se esperaría que el edificio tenga problemas de torsión.

Los porcentajes de masa participativa son la mejor forma para medir la importancia de los modos en el movimiento armónico de una estructura. Cada modo de vibración, sea de traslación o rotación, tiene porcentajes para el movimiento traslacional o rotacional. De hecho, estos porcentajes ayudan a diferenciar cuantitativamente el tipo de modo de vibración (un modo traslacional tendrá mayor masa participativa en traslación, por ejemplo). Para la estructura en cuestión, con el dimensionamiento original, se tienen en la **Tabla 4.14** los tres primeros modos:

Tabla 4.14 Porcentaje de masa participativa de los tres primeros modos

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.33	0.0%	66.7%	2.6%
2	0.31	0.0%	2.5%	64.8%
3	0.29	72.7%	0.0%	0.0%
		72.7%	69.2%	67.4%

UX y UY son los porcentajes de masa participativa de la masa en traslación, en los ejes X-X y Y-Y, respectivamente. RZ es el porcentaje de masa participativa del momento de inercia de la masa en rotación. En otras palabras, representan la importancia del modo en los dos movimientos de traslación y el movimiento de rotación (torsional).

Se pueden sacar varias observaciones de la **Tabla 4.14**, pero lo más importante ahora es mirar el modo torsional y notar que está situado por encima del modo de traslación en X-X. Aun así, los tres modos principales están muy cerca uno de los otros en importancia. El modo fundamental, que no muestra una dominancia clara, tiene un bajo porcentaje de masa participativa en la rotación en Z, lo cual disminuye la probabilidad de que se presente torsión durante un sismo.

Parece, entonces, que los muros del edificio están bien proyectados. No obstante, se harán unas modificaciones en cuanto a la rigidez lateral en X-X. Efectuando el análisis espectral se obtienen derivas del orden de 0.002 (más adelante se verá a detalle el cálculo de derivas en el programa).

Existe un gran margen entre la deriva máxima del edificio y la máxima permitida (0.007). No es intención del proyecto hacer el edificio menos rígido pero, tratándose de tal diferencia, tiene sentido adelgazar los muros de la dirección X-X de un espesor de 25 a 20 cm para dar mayor espacio a los departamentos. No se le colocan, sin embargo, muros de 15 cm, (que son permitidos por norma), no por razones ingenieriles, sino por complicaciones acústicas que acompañan el tener muros tan pequeños (recuérdese que estos muros en X-X son divisorios de departamentos).

Con la rigidez controlada, se verificará en la **Tabla 4.15** que los muros de 20 cm no concentren demasiado esfuerzo cortante, puesto que toman prácticamente todo el sismo en la dirección X-X.

Tabla 4.15 Esfuerzo cortante promedio en muros

Muro	L (m)	t (m)	V (ton)	v (kg/cm ²)
PL-09	7.9	0.20	170	10.70
PL-10	7.8(*)	0.20	220(*)	14.10

(*) La cortante de PL-10 corresponde únicamente a la tomada por el alma (que tiene un largo de 7.8 m), donde se calcularon los esfuerzos “v”.

En el análisis aproximado bidimensional se obtuvieron esfuerzos doblemente grandes para los muros. El problema con los esfuerzos de PL-10 ahora presentados, es que dicha placa no se compone solo por un alma, sino que tiene un ala especialmente grande (la caja del ascensor) que vuelve a la placa más rígida logrando que la cortante tomada sea 30% mayor (como se verá en la **Tabla 4.20**).

Dada esta omisión, el esfuerzo de la **Tabla 4.15** es solo referencial. Se puede acotar que la resistencia a la cortante es aproximadamente la mitad este esfuerzo y se buscará en el diseño que el refuerzo tome la otra mitad de la cortante. Sin más que agregar con los números presentados hasta el momento, se ratifica el espesor de estos muros como 20 cm.

Para finalizar el dimensionamiento, se colocará al muro PL-10 un elemento de borde de 70 cm de ancho. Esta cabeza confinada, ubicada en el extremo opuesto a la caja del ascensor (que forma una “T” con la placa en cuestión), le dará una mayor capacidad al muro. Debido a que la forma en T del muro ocasionará que el centroide de la sección se mueva muy cerca de la caja del ascensor, se tendrán grandes esfuerzos axiales en el extremo “débil” cuando el sismo genere flexión.

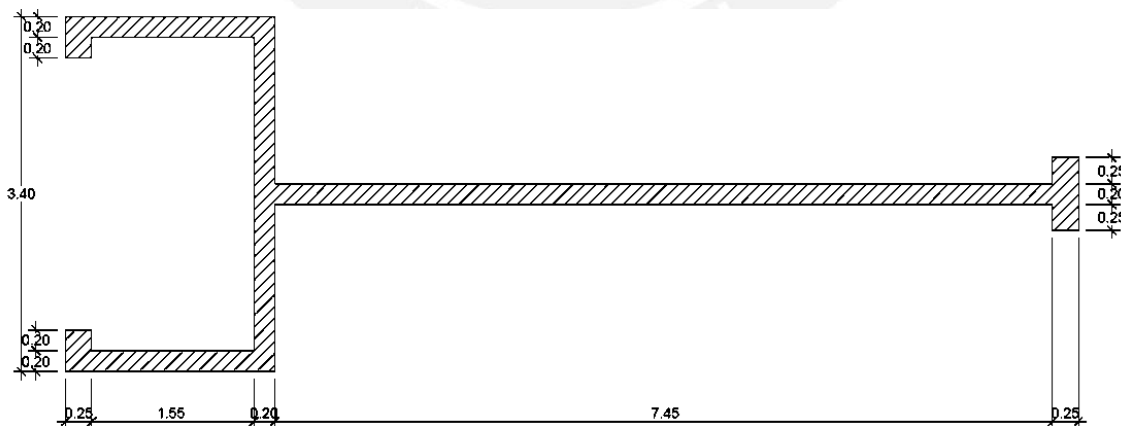


Fig. 4.4 Dimensionamiento de PL-10

Para evitar que se triture el concreto al someterse a estos esfuerzos, se le dará una mayor capacidad al elemento de borde dándole mayores dimensiones. De esa forma, el muro, que según los valores de cortante de la **Tabla 4.15** tiene gran responsabilidad

sísmica, podrá tener una mayor capacidad. Las dimensiones del muro PL-10 se muestran en la Fig. 4.4.

4.3 Resultados finales del Análisis Dinámico

Una vez definido el modelo geométrico en el programa y efectuado el análisis modal-espectral, se revisarán los resultados: los modos de vibración, la cortante basal y los desplazamientos. Además se verificará que no exista torsión en la estructura y se calcularán las juntas de separación entre edificios.

4.3.1 Modos y periodos de vibración de la estructura (Análisis Modal)

Primero se revisarán los resultados del análisis modal. Obsérvense en la Tabla 4.16 los porcentajes de masa participativa y los periodos de los nueve modos de vibración más importantes del modelo.

Tabla 4.16 Modos y masa participativa del modelo final del edificio

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.34	0.0%	68.5%	0.1%
2	0.32	0.3%	0.1%	66.9%
3	0.29	73.0%	0.0%	0.3%
4	0.08	18.5%	0.0%	0.0%
5	0.08	0.0%	17.7%	1.6%
6	0.06	0.0%	1.8%	19.6%
7	0.04	4.6%	0.0%	0.0%
8	0.03	0.0%	4.9%	0.7%
9	0.03	1.9%	0.0%	0.0%
		98.2%	93.0%	89.0%

Los valores de la Tabla 4.16 dejan algunas conclusiones para el análisis y futuro diseño:

- Es evidente que los modos principales de la estructura son los tres primeros, pues tienen periodos y masas participativas mucho más grandes que los demás. Esta característica suele ser común en estructuras de tres grados de libertad por piso.
- Si bien la diferencia no es grande, el modo fundamental es el de traslación en Y-Y. Lo sigue el modo rotacional: debido a la forma alargada de la planta del edificio, este modo cobra relevancia y sube hasta el segundo puesto en importancia, cuando usualmente se encuentra en el tercer lugar. Luego está el traslacional en X-X, en el

cual se esperaba un periodo más corto que los otros, puesto que es la dirección más rígida del edificio.

- **El periodo fundamental de la estructura es 0.3 s.**
- La masa en X-X tiende a participar solamente en los modos traslacionales en dicha dirección. Esto se evidencia con los nulos UX en los modos donde predominan los otros porcentajes de masa participativa. De esa forma, se logra un movimiento de traslación casi perfecto, ya que en esta dirección se ha logrado una distribución simétrica de elementos resistentes a cargas laterales, disminuyendo las rotaciones indeseadas.
- En general, los modos de traslación presentan un movimiento libre de rotaciones. En el primer y tercer modo, el porcentaje de masa RZ es prácticamente nulo, con movimientos perfectamente de traslación. Esto es justamente lo que se buscaba al hacer este análisis de los modos de vibración: mantener las torsiones al mínimo estos modos.

Si bien los modos de vibración del edificio dan una idea de la forma en la cual se comportará el edificio durante un sismo, recién cobran sentido al aplicar los espectros. En ese momento, se tendrá mayor certeza de que el movimiento del edificio es el adecuado y exigido por Norma.

4.3.2 Cortante basal estática y Factores de escala

En el análisis, el programa calculó la cortante en la base total, que es la suma de las reacciones horizontales en la base de todos los elementos verticales, para cada dirección. A partir de estos valores y la cortante estática (ecuación 4.1), se calculará en la **Tabla 4.17** los factores de escala en cada dirección. Ya que el edificio tiene irregularidad (esquinas entrantes), se usará el 90% de la cortante estática:

$$f_o = \frac{0.9 V_{est}}{V_{din}}$$

Tabla 4.17 Factor de escala para ambas direcciones de análisis

Dirección	V_{din} (ton)	V_{est} (ton)	90% V_{est} (ton)	f_o
X	422			1.19
Y	398	560	503	1.27

Se obtiene entonces **la cortante basal de diseño para el modelo del edificio: 500 ton**. Recordando que el edificio pesa en total 2090 ton, esta fuerza representa el 24% de su peso.

4.3.3 Desplazamientos y derivas

Tal como se ha venido haciendo a lo largo de la tesis, los desplazamientos que se tomarán para el diseño serán los que suceden en el régimen inelástico. Esto se debe a que para el sismo de diseño (sismo severo), se espera que la estructura haya sufrido daño, producto de importantes incursiones inelásticas. Ya que se usa un modelo elástico para simular el sismo, la forma más simple de aproximarse a ese comportamiento es multiplicando los desplazamientos por un factor ($0.75R$, según el Art. 16.4 de la NTE 0.30), como se hizo en la **Tabla 4.18**.

Existen maneras más “precisas”, o en todo caso coherentes a cada estructura analizada, de aproximarse al problema dinámico de estructuras inelásticas, pero esta es probablemente la más sencilla de aplicar. Por ello, todas las oficinas que trabajan con la Norma Sismorresistente vigente, hallan los desplazamientos y derivas con el factor mencionado.

Tabla 4.18 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico

Piso	Desplazamientos (mm)		Derivas	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
7	27.5	38.2	0.0017	0.0034
6	23.5	31.5	0.0019	0.0035
5	19.1	24.7	0.0019	0.0034
4	14.6	17.9	0.0019	0.0031
3	10	11.4	0.0018	0.0026
2	5.7	5.9	0.0015	0.0020
1	2.2	1.8	0.0009	0.0009

Los desplazamientos en la dirección X-X son notoriamente menores que los de la dirección perpendicular. Esto se debe a los grandes muros con los que se cuenta en la dirección larga, que le proporcionan al edificio una gran rigidez lateral. La diferencia entre ambas direcciones se puede observar mejor en la **Fig. 4.5**.

El gráfico también da una muestra de la forma deformada del edificio (sería una envolvente pues se trata de desplazamientos máximos). Se tiene un muy bajo desplazamiento relativo en los dos primeros pisos, lo que descarta totalmente la posibilidad de piso blando, con valores comparables en las dos direcciones. La

diferencia entre las dos curvas se empieza a visualizar a partir del tercer piso, donde los desplazamientos relativos tienden a un valor constante. Esta última afirmación puede ser confirmada cuantitativamente con ayuda de las derivas.

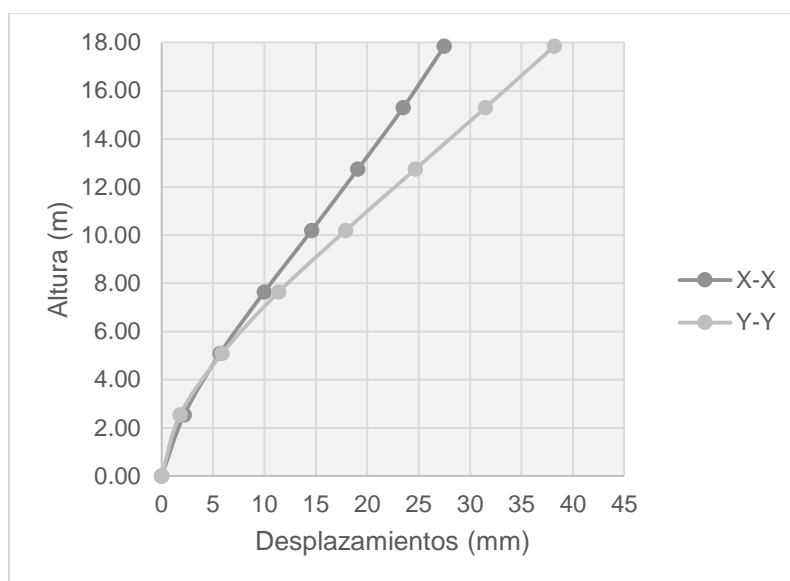


Fig. 4.5 Desplazamientos del centro de masa para las dos direcciones del edificio

Vuelven a llamar la atención en la **Tabla 4.18** las bajas derivas, especialmente en la dirección X-X. A pesar de que se redujeron las dimensiones de los muros principales, la rigidez siguió siendo importante. Este hecho es favorable en todos los aspectos: se logrará un adecuado comportamiento del edificio ante sismos, usando tan solo dos muros largos de 20 cm de espesor. Sin embargo, se debe hacer hincapié en el diseño de los muros, para lograr una capacidad acorde a las grandes fuerzas internas a la que estará sometido (ver **Subcapítulo 6.4** y **Anexo 2**).

4.3.4 Desplazamientos máximos y medios – Verificación de torsión

Los desplazamientos máximos y medios, que se presentan en la **Tabla 4.19**, permitirán saber si existe o no torsión en el edificio analizando cada una de las direcciones. La Norma exige trabajar con desplazamientos relativos máximos y promedios de cada piso: si la razón (ratio) de los dos sobrepasa 1.3, en algún piso o dirección, se calificará el movimiento del edificio como torsional, lo cual implica una irregularidad importante.

Ya que ningún ratio se acerca si quiera al límite de 1.3, se puede afirmar, con respaldo de la Norma y el modelo, que el edificio no tendrá problemas de torsión.

Tabla 4.19 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones

Piso	Análisis en X-X			Análisis en Y-Y		
	Δ max (mm)	Δ prom (mm)	Ratio	Δ max (mm)	Δ prom (mm)	Ratio
7	30.2	29	1.04	47.3	43.1	1.10
6	25.6	24.7	1.04	38.6	35.3	1.09
5	20.7	20	1.04	29.8	27.5	1.08
4	15.6	15.1	1.03	21.5	19.9	1.08
3	10.6	10.3	1.03	13.9	12.8	1.09
2	6	5.9	1.02	7.2	6.6	1.09
1	2.2	2.2	1.00	2.2	2	1.10

4.3.5 Fuerza cortante en la base de los muros

De las reacciones en la base de los muros, la más relevante para el análisis sísmico es la fuerza cortante en su plano. Estas fuerzas para el sismo en X-X, debidamente escaladas, se muestran en la **Tabla 4.20**.

Tabla 4.20 Cortantes en Muros en la Dirección X-X

Muro	V _x (ton)	%V _{basal}
PL-09	161	32%
PL-10	302	60%
	463	92%

Considerando que la cortante basal de diseño (90% de la cortante estática) es 500 ton, el porcentaje que toman los muros en la dirección X-X es 92%, y las columnas (y muros en la dirección perpendicular) solo 8%.

En esta dirección se tiene un porcentaje mayor de la cortante de los muros respecto a la total, llegando al 94%. En la tercera columna de la **Tabla 4.19** se ve que, de las placas proyectadas, las que se llevan mayor porcentaje de cortante son PL-01 y PL-04, que son justamente los muros más largos y, por ende, más rígidos.

Tabla 4.19 Cortantes en Muros en la Dirección Y-Y

Muro	Vy (ton)	%V _{basal}
PL-01	96	19%
PL-02	36	7%
PL-03	41	8%
PL-04	110	22%
PL-05	71	14%
PL-06	36	7%
PL-07	41	8%
PL-08	46	9%
	476	95%

Se concluye entonces que, en ambas direcciones de análisis, el edificio se comportará como un **Sistema de Muros de Concreto Armado**, y no como uno Dual, tal como lo define la Norma. Esta afirmación será especialmente importante a la hora de considerar los requerimientos sísmicos para el diseño de vigas, columnas y placas.

4.3.6 Juntas de separación

El edificio colinda con otro en el mismo condominio, por lo que se tendrá que considerar una junta sísmica entre los dos. Ya que no se conocen los desplazamientos del otro edificio, el cálculo vendrá dado por (Artículo 15, E.030):

$$s = 3 + 0.004(h - 500) > 3$$

$$s = 9 \text{ cm}$$

Por lo tanto, junta sísmica será de 10 cm por lo menos. Este número se considera más que suficiente, pues se proveyó al edificio de una rigidez mayor a la exigida por Norma.

4.3.7 Cargas sísmicas en elementos estructurales

Habiendo culminado el diseño sísmico del edificio, a nivel macro, corresponde ahora revisar las fuerzas internas en los distintos elementos para su posterior diseño (**Capítulo 6**). Para finalizar el capítulo de análisis sísmico, se presentarán las fuerzas de diseño para los elementos estructurales con mayor responsabilidad sísmica. Estas fuerzas internas fueron calculadas por el programa ETABS, en el modelo que se ha venido utilizando en este capítulo.

En el eje E se encuentra la viga V-05, empotrada en placas en sus dos extremos. Al fungir de viga de acoplamiento de los muros PL-03 y PL-07 (aunque para la Norma, técnicamente, no lo es), estará sometida a momentos sísmicos bastante altos, especialmente porque tiene luces reducidas (por sus apoyos intermedios). En la **Fig. 4.6**, se muestra el Diagrama de Momentos Flectores Sísmicos de la viga, en el piso con mayor sollicitación.

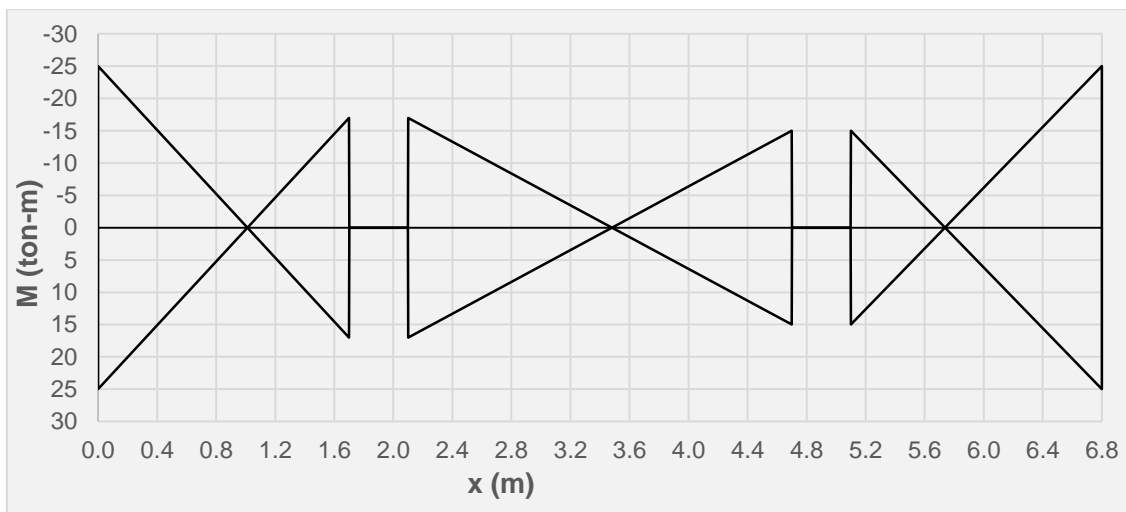


Fig. 4.6 DMF (envolvente) de viga V-05 (solo momentos sísmicos)

La viga V-05 tiene el diagrama de momentos típico de una viga sísmica, con grandes momentos en los extremos (del orden de 20 ton-m) que disminuyen notoriamente hacia el centro de la luz. Obsérvese también que los dos sentidos del sismo ocasionan una “inversión” de momentos: donde suelen haber solo momentos negativos (por carga vertical), también deberá colocarse refuerzo inferior. Las cortantes de sismo (ya en estado último) asociadas a este diagrama son 24 y 11 ton, para la luz extrema y central, respectivamente.

De los elementos verticales que soportan al edificio, definitivamente son las placas las de mayor responsabilidad sísmica (se llevan más de 90% de la cortante de sismo) y por tanto es imposible pasar por alto las fuerzas internas que induce el análisis espectral en las placas idealizadas (elementos ‘shell’).

En la **Fig. 4.7** se tiene el diagrama de momentos flectores de la placa PL-04, la cual, según la **Tabla 4.19**, es la más sollicitada en la dirección Y-Y, y se desarrollará su diseño más adelante en esta tesis. El diagrama sugiere, acertadamente, que no habrá puntos de inflexión en la placa y que esta se comportará como una “viga volada” ante las cargas sísmicas, lo cual lo diferencia claramente de una columna.



Fig. 4.7 DMF del muro PL-04 para el Sismo en Y-Y

Los momentos en la placa varían en gran medida a lo largo de la altura de la misma, desde momentos del orden de los 1000 ton-m en la base hasta un valor casi nulo en la cima del edificio. El momento decrece fuertemente hasta el quinto entrepiso, donde se empieza a tornar constante.

Por último, en la **Tabla 4.20**, se muestran las fuerzas sísmicas por piso que se usarán para el diseño de la placa: carga axial (que es a la vez tracción y compresión, por los dos sentidos del sismo), fuerza cortante (en el plano del muro) y el momento flector.

Tabla 4.20 Fuerzas sísmicas del muro PL-04

Piso	P (ton)	V (ton)	M (ton-m)
7	1.9	21	58
6	4.5	28	80
5	7.1	50	156
4	9.5	71	306
3	11.8	90	513
2	13.6	108	773
1	14.8	110	1035

Capítulo 5: Análisis por carga vertical

Además de las cargas sísmicas, derivadas del análisis del capítulo anterior, es imprescindible realizar un análisis de las cargas provenientes del peso propio de la edificación (elementos estructurales y no estructurales) y de sus ocupantes. Para ello, en este capítulo se cuantificarán las cargas verticales que actúan sobre las losas, vigas, columnas, etc., y se calcularán sus efectos sobre cada elemento.

El análisis se llevará a cabo usando el método aproximado de áreas tributarias, calculando (metrando) las cargas a partir de los planos. Luego, se crearán en un programa de cómputo (como SAP2000) modelos simplificados de cada elemento estructural, tratando de replicar sus dimensiones (ver **Subcapítulo 3.2**) y condiciones de borde, sobre los cuales se colocarán las cargas calculadas. Los “efectos” mencionados en el párrafo anterior se obtendrán de este análisis computarizado, en forma de momentos flectores, fuerzas cortantes o axiales, y serán la base del diseño

El modelo tridimensional del edificio creado para el análisis sísmico del **Capítulo 4** no será usado en el análisis por carga vertical, salvo en caso se quiera usar los resultados del programa para corroborar los números del metrado manual. Se decidió usar el método “clásico”, pues se considera que existen ciertas desventajas en usar el modelo creado en ETABS para el análisis por cargas de gravedad, y que deben ser tomadas en cuenta en caso se decidiese usar el programa para estos fines:

- El análisis de losas implicaría necesariamente un metrado. Ya que estas se definieron en el modelo como membranas, que solo transmiten cargas sobre ellas a los apoyos, sería imposible leer en el modelo las fuerzas internas en las viguetas.
- Para el análisis de vigas, sería necesario realizar en el modelo una corrección de deformaciones axiales de las columnas por proceso constructivo. Debido a que dichas deformaciones inducen flexión en las vigas, las fuerzas internas estarían sobrevaloradas. Los programas actuales ofrecen la posibilidad de corrección, pero la precisión de los resultados puede que no valga el trabajo adicional en el modelamiento.
- El modelo tridimensional puede dar una falsa sensación de exactitud, ya que no se tomaron en cuenta algunos detalles en el modelamiento. Las vigas no se dibujaron con la misma luz libre que figura en los planos, porque las columnas se colocaron centradas en los nudos de la grilla. Esta variación en la luz podría originar inexactitudes en su rigidez y en el momento flector.

En proyectos de ingeniería no se suelen llegar a resultados exactos: de lo único que se tiene certeza es que la estructura materializada no se comportará exactamente como

fue calculado, por más sofisticados sean los procedimientos utilizados. Sea cual fuese el método de análisis utilizado, es conveniente hacer cálculos rápidos que lleven a un valor aproximado (que esté por lo menos en el orden de magnitud de lo que sucederá en la estructura real) para usarlo en el diseño.

Los procedimientos usados para cuantificar las fuerzas internas de los distintos elementos estructurales se detallarán en los siguientes subcapítulos.

5.1 Análisis de losas

Tratándose de aligerados unidireccionales, el análisis y diseño se hará para una sola vigueta por cada franja típica de losa (porción de la losa que tiene las mismas cargas en la dirección de análisis). El modelo asumirá que las vigas en las que se apoyan los aligerados no se deflectarán: los puntos de apoyo podrán rotar pero no desplazarse. Por tanto, dichos puntos se modelarán como simplemente apoyados, lo cual es una aproximación que se hace en aras de un rápido análisis. Sería posible incluir todos los detalles de la estructura real en un modelo numérico, como lo son las deflexiones de los puntos de apoyo, y conseguir resultados aparentemente más exactos. Sin embargo, es comprobada la eficacia de este modelo simplificado para los propósitos del diseño estructural (San Bartolomé, 1994).

En este subcapítulo, se describirá el análisis del aligerado comprendido entre los ejes C y D, tal como se ve en la **Fig. 5.1**: se analizará la vigueta que recorre toda la dimensión corta del edificio, desde el eje 1 hasta el 5. Se modelará como una viga continua de cuatro luces con apoyos simples, incluyendo un extremo en voladizo a cada lado.

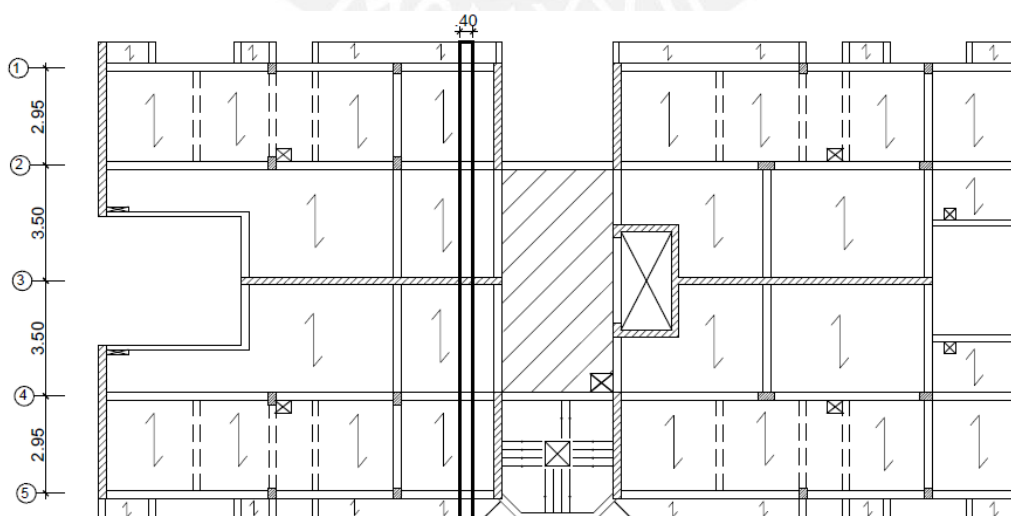


Fig. 5.1 Vigueta analizada en planta típica

La Fig. 5.2 grafica el metrado de cargas de una vigueta típica del aligerado entre los ejes C y D, de uno de los pisos típicos, para los casos de carga muerta y viva. Se indican también las luces de cada tramo (a ejes) en metros.

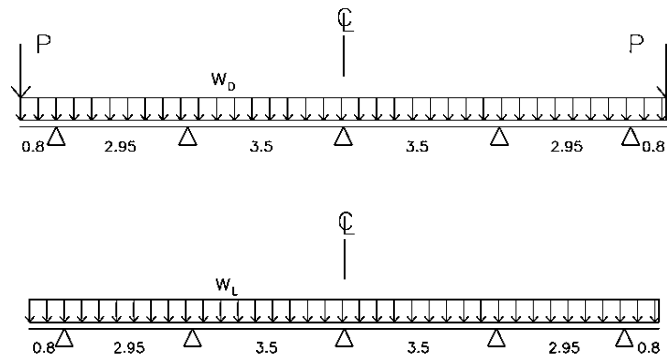


Fig. 5.2 Modelo geométrico de la vigueta con Carga Muerta (arriba) y Viva (abajo)

Recordando el metrado que se hizo en el **Subcapítulo 4.2.1**, la carga muerta y viva repartida sobre las losas era, respectivamente, 0.38 ton/m² (peso propio y 0.1 ton/m² de piso terminado) y 0.2 ton/m². Ahora, es posible calcular la carga por metro lineal en una vigueta con una franja tributaria de 0.4 m de ancho.

$$w_D = (0.38)(0.4) = 0.152 \text{ ton/m}$$

$$w_L = (0.2)(0.4) = 0.08 \text{ ton/m}$$

Las cargas puntuales representan los tabiques que se ubican en el extremo de los tramos volados, perpendiculares a la vigueta. El tabique pesa 480 kg por metro lineal, pero como la vigueta solo toma 0.4 m del tabique, la carga puntual es:

$$P = (0.48)(0.4) = 0.192 \text{ ton}$$

Calculadas las cargas de gravedad, queda definir la forma en que se combinarán para obtener la resistencia requerida para el diseño a la rotura. La combinación de carga última que usará es la especificada por la Norma E.060 para cargas verticales únicamente.

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad \dots (5.1)$$

Toda la información aquí descrita fue usada para crear el modelo numérico de la vigueta en SAP2000. Al ejecutar el análisis, se obtiene del programa el diagrama de momento flector de diseño, que se observa en la Fig. 5.3. Se muestra solo la mitad de la vigueta, pues existe simetría (ver Fig. 5.2).

Las secciones críticas son nombradas S1, S2, S3, S4 y S5, y así serán referenciadas a lo largo del texto. S1 es la sección ubicada en el eje de simetría de la vigueta.

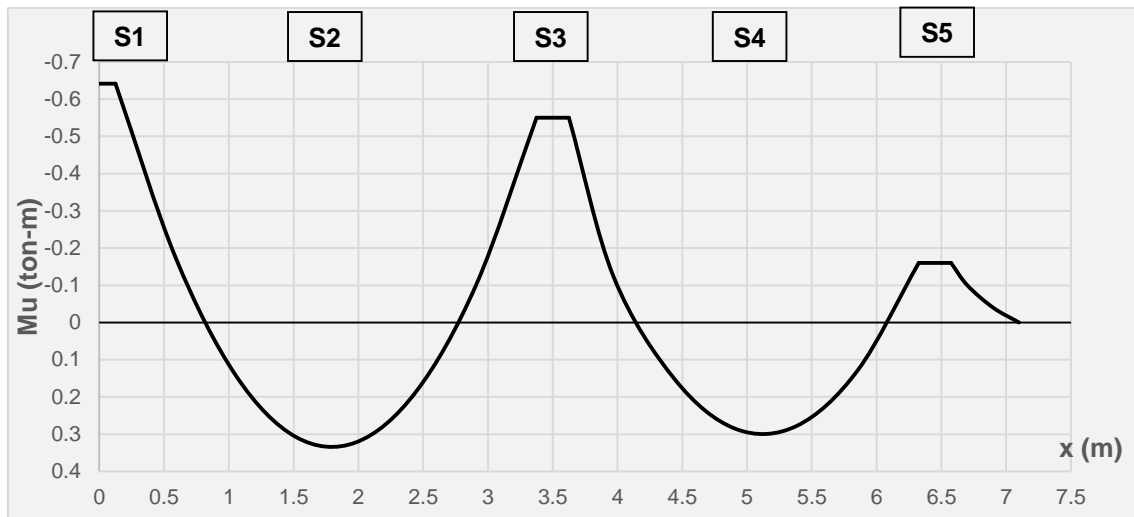


Fig. 5.3 Diagrama de Momentos Flectores correspondientes a CU

Debido a que se tiene una sobrecarga tan baja, se puede suponer que realizar una alternancia no tendrá mayor efecto en los momentos máximos.

$$\frac{w_D}{w_L} = \frac{540 \text{ kg/cm}^2}{200 \text{ kg/cm}^2} = 2.7$$

Con una relación carga muerta entre carga viva de 2.7 se esperaría un aumento del orden de 30% en el momento positivo en uno de los tramos centrales y un incremento aún menor en el resto de picos (Ottazzi, 2014). Dado que es una pequeña diferencia con respecto al valor base, la alternancia podría dejarse de lado. No obstante, se realizará solamente para esta vigueta y comprobar si efectivamente es prescindible. En la Fig. 5.4 se muestran las dos distribuciones de carga viva, para calcular los momentos máximos positivos y negativos, respectivamente. Recuérdese que la vigueta es simétrica.

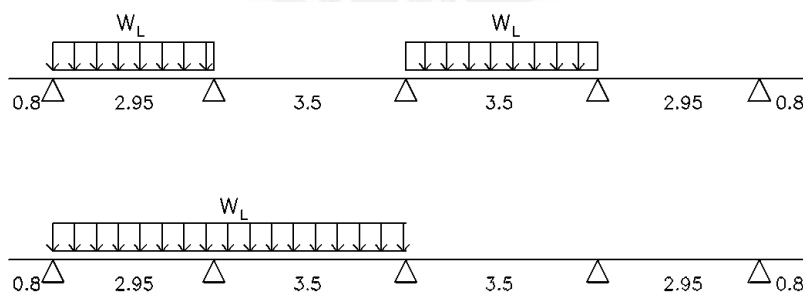


Fig. 5.4 Distribución de carga viva para la alternancia

Se crearon casos de carga para cada una de estas distribuciones de carga viva. El diagrama de momentos flectores, o más bien la envolvente, de las tres combinaciones

de carga última (combinación base más dos combinaciones con alternancia) se muestra en la **Tabla 5.1**.

Tabla 5.1 Momentos máximos en la vigueta sin y con alternancia

Sección		S1	S2	S3	S4	S5
Sin alternancia	M- (ton-m)	0.65		0.59		0.20
	M+ (ton-m)		0.29		0.28	
Con alternancia	M- (ton-m)	0.66		0.63		0.20
	M+ (ton-m)		0.31		0.35	

Comparando los valores de la **Tabla 5.1**, llama la atención lo parecidos que son los momentos a pesar de la alternancia. La mayor semejanza sucede en el momento positivo de los tramos exteriores (en la sección S4): con una diferencia de 25% respecto al valor base. El resto de momentos máximos no han sufrido mayor incremento, por lo que no se justifica el uso de la alternancia y se comprueba lo supuesto párrafos arriba. Es imaginable, además, que tratándose de un edificio de viviendas, la posibilidad de que suceda la distribución de una carga viva alternada es bastante remota.

Como se recuerda, se tiene una losa maciza en el hall central de cada piso. Esta será armada en ambas direcciones, puesto que en las dos sufre flexión por cargas de gravedad. No obstante, sus dimensiones llevan a pensar que se trata de una losa en una dirección, pues un lado es aproximadamente el doble del otro y su comportamiento será más parecido al de un elemento unidireccional. Por lo tanto, se analizará la losa de manera similar a la vigueta anterior, salvo que solo contará con un tramo y su área tributaria tendrá un ancho unitario.

5.2 Análisis de vigas

El análisis por cargas de gravedad de vigas es muy parecido al que se hizo para las losas, ya que ambos son elementos sometidos a flexión. La diferencia radica en que las vigas son elementos con una mayor área tributaria y son las que transmitirán las cargas provenientes de las losas hacia las columnas. Por esta razón, se hará un metrado de cargas en las losas que se sitúan en el área de influencia de la viga, así como otras cargas que la afecten (volados, tabiques ubicados sobre la viga). El área de influencia de una viga es aquella área de una losa de techo, donde la aplicación de un peso, se traducirá en una carga significativa en dicha viga.

Los modelos de vigas se realizarán simplificando el problema hiperestático, como lo sería el analizar un elemento que es parte de un todo (el edificio), en teoría imposible de aislar. Como se mencionó en la introducción de este capítulo, el metrado se hará por áreas tributarias. Las viguetas que tributan a la viga en cuestión se idealizarán como biarticuladas en cada uno de sus tramos. Esto significa que cualquier tramo de la losa tributará con la misma carga a cada una de las dos vigas en las que está apoyado (San Bartolomé, 1994).

Asimismo, se simplificarán las condiciones de borde de las vigas. Se conoce que la gran mayoría de vigas del edificio no están aisladas, sino que pertenecen a un pórtico y, por esto, las columnas del entrepiso inmediato superior e inferior a la viga le aportarán a los nudos rigidez al giro. Sin embargo, se despreciarán los efectos que tienen todo el resto de entrepisos. Esto quiere decir que las cargas verticales en cualquier otro piso no afectarán al modelo de la viga analizada. Por ello, para cada viga se modelará un pórtico de dos pisos, con columnas empotradas en sus extremos.

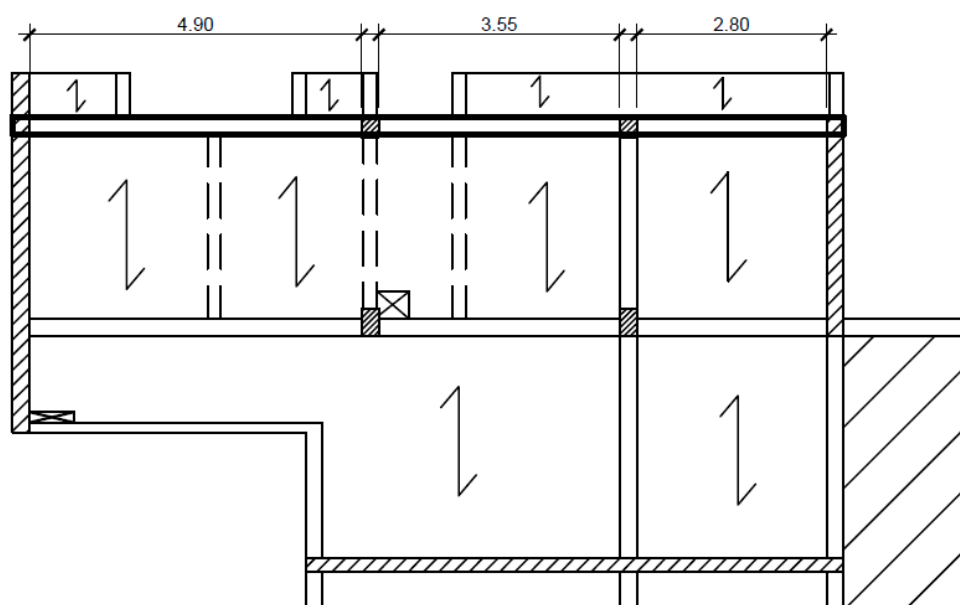


Fig. 5.5 Viga V-01 en planta típica

El modelado se explicará mejor con un ejemplo. Para ello, se analizará la viga V-01, la cual tiene tres luces, y se resalta en la Fig. 5.5.

Se observa en la Fig. 5.5 que hay una considerable diferencia entre las luces libres de la viga, que supera al 20% de la luz corta, imposibilitando la aplicación del método de los coeficientes para un análisis rápido. La Fig. 5.6 representa el modelo del pórtico de la viga V-01 y la carga muerta del metrado. Las vigas tienen su luz (a ejes) en metros en la parte inferior. La altura de entrepiso es 2.55 m.

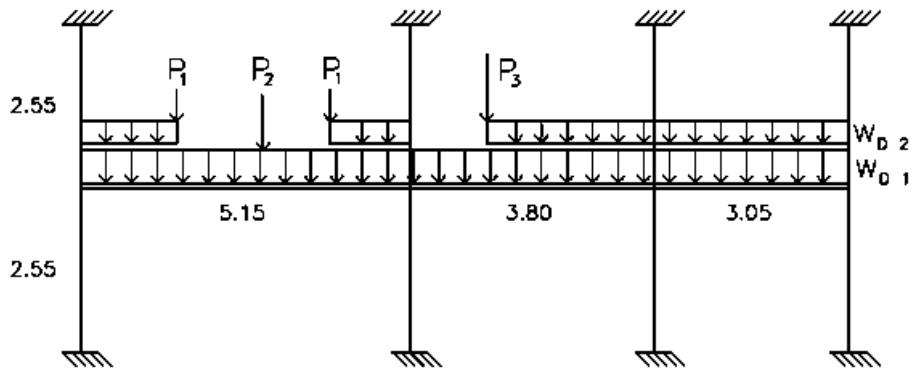


Fig. 5.6 Modelo geométrico de la viga con carga muerta

La carga muerta distribuida w_{D1} es la proveniente de las losas del interior del edificio sumada al peso propio de la viga. La carga w_{D2} proviene de los volados que se apoyan en la viga, incluyendo la tabiquería del extremo del edificio.

$$w_{D1} = w_{losa} + w_{pp} = 0.75 \text{ ton/m}$$

$$w_{D2} = 0.7 \text{ ton/m}$$

Las cargas puntuales se deben a las viguetas que tributan a la viga.

$$P_1 = 0.5 \text{ ton} \quad P_2 = 0.8 \text{ ton} \quad P_3 = 1.2 \text{ ton}$$

Luego, se hizo el metrado de carga viva, de forma similar. Como se puede ver en la Fig. 5.7, la distribución de cargas sobre la viga es idéntica, si no fuese por la ausencia de fuerzas puntuales (las viguetas no transmiten carga viva). No se usará alternancia, ya que se cree que si es que se alterna una sobrecarga tan baja no ocasionará mayor cambio en los momentos últimos.

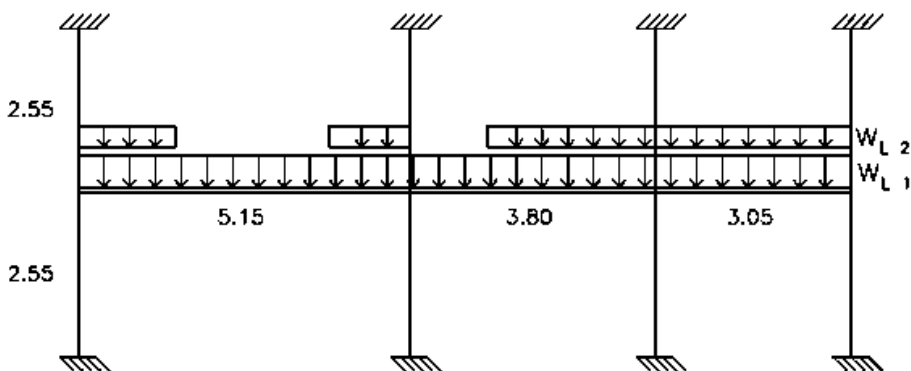


Fig. 5.7 Modelo geométrico de la viga con carga viva

$$w_{L1} = 0.25 \text{ ton/m} \quad w_{L2} = 0.1 \text{ ton/m}$$

El modelo del pórtico se resolvió en SAP2000 y se obtuvieron, como se ve en la **Fig. 5.8**, los diagramas de momentos flectores de carga muerta y viva, superpuestos con línea negra y gris, respectivamente.

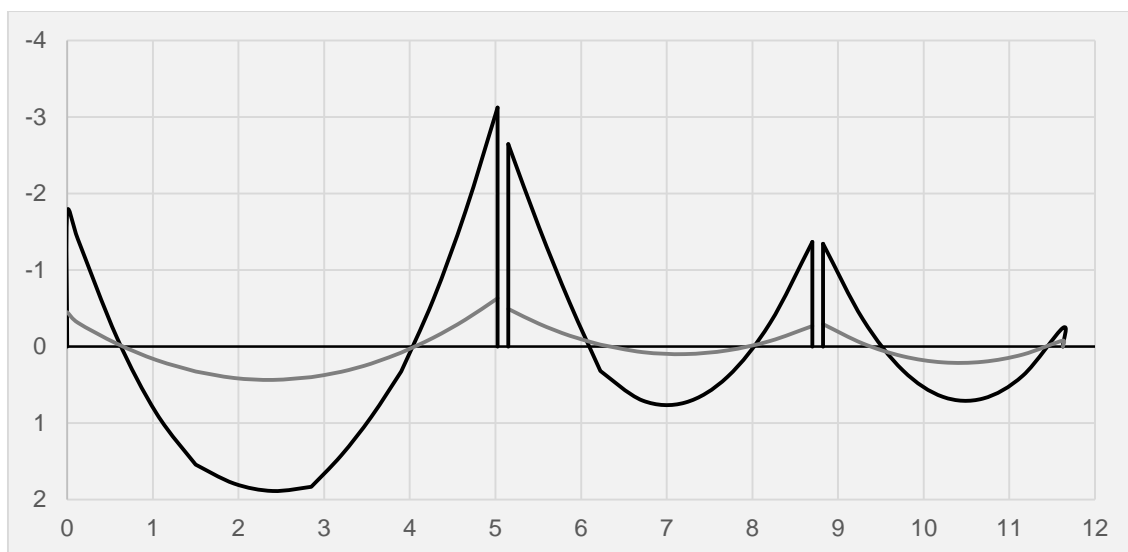


Fig. 5.8 DMF de la viga para carga muerta (trazo oscuro) y carga viva (trazo claro)

Para las losas era fácil encontrar la carga última: ya que estas no se diseñan para resistir cargas de sismo, solo se tenía una combinación de cargas posible. Para las vigas, dependiendo de los momentos de sismo, cobrarán relevancia las otras cuatro combinaciones de la Norma E.060. Si bien no competen a este capítulo los momentos del análisis sísmico, se mostrarán oportunamente durante la fase de diseño para hacer las combinaciones de carga última.

5.3 Análisis de columnas

El análisis de carga axial de columnas se realizará simplificando al máximo el problema real, el cual significaría tomar en cuenta la hiperestaticidad del edificio, tomando la fuerza que transmiten las vigas a las columnas. Esto sería posible en el software ETABS, y ciertamente no cuesta trabajo adicional el revisar los resultados del programa, ya que las cargas de gravedad han sido ingresadas al programa. Sin embargo, en este proyecto se diseñará con los valores del metrado por áreas tributarias. Aunque, esto no significa que no se pueda verificar posteriormente que las cargas axiales calculadas estén en el orden de magnitud de las que indica el programa de cómputo.

Para hacer el análisis de cargas axiales presentes en la columna no se resolverá un modelo geométrico, tal como se hizo con las losas y vigas. El cálculo de la carga axial

se limitará a sumar las cargas de gravedad dispuestas en el área tributaria de la columna correspondiente (un metrado). Al fin y al cabo, parece lógico pensar que las cargas en la losa se repartirán de manera casi equitativa entre los apoyos verticales.

El análisis descrito se hizo para la columna C6, que es una de las más esforzadas axialmente. El área tributaria se señala en la planta típica del edificio de la **Fig. 5.9**. Esta tiene un valor de 10.5 m² por piso.

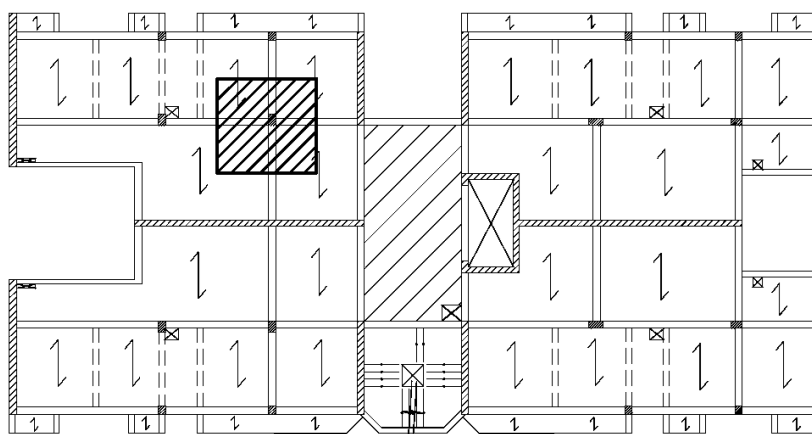


Fig. 5.9 Área tributaria de C6

La carga axial muerta (P_D) proviene del área tributaria (incluyendo tabiquería), el peso de las vigas tributarias y el peso propio de la columna. La carga viva (P_L) proviene únicamente de la losa y puede ser reducida, según estipula la Norma E.020 Cargas. En la **Tabla 5.2**, se resume el metrado de cargas para la columna C6, así como la carga axial en servicio y la carga última, correspondiente a la primera combinación de cargas (correspondiente a solo cargas verticales, ecuación 5.1).

Tabla 5.2 Metrado de cargas axiales para la columna C6

Piso	At (m ²)	P _D (ton)	P _L (ton)	P _L reduc. (ton)	Con reducción de Carga Viva		Sin reducción de Carga Viva	
					P _{serv} (ton)	P _u (ton)	P _{serv} (ton)	P _u (ton)
7	10.5	4.9	1.1	1.1	5.8	8.4	5.8	8.4
6	21	12.5	3.2	3.0	15.3	22.3	15.4	22.5
5	31.5	20.2	5.3	4.4	24.1	35.0	25.0	36.5
4	42	27.8	7.4	5.5	32.7	47.5	34.5	50.6
3	52.5	35.4	9.5	6.6	41.3	59.8	44.1	64.6
2	63	43.1	11.6	7.6	49.8	72.0	53.7	78.6
1	73.5	50.7	13.7	8.6	58.2	84.1	63.3	92.7

En la **Tabla 5.2** se trabajó con la carga viva reducida y sin reducir, llegando a dos cargas últimas (de diseño). No obstante, en el primer piso, donde siempre se tienen las cargas axiales máximas, se ve, en los valores resaltados, que la diferencia entre cargas últimas es de 8 ton solamente. Esta pequeña disminución en la carga de diseño saca a relucir (nuevamente) la baja área tributaria que se ha definido para cada columna (en este caso se tiene un área total de 73.5 m²). Este hecho, combinado con que se tiene una sobrecarga baja en comparación con la carga muerta, ocasiona que la reducción de la carga viva tenga poco efecto en el estado último. En la etapa de diseño, se verá si la carga reducida logra en realidad una “reducción”, valga la redundancia, significativa en la cuantía de acero requerida.

Con el simple objetivo de comprobar que los resultados del metrado sean congruentes con el modelo numérico en ETABS, se verá en la **Tabla 5.3** cuanto difiere la carga última calculada “aproximadamente” del valor más “exacto” que arroja el software. Para tener una comparación coherente, se usarán cargas últimas con carga viva sin reducir (como las calcula ETABS).

Tal como se ve en la **Tabla 5.3**, la diferencia entre los valores es en general bastante baja, lo que indica que el modelo computacional respalda los cálculos de carga axial. Aunque con esto no se intenta de ninguna manera decir que los números son los verdaderos (obsérvese el error incurrido en el metrado la columna C2), solo que se ha seguido una metodología de cálculo y aproximaciones acertadas.

Tabla 5.3 Comparación de cargas axiales calculadas con el software y el metrado para cada columna en el primer piso

Columna	ETABS Pu (ton)	Metrado Pu (ton)	Error
C1	79	69	13%
C2	64	64	0%
C3	75	63	16%
C4	56	49	12%
C5	120	114	5%
C6	81	93	15%
C7	121	135	12%
C8	89	94	6%

Recordando la definición de columna, un elemento sometido simultáneamente a compresión y flexión, no se debería dejar de lado el cálculo de momentos flectores por cargas de gravedad. Esto se puede lograr con un modelo de la columna que tome en

cuenta las vigas adyacentes a ella, que le transmiten momentos flectores. Sin embargo, mirando la **Fig. 5.9**, es evidente que cualquier flexión proveniente de un tramo de viga será equilibrada por el opuesto, debido a que las luces de las vigas son muy similares. Lo mismo sucederá con el resto de columnas internas que se tienen.

Esta última asunción se comprobará usando el modelo de ETABS. Con este se verá si vale la pena realizar un modelo geométrico para la columna a analizar. Se muestran en la **Tabla 5.4** los momentos correspondientes a la carga muerta y viva, así como la carga última para la primera combinación de la Norma E.060 (Expresión 5.1).

Tabla 5.4 Momentos de carga vertical en las columnas según el modelo en ETABS

M_D X (ton-m)	M_D Y (ton-m)	M_L X (ton-m)	M_L Y (ton-m)	M_U X (ton-m)	M_U Y (ton-m)
-0.6	0.8	-0.2	0.3	-1.2	1.5
-0.5	0.7	-0.2	0.2	-1.0	1.4
-0.5	0.7	-0.2	0.2	-0.9	1.3
-0.4	0.6	-0.1	0.2	-0.8	1.1
-0.3	0.5	-0.1	0.1	-0.6	0.9
-0.2	0.3	-0.1	0.1	-0.4	0.6
-0.1	0.1	0.0	0.0	-0.1	0.2

Al contrario de lo que sucedía con la carga axial, el momento máximo se encuentra en el último piso. Se ve que el efecto de la flexión por carga de gravedad es casi despreciable y podría imaginarse que primará la segunda combinación, que tiene en consideración el sismo. No debería adelantarse conceptos del diseño en concreto armado en este capítulo, pero las dimensiones que se le han proporcionado a la columna serán suficiente para tomar el momento máximo de la tabla, y por eso se dice que esta combinación no predominará en el diseño.

Ya que se sabe que se obtendrán momentos tan pequeños, hacer un análisis de cada columna se vuelve innecesario. En cambio, se usarán los momentos de carga vertical del modelo tridimensional para ser combinados con los de sismo automáticamente por el programa.

Si se ve de nuevo el plano (**Fig. 5.9**), se encontrará que incluso las columnas de borde no presentarán flexión importante, puesto que las losas transmiten las cargas en dirección perpendicular al lado del edificio donde se encuentra, ocasionando que el único momento “desequilibrado” provenga solamente del peso de una viga y el tabique sobre esta, si lo hubiera.

Por lo visto, será la carga axial la que controle el diseño de las columnas, especialmente en los pisos inferiores, puesto que estas se encuentran principalmente a compresión. No obstante, siempre se deberá verificar se tenga capacidad suficiente para resistir el momento último de la segunda combinación, o cual sea que predomine.

5.4 Análisis de muros

Los muros que se analizan en este capítulo, y que serán diseñados en el próximo capítulo, se les conoce mejor como placas (se les denomina también muros de corte o estructurales de concreto armado), nombre muy usado en nuestro medio y que será usado en esta tesis como sinónimo de “muro” ya que no se tienen ni muros portantes ni de contención en este proyecto. Esta estructura bidimensional se define como aquella que resiste principalmente las cargas laterales provenientes de sismos, que a su vez le inducen la flexión y cortante en su plano, proveyendo rigidez lateral al edificio (MacGregor, 2009).

No son muros portantes por definición, pero estas placas también tendrán la responsabilidad de transmitir cargas verticales a la cimentación, tal como lo hacen las columnas. Por ello, en este capítulo se tratará de cuantificar los efectos que tienen las cargas de gravedad sobre los muros. Las fuerzas sísmicas ya se calcularon en el software ETABS, en el Análisis Sísmico, y tendrán gran relevancia, no en este, sino en el próximo capítulo, Diseño en Concreto Armado.

Ya que el muro, si se habla de cargas verticales únicamente, cumple con la misma función que una columna, el análisis se realizará de una manera similar: con áreas tributarias. Se comprobó en el **Subcapítulo 5.3** que este método de análisis tiene una precisión adecuada y se usará para cuantificar las cargas que actúan sobre la placa.

A manera de ejemplificar de este procedimiento, se analizará el muro PL-04, ubicado en el eje H del edificio. En la **Fig. 5.10** se muestra el área tributaria del muro en cuestión. No obstante, se deben definir primero los tres puntos en donde caerán las cargas concentradas: P1, P2 y P3 servirán como columnas y el metrado se hará para cada uno de ellos. Cada uno de los puntos, que luego se diseñarán como núcleos confinados, tiene su respectiva área tributaria (A_i) en la losa adyacente, señaladas con distintas tonalidades en la **Fig. 5.10**.

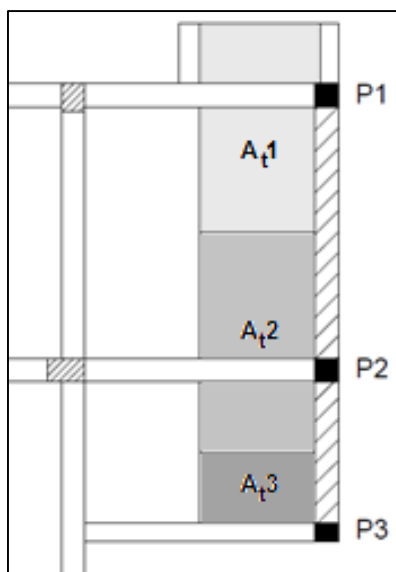


Fig. 5.10 Áreas tributarias para el muro PL-04

Asimismo, se tiene un punto adicional donde se concentrarán cargas: en el centro de gravedad del muro (CG) se tomará el peso propio de este, que también deberá ser considerado en el metrado. Las cargas axiales del metrado se encuentran expresadas en la **Tabla 5.5**, y el total es la carga en servicio del muro.

Para finalizar el análisis de muros por carga de gravedad se debería hacer una cuantificación de los momentos flectores que actúan en la placa seleccionada. Ahora bien, antes de calcular estos momentos (en la dirección Y-Y) correspondientes a cargas verticales de la misma forma como se hizo para la fuerza axial, convendría revisar el modelo en ETABS, donde ya se calcularon estos.

Tabla 5.5 Fuerzas axiales en PL-04 provenientes de cargas de gravedad

Piso	P1		P2		P3		CG	P _{servicio} total PL-04 (ton)
	P _D (ton)	P _L (ton)	P _D (ton)	P _L (ton)	P _D (ton)	P _L (ton)	P _D (ton)	
7	0.99	0.31	0.90	0.28	0.55	0.09	7.50	10.62
6	2.78	0.93	2.54	0.84	1.34	0.27	15.0	23.69
5	4.58	1.55	4.17	1.40	2.12	0.45	22.5	36.76
4	6.37	2.17	5.80	1.96	2.91	0.63	30.0	49.83
3	8.16	2.79	7.43	2.52	3.70	0.81	37.5	62.90
2	9.96	3.41	9.06	3.08	4.48	0.99	45.0	75.97
1	11.75	4.03	10.70	3.64	5.27	1.17	52.5	89.04

La idea es que, si la orden de magnitud de los momentos de carga de gravedad no es comparable con la de sismo, la primera sea despreciada durante el diseño, por lo que

incluir el cálculo en este capítulo sería irrelevante para el proyecto. Entonces, en la **Tabla 5.6** se comparan los momentos por carga vertical (calculados por el programa ETABS) y los momentos sísmicos (tal como se mostraron en el capítulo anterior).

Tabla 5.6 Comparación de los momentos sísmicos y de servicio para el primer y último piso de PL-04

	Caso	M (ton-m)
Piso 7	Muerto	0.88
	Vivo	0.02
	Sísmico	57.54
Piso 1	Muerto	6.27
	Vivo	1.75
	Sísmico	1034.88

El momento flector en servicio (la suma del caso de carga muerta y viva) es 2% y 1% del momento sísmico, para el séptimo y primer piso, respectivamente. Los números del análisis en ETABS respaldan que hacer un cálculo manual de los momentos flectores por carga vertical no serviría para el diseño: **la placa PL-04, como las demás, se diseñará para momentos provenientes solo de cargas sísmicas.**

5.5 Análisis de escaleras

En el análisis de escaleras se recurren a modelos bastante simplificados que permiten cuantificar los efectos que tienen las cargas de gravedad sobre ellas. El modelado y análisis es en realidad tan sencillo que dedicarle un subcapítulo a estas dentro del cálculo de losas hubiese sido más que suficiente, pero se les separa en una sección aparte ya a que se ha hecho lo propio con cada elemento estructural.

Previamente a crear el modelo geométrico de la escalera a analizar, es necesario definir cómo va a trabajar esta estructura de concreto armado. La escalera del edificio, adyacente al hall central, estará apoyada en las vigas de los ejes 4 y 5, y no en las placas que se encuentran a su costado, como se aprecia en la **Fig. 5.11**. Este comportamiento esperado se asumirá en este capítulo, pero recién se logrará al diseñar la escalera y armarla en la dirección escogida.

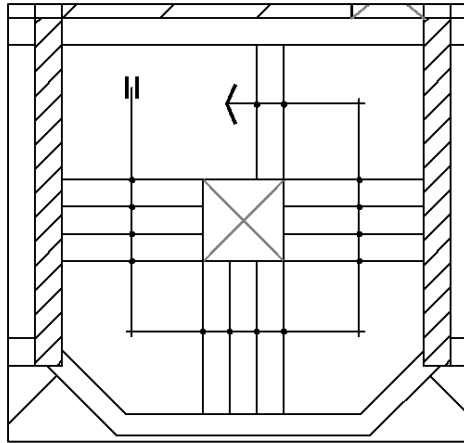


Fig. 5.11 Vista en planta de la escalera

Habr  un modelo típico de la escalera que se repetirá en todos los niveles, y otro que servirá para el primer tramo que se conecta al primer nivel, pues está apoyado en el suelo y no en la viga. Por lo tanto, la escalera se modeló como se muestra en los esquemas de la Fig. 5.12.

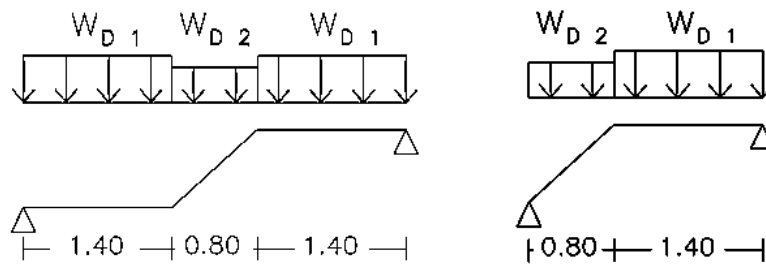


Fig. 5.12 Modelos usados para el análisis de la escalera

Los tramos horizontales corresponden a los descansos y los inclinados, a la garganta (estructura que sostiene las gradas). Para calcular las cargas muertas repartidas, es necesario cuantificar el peso propio de la escalera. El espesor (t) de la garganta se definió como 15 cm. Luego, el peso propio en la garganta se puede calcular con la siguiente fórmula (San Bartolomé. 1994). Los términos cp y p se refieren a la dimensión del contrapaso y del paso que son, respectivamente, 0.18 y 0.25 m.

$$pp_{garganta} = 2.4 \left(\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right) = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

El descanso es una losa de 20 cm de espesor, por lo que su peso propio es:

$$pp_{descanso} = (2.4)(0.2) = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

El análisis se hará con cargas por unidad de área (para una franja de escalera de 1 m). A los pesos propios anteriores se le sumará el peso del piso terminado (10 cm) para

calcular la carga muerta. Sin embargo, como se ve en la **Fig. 5.11**, el descanso también carga la mitad de la escalera transversal (en dirección X) y, por ello, se transportan a ella las cargas muertas (y vivas). Las cargas muertas netas por unidad de área para el descanso y garganta, respectivamente quedan:

$$w_{D1} = 0.8 \text{ ton/m}^2$$

$$w_{D2} = 0.76 \text{ ton/m}^2$$

La sobrecarga es la misma en todos los tramos de la escalera (0.2 ton/m^2). Recuérdese que el descanso resiste las cargas vivas del tramo transversal, por eso el peso repartido w_{L2} es mayor:

$$w_{L1} = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

$$w_{L2} = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

Analizando el modelo típico de escalera (el que se encuentra a la izquierda en la **Fig. 5.12**) con las cargas especificadas, se obtendrá el diagrama de momentos de diseño. En la **Fig. 5.13** se presenta el modelo del tramo analizado con el diagrama de momentos flectores correspondiente a la primera combinación de carga última (igualdad **5.1**).

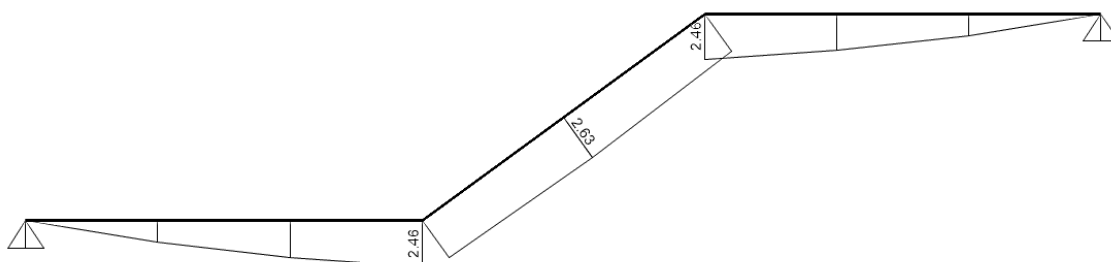


Fig. 5.13 DMF de carga última del tramo típico de la escalera

Los resultados del análisis, el diagrama anterior, indican que solo se presentan momentos positivos con un valor máximo y casi constante en la garganta de 2.60 ton-m . Si se analizara la escalera como una viga horizontal de largo 3.60 m , se llegaría a un momento de 2.4 ton-m , lo cual indica que se está trabajando en un correcto orden de magnitud.

En el siguiente capítulo se diseñará la escalera con los momentos últimos calculados. A pesar de que parece que la totalidad de la flexión es positiva, se colocará un refuerzo superior para controlar las fisuras y algún momento negativo que no se ha considerado en el modelamiento (como en los apoyos).

Capítulo 6: Diseño en Concreto Armado

Ya en la etapa final del proyecto, se debe diseñar cada elemento estructural analizado previamente. El material escogido para la estructura es el concreto armado, de gran popularidad para edificaciones. Este material mixto (concreto más acero) tiene muchas ventajas y una de ellas es su buen comportamiento estructural, considerando lo relativamente simple que es su diseño.

En este proyecto, como se hace con casi la totalidad de proyectos estructurales actualmente, se aplicará el diseño por resistencia. En resumen, se buscará calcular cantidades de refuerzo que lograrán que todas las secciones transversales del elemento tengan, con cierto margen de seguridad, una resistencia última acorde con las solicitaciones calculadas. Estas solicitaciones serán resultado del análisis estructural realizados en los **Capítulos 4 y 5** (de cargas sísmicas y de gravedad, respectivamente) y deberán ser llevadas también al estado último.

El diseño se orientará en todo momento a un comportamiento dúctil. Debido a que se diseña el estado último de los componentes estructurales, es posible decidir cómo se desea que estos fallen. Por ejemplo, se deben tener límites en la cantidad de acero que se le coloca a una sección de una viga para evitar una falla frágil por compresión en el concreto, o hacer hincapié en el diseño por cortante (relacionado con una falla frágil) para impedir que se alcance la capacidad por cortante antes que por flexión (falla de naturaleza dúctil). La Norma de Diseño en Concreto Armado para edificaciones (NTE.060) facilita el trabajo del diseñador proveyendo pautas para lograr este comportamiento, paralelamente al logro de la resistencia requerida.

El fundamento teórico del diseño por resistencia se basa en las publicaciones que hace desde algunas décadas el Instituto Americano del Concreto (ACI) y se puede encontrar de manera extensiva en la bibliografía de esta tesis. A continuación se listan los principales parámetros que se aplicarán en el diseño de todos los elementos en este capítulo:

- La resistencia a la compresión del concreto (f'_c) en este proyecto se definió como 210 kg/cm². Su deformación unitaria en compresión última se toma como 0.003.
- El acero de refuerzo tendrá el usual esfuerzo de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm², así como un modelo constitutivo elastoplástico perfecto.
- Para elementos en flexión y flexocompresión, se utilizará el bloque de compresiones como modelo simplificado de esfuerzos en el concreto.
- Ya sea el diseño por cortante, flexión o flexocompresión, la resistencia de diseño deberá ser mayor o igual a la resistencia requerida. La primera es la resistencia

nominal (que depende de los materiales y la geometría del elemento) multiplicada por un factor de reducción, especificado en la Norma. La segunda proviene del análisis estructural y representa la mayor de las combinaciones de carga última.

6.1 Diseño de losas

Las losas de techado son las primeras en la gran cadena de elementos estructurales que componen el edificio (llámense vigas, columnas, placas, etc.). Esto quiere decir que, si bien tienen la menor responsabilidad estructural (el fallo de una losa, además de ser improbable, significaría un daño estructural reducido y pondría la vida pocas personas en peligro), son las que transmitirán las cargas de los ocupantes de la edificación a todos los demás elementos. Para ello, es necesario proveer a las losas con la capacidad suficiente para cumplir su misión.

Las losas, ya sean aligeradas o macizas, trabajan a flexión y se diseñarán para el propósito de resistirla. Aunque, se sabe que los momentos flectores en losas (como en vigas) vienen con fuerzas cortantes asociadas. Si bien en losas no se suele realizar un diseño por cortante, en el sentido de colocar refuerzo de acero transversal para que tome dichas fuerzas, se debe verificar que la sección definida para las viguetas cumpla con proveer la totalidad de resistencia requerida para el esfuerzo cortante.

Las losas aligeradas serán todas armadas en una dirección y de 17 cm de espesor, como se definió en la estructuración. Recordando lo descrito en el **Subcapítulo 5.1**, el análisis de aligerados se hizo para una vigueta de cada franja típica de losa, por lo que el diseño se realizará de la misma forma. La sección de la vigueta para todos los paños de losa aligerada, con sus respectivas dimensiones, es la que se muestra en la **Fig. 6.1**.

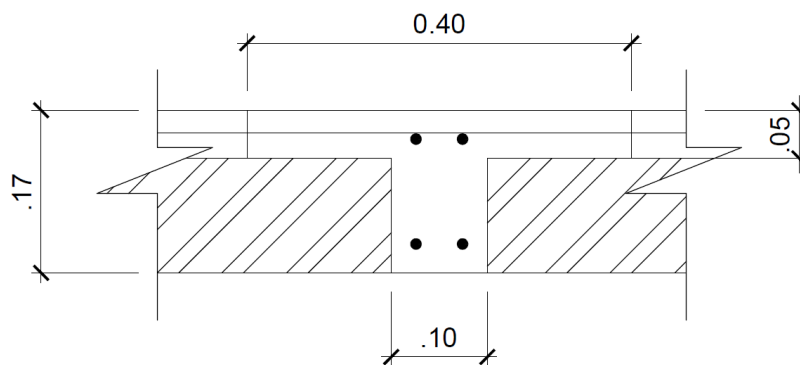


Fig. 6.1 Sección típica de las viguetas del aligerado

Por la forma de su sección transversal, la vigueta se asemeja a una viga T, de anchos de ala y de alma, 40 y 10 cm, respectivamente. No obstante, durante el proceso de cálculo de acero, las viguetas se asemejarán más a secciones rectangulares: para momentos negativos, el concreto comprimido estará contenido en el alma y por tanto se tomará el ancho de esta para el cálculo; para momentos positivos, en cambio, el bloque comprimido tendrá el ancho del ala (Ottazzi, 2014).

El diseño por flexión se basa en el equilibrio de la sección en el estado último, tanto para momentos como para fuerzas. Logrado el equilibrio de la sección, se deberá cumplir el requisito primordial del diseño por resistencia, en este caso aplicado a elementos en flexión pura: el momento nominal Mn de la sección (el momento resultante de la sección en estado de resistencia), debidamente reducido con el factor ϕ (igual a 0.9, para flexión pura), será mayor o igual al momento producido por las solicitaciones en estado último (Mu).

$$Mu \leq \phi Mn$$

Convirtiendo la desigualdad en ecuación, tomando el valor mínimo de la resistencia de diseño (la que se usará para los cálculos), se tiene:

$$Mu = 0.9 Mn \quad \dots (6.1)$$

El cálculo del área de acero requerido para lograr tal resistencia es solo una pequeña parte del proceso de diseño por flexión y es un procedimiento que puede ser fácilmente automatizable. Se mencionó en el preámbulo de este capítulo que se usaría la hipótesis del bloque de compresiones, lo cual facilita el cálculo. A partir de esta suposición, se tienen las siguientes ecuaciones de equilibrio, de fuerzas y momentos, respectivamente:

$$0.85 f'_c (b)(a) = f_y (As) \quad \dots (6.2)$$

$$0.85 f'_c (b)(a) \left(d - \frac{a}{2} \right) = Mn \quad \dots (6.3)$$

Siendo b y d (el ancho de la sección y su peralte efectivo, respectivamente), las variables conocidas. Estas ecuaciones se derivan de la teoría de la resistencia de materiales, tomando en cuenta las hipótesis listadas al inicio de este capítulo: para un momento último, se tendrá una única cantidad de acero en tracción que equilibre el bloque de compresiones del concreto. La variable a es la altura del bloque idealizado de compresiones y puede despejarse resolviendo simultáneamente las ecuaciones 6.1 y 6.3, y calculando la raíz de la ecuación cuadrática que resulta.

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{|Mu|}{(0.9)(0.85) f'_c(b)}} \quad \dots (6.4)$$

Conocido el valor de la altura del bloque de compresiones, se puede encontrar el acero requerido por las solicitaciones usando la ecuación **6.2**:

$$As = \frac{|Mu|}{(0.9)f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots (6.5)$$

Las ecuaciones **6.4** y **6.5** se usaron en una hoja de cálculo para determinar el área de refuerzo de cada vigueta. Se ve que la teoría detrás del diseño por resistencia puede ser extensa, por lo que se ha tratado de resumir al máximo en estos párrafos, que servirán también como fundamento para el subcapítulo de Diseño de Vigas.

6.1.1 Diseño por flexión de vigueta analizada

Como se recuerda, en el **Subcapítulo 5.1** se analizó la vigueta típica ubicada entre los ejes C y D y se encontraron los momentos máximos para los dos casos de carga de gravedad. También se realizó la combinación de diseño, puesto que no se precisaba conocer los momentos sísmicos, inexistentes para las losas.

A partir de los momentos últimos, se siguió el procedimiento de diseño por flexión, descrito previamente para calcular el refuerzo. En la **Tabla 6.1** se muestra el acero calculado para cada una de las cinco secciones críticas de la vigueta (reducida por simetría), así como el área de refuerzo que se decidió colocar.

Se tomará en cuenta el acero mínimo que propone la Norma E.060 para evitar fallas frágiles por agrietamiento. En el Capítulo 10, Artículo 5 de la Norma se proponen límites inferiores para el acero positivo y negativo, y en el caso de la sección de vigueta presentada en la **Fig. 6.1** se tiene:

$$As_{min}^+ = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$As_{min}^- = 0.91 \text{ cm}^2 \text{ o } As_{min}^- = 1.33(As_{calculado})$$

La última columna de la tabla muestra que en todas las secciones críticas se cumple el requisito del diseño por resistencia: las cinco secciones tienen una resistencia de diseño (ϕMn) igual o mayor que la resistencia requerida (Mu).

Tabla 6.1 Acero requerido y colocado en cada sección de la vigueta

Sección	Mu (ton-m)	As calculado (cm ²)	¿As _{min} ?	Barras colocadas	As colocado (cm ²)	φMn (ton-m)
S1	-0.65	1.39	No	2Ø3/8"	1.4	-0.65
S2	+0.30	0.55	No	2Ø8mm	1	+0.50
S3	-0.59	1.25	No	2Ø3/8"	1.4	-0.65
S4	+0.28	0.54	No	2Ø8mm	1	+0.50
S5	-0.20	0.39	1.3(0.39) = 0.5 cm ²	1Ø8mm	0.5	-0.25

Con el objetivo de lograr una optimización económica del diseño del refuerzo (aunque siempre teniendo como prioridad la seguridad de la estructura), se ajusta la longitud de las barras de acero a la forma del diagrama de momentos. No obstante, la Norma peruana exige no cortar el acero en los puntos "teóricos" del DMF y, por el contrario, dar cierta holgura a la longitud de los bastones (se recomienda revisar la explicación de esta exigencia de la Norma E.060 en los libros de Ottazzi y Blanco). Adicionalmente, se buscará que los bastones cumplan la longitud mínima de desarrollo.

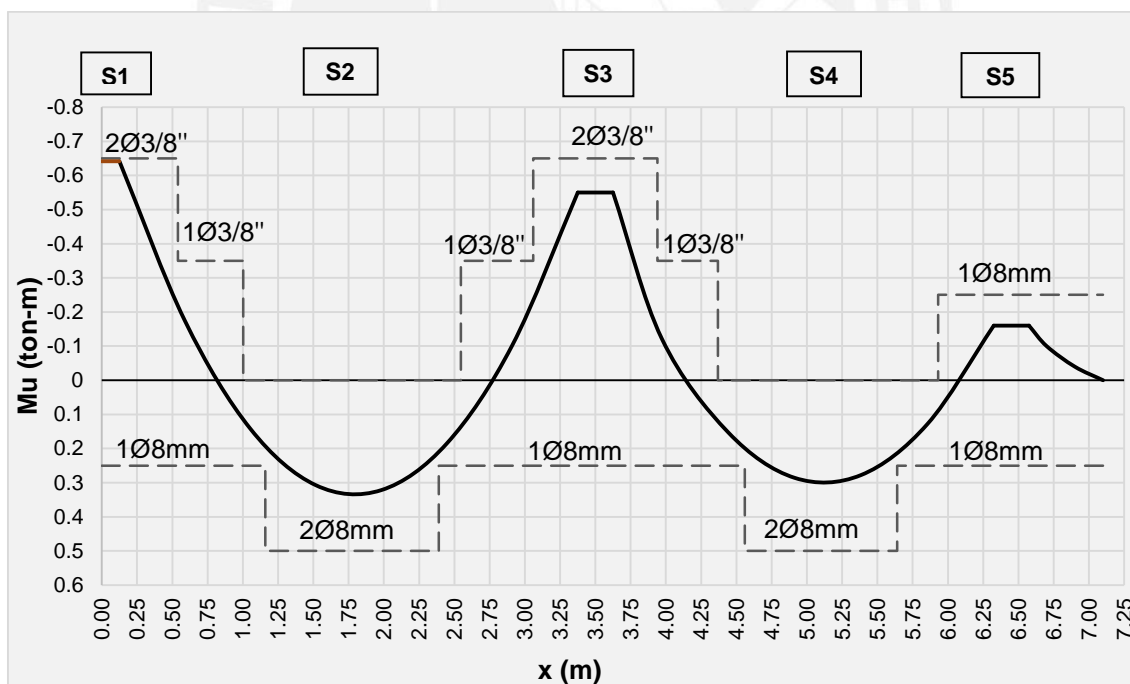


Fig. 6.2 DMF de cargas últimas (trazo continuo) y resistencia nominal (trazo punteado) de la vigueta con las longitudes de corte exigidas por Norma

En la Fig. 6.2, se muestra el diagrama de momentos últimos (que representa la resistencia requerida) superpuesto con los momentos de resistencia colocados en la vigueta. Se observa como la resistencia (representada por las líneas puntuadas) se

amolda a la forma del diagrama de solicitaciones, mas nunca intersectando la línea de este. Además, el lector puede ver en el gráfico que, en cuanto al refuerzo negativo, se tienen zonas donde se tiene resistencia cero en el centro de las luces. Esto se debe a que la Norma no exige refuerzo corrido en la parte superior de la losa (caso contrario al refuerzo positivo).

Tómese en cuenta que la longitud de anclaje para el refuerzo negativo y positivo (para el tamaño de barras escogidas) es 44 y 28 cm. En todas las secciones se cumple que la distancia del punto de mayor momento y el punto de corte es mayor a la longitud de anclaje, cumpliéndose por poco en el caso del apoyo S1.

Aun así, las longitudes de la **Fig. 6.2** no fueron colocadas en el plano de encofrado (que es el producto final del diseño de losas). Es mejor apoyarse en reglas prácticas para determinar el corte de fierro, especialmente si se tiene un gran volumen de elementos a diseñar: es difícil de imaginar repetir el procedimiento anterior para todos los elementos diseñados por flexión. Entonces, imitando lo que se hace en algunas oficinas de diseño estructural, se hará lo siguiente:

- Para el refuerzo superior, se cortarán las barras a una longitud igual a un cuarto de la luz libre, medida desde la cara del apoyo. Si se tienen dos bastones, el más largo tendrá dicha longitud y el corto, dos tercios de esta.
- Para el caso específico de refuerzo negativo en un apoyo extremo (como S5), donde el diagrama alcanza un pico bastante bajo, se cortará el refuerzo a un quinto de la luz libre. Este será el único criterio que no se usará en el capítulo de vigas.
- Para el refuerzo inferior, se cortarán las barras a un sexto de la luz libre medido también desde la cara del apoyo, excepto en los extremos de la vigueta, donde se usará un sétimo.

Usando estos criterios para el corte de fierro, se llega al DMF de resistencias mostrado en la **Fig. 6.3**. Estas longitudes son las que se colocaron en el diseño final de la franja de losa diseñada.

Se ve en el gráfico que el diagrama de resistencia colocada tiene una mayor holgura que el gráfico de la **Fig. 6.2**. El único punto donde se cumplió el requerimiento de manera ajustada fue en el momento negativo del primer apoyo (sección S1): fíjese que el bastón de $\varnothing 3/8$ se corta en la misma coordenada en ambos gráficos. Por tanto, se tiene que los criterios de corte propuestos son conservadores y cumplen, para esta vigueta al menos, los límites exigidos por la Norma.

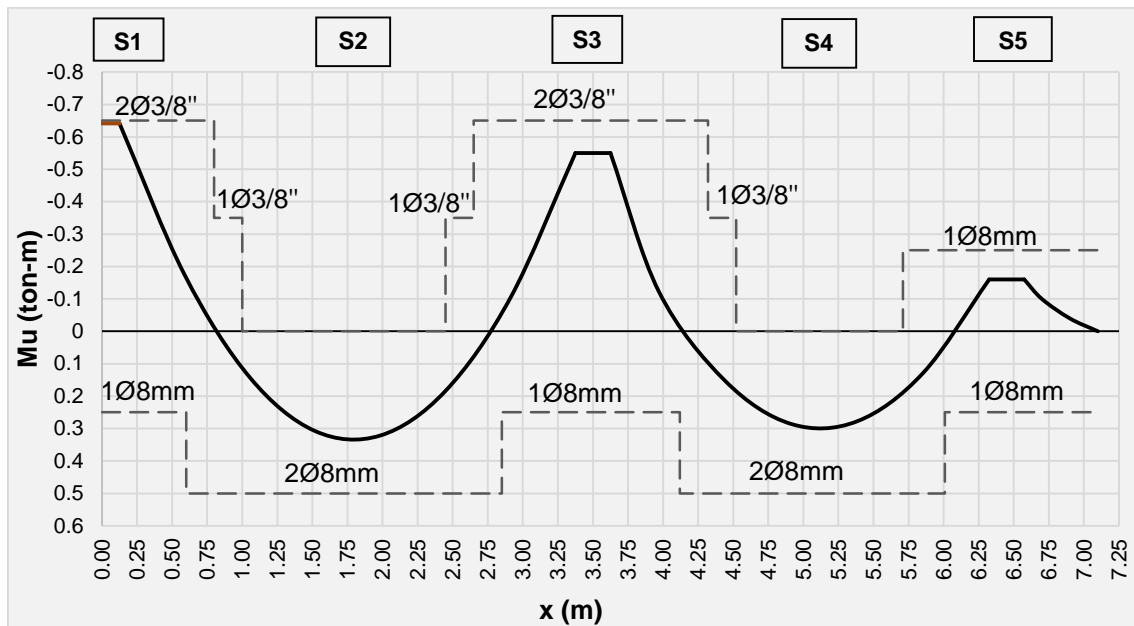


Fig. 6.3 DMF de cargas últimas (trazo continuo) y resistencia nominal (trazo punteado) de la vigueta con las longitudes colocadas al refuerzo

De ninguna forma se trata de demostrar que este método simplificado de corte de fierro cumple los requisitos para cualquier elemento en flexión (sea viga o losa). No obstante, se usarán estas reglas prácticas para las vigas no sísmicas cuyo DMF tenga una forma similar a la vista en este capítulo: estos criterios aprovechan el hecho que los DMF para carga de gravedad suelen tener una forma típica. Sin embargo, la situación cambia si es que se tiene una carga puntual o se le agregan momentos sísmicos.

6.1.2 Verificación por fuerza cortante

Como es poco práctico y económico el colocar refuerzo transversal en las viguetas para resistir el esfuerzo cortante, debe asegurarse que la sección de concreto sea capaz de tomar la totalidad este. Para un elemento en flexo-cortante, se puede estimar la resistencia nominal a fuerza cortante (V_c) con la siguiente expresión, donde b_w es el ancho del alma y d , el peralte efectivo:

$$V_c = 1.1(0.53\sqrt{f'_c}b_wd) \quad \dots (6.6)$$

Nótese que la Norma permite sobreestimar la resistencia de la vigueta en 10%. Luego, para poder ser comparable con la carga última (mayorada del análisis), la resistencia nominal será reducida por el factor ϕ , el cual es igual a 0.85 para el diseño por cortante. Del análisis se conoce que fuerza cortante última máxima en todos los tramos (medida una distancia igual al peralte efectivo desde la cara) es 1.1 ton. Entonces, usando la expresión 6.6, se tiene:

$$\phi V_c = 1.9 \text{ ton} \geq V_u = 1.1 \text{ ton}$$

Por lo tanto, las dimensiones de la vigueta son adecuadas para la solicitación por cortante y se concluye el diseño de la vigueta típica en cuestión.

6.2 Diseño de vigas

Las losas aligeradas y las vigas son elementos estructurales sometidos principalmente a flexión en una dirección, por lo que existen muchas similitudes en su diseño. De hecho, las hipótesis y fórmulas para el cálculo del acero requerido son exactamente las mismas. Sin embargo, no debe confundirse el cálculo de áreas de acero con el proceso integro de diseño. El primero es un paso, indispensable, por cierto, para lograr el diseño, que es el fin último de este capítulo.

Además de estar sometidas a flexión, las viguetas y vigas soportan esfuerzos cortantes. Aunque, al contrario de las losas, donde el diseño por cortante es una mera verificación de las dimensiones de la sección, en las vigas debe diseñarse el refuerzo transversal, que en este caso serán estribos. Se buscará que la resistencia de diseño de los estribos, en conjunto con la del concreto de la viga, sea adecuada para la cortante última.

Luego, si bien las losas y vigas se comportan de una manera similar, las segundas tienen mucha más responsabilidad estructural, tanto para cargas sísmicas como de gravedad. Por ello, el diseño de vigas tiene consideraciones más exigentes. Gianfranco Ottazzi enuncia en su libro buenas prácticas en cuanto al armado de vigas, las cuales se han seguido para este proyecto, y entre las más importantes se encuentran:

- Se deben disponer de dos barras, por lo menos, de refuerzo corrido, arriba y abajo.
- El área de las barras corridas inferiores debe ser por lo menos la tercera parte del acero positivo colocado en la sección crítica (de máximo momento).
- El área de las barras en el punto de inflexión debe ser la tercera parte, al menos, del acero negativo en el apoyo.

Además, si la viga tiene responsabilidad sísmica, es decir, tiene fuerzas internas considerables provenientes de cargas laterales y su falla podría comprometer el buen comportamiento sísmico del edificio, se tienen exigencias adicionales, estipuladas en el Capítulo 21 de la Norma E.060. Las siguientes se aplican para edificios de Muros Estructurales, como lo es el de este proyecto (ver **Subcapítulo 4.3.5**):

- El acero corrido, tanto superior como inferior, deberá ser mayor al acero mínimo y proveer una resistencia a la flexión mayor a la cuarta parte de la resistencia de cualquier sección.
- Los estribos no solo deberán dar una resistencia mayor a la cortante última, sino que también deberán cumplir con los requisitos del diseño por capacidad y confinamiento (estos criterios se desarrollarán a detalle en el **Subcapítulo 6.2.3**).

Como se dijo párrafos arriba, el procedimiento para determinar el acero por flexión en las secciones es el mismo para las vigas y las viguetas, así que se usará para el cálculo la misma base teórica y fórmulas presentadas en el **Subcapítulo 6.1**. A continuación, se diseñará, tanto por flexión como por cortante, la viga V-01, viga no sísmica, donde prevalecen las cargas verticales. Luego, se describirá brevemente el diseño de la viga V-05, haciendo énfasis en las consideraciones especiales que tiene el diseño de elementos de mayor responsabilidad sísmica.

6.2.1 Diseño por flexión de la viga V-01

Con el Diagrama de Momentos Flectores de cargas verticales hallado en el **Subcapítulo 5.2** y los momentos de sismo, extraídos del modelo en ETABS, se obtienen en la **Tabla 6.2** los momentos máximos para cada caso de carga en las siete secciones críticas.

Se procede, luego, a calcular las cargas en estado último, en forma de las tres combinaciones (son cinco si se consideran los signos) de resistencia requerida propuestas en el Artículo 9.2 de la Norma E.060, correspondientes a carga muerta (D), viva (L) y de sismo (S).

$$U = 1.4D + 1.7L \quad U = 1.25(D + L) \pm S \quad U = 0.9D \pm S$$

Tabla 6.2 Momentos en las secciones críticas de V-01 para cada caso de carga

Sección		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Muerto	M-	-1.3		-3		-1.3		-0.3
	M+		+1.9		+0.7		+0.7	
Vivo	M-	-0.3		-0.6		-0.3		0
	M+		+0.4		+0.1		+0.2	
Sismo	Ms	0		±0.7		±0.8		0

En el modelo sísmico se consideraron discontinuidades ambos lados de la viga V-01 (por el reducido anclaje que tendría), es decir se decide desde el principio quitarle cualquier responsabilidad sísmica. Por ello, el momento sísmico es mucho menor al que se esperaba, ocasionando que cobre relevancia la primera combinación de cargas.

En la **Fig. 6.4** se grafica la envolvente de momentos flectores para la viga analizada, con la que se diseñará esta última. La envolvente propiamente dicha se muestra con la superficie gris, mientras que el DMF de la primera combinación se representa por la línea oscura. Nótese que ambos trazos coinciden en casi todo lo largo de la viga, salvo en el penúltimo apoyo, donde la segunda combinación parece cobrar relevancia.

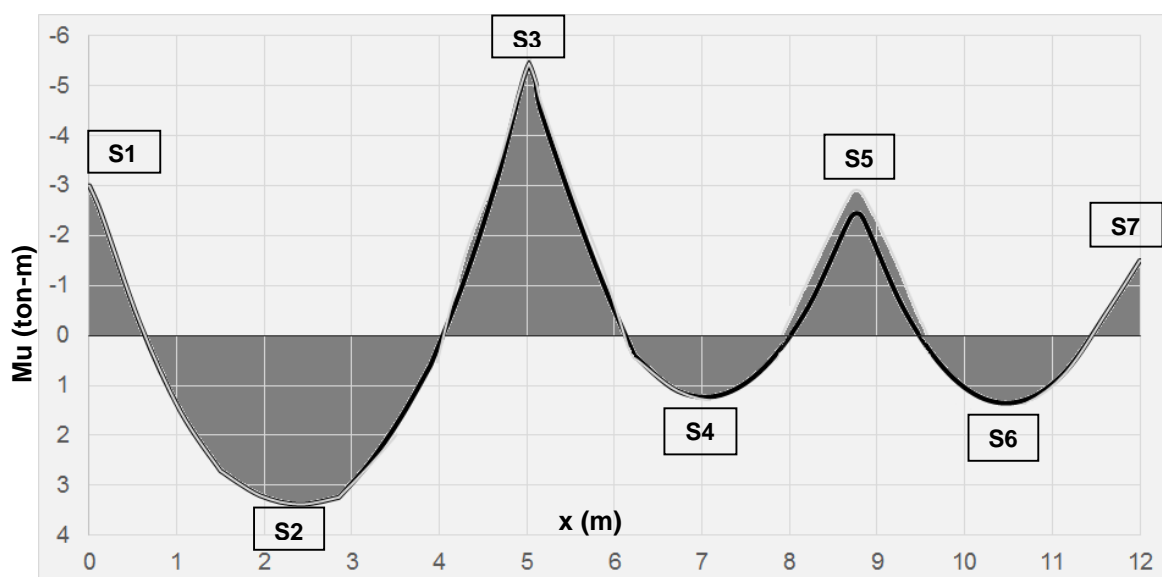


Fig. 6.4 Envolvente de momentos flectores para la viga V-01

Calculados los momentos de diseño, se realizará el cálculo del acero por flexión, como se muestra en la **Tabla 6.3**. Recuerdese que la sección de la viga es 25x40 y que los momentos se toman a la cara del apoyo (es decir los momentos de diseño son menores a los “picos” de la envolvente de la **Fig. 6.4**).

Tabla 6.3 Acero requerido y colocado en cada sección de la viga

Sección	Mu (ton-m)	As (cm ²)	¿As _{min} ?	Barras colocadas	As colocado (cm ²)	φMn (ton-m)
S1	-2.33	1.86	2 cm ²	2Ø1/2"	2.6	-3.2
S2	3.34	2.70	No	1Ø3/8"+2Ø1/2"	3.3	4.05
S3	-5.22	4.32	No	4Ø1/2"	5.1	-6.1
S4	1.15	0.91	2 cm ²	2Ø1/2"	2.6	3.2
S5	-2.7	2.17	No	2Ø1/2"	2.6	-3.2
S6	1.32	1.04	2 cm ²	2Ø1/2"	2.6	3.2
S7	-0.42	0.33	2 cm ²	2Ø1/2"	2.6	-3.2

Se observa en la **Tabla 6.3**, debido a que se tienen en general bajas solicitaciones en flexión, se colocaron también bajas cantidades de acero. Tomando en cuenta que el

acero máximo para una sección de 25x40 y la resistencia $f'c$ especificada es 13 cm², los valores de área de acero están notoriamente más cerca del límite inferior, de 2 cm². Incluso, en algunas de las secciones críticas gobernó el diseño la cantidad mínima, pues el acero requerido era menor al límite.

Parecería, entonces, que la viga está sobredimensionada. Sin embargo, reduciendo 5 cm el peralte o el ancho (uno a la vez), se obtienen tres de las cuatro secciones con acero mínimo, solo que el valor de este último decrece 0.3 cm². Dicho esto, colocar una sección tan pequeña, como lo sería una con un peralte de 35 o ancho de 20 cm, no parece presentar muchas ventajas del lado económico. Por lo tanto, se conservarán las dimensiones definidas en el **Capítulo 3**, teniendo, además, tamaños uniformes en todas las vigas.

Se mencionó en este capítulo que el cálculo de áreas de acero es solo una parte del diseño. Luego de definir la cantidad de acero por cada sección, se debe determinar la longitud de las barras a colocar. Se puede ver en la **Tabla 6.3** que existe un común sumando en las barras colocadas en todas las secciones: $2\emptyset 1/2''$. Esto se hizo a propósito para que estas dos barras se conviertan en el acero corrido inferior y superior, ya que cumplen con los requisitos que se enunciaron en este capítulo. Con estas barras corridas, se ve en la misma tabla, la necesidad de colocar bastones, y lograr la resistencia requerida, se limita a solo dos de las siete secciones críticas.

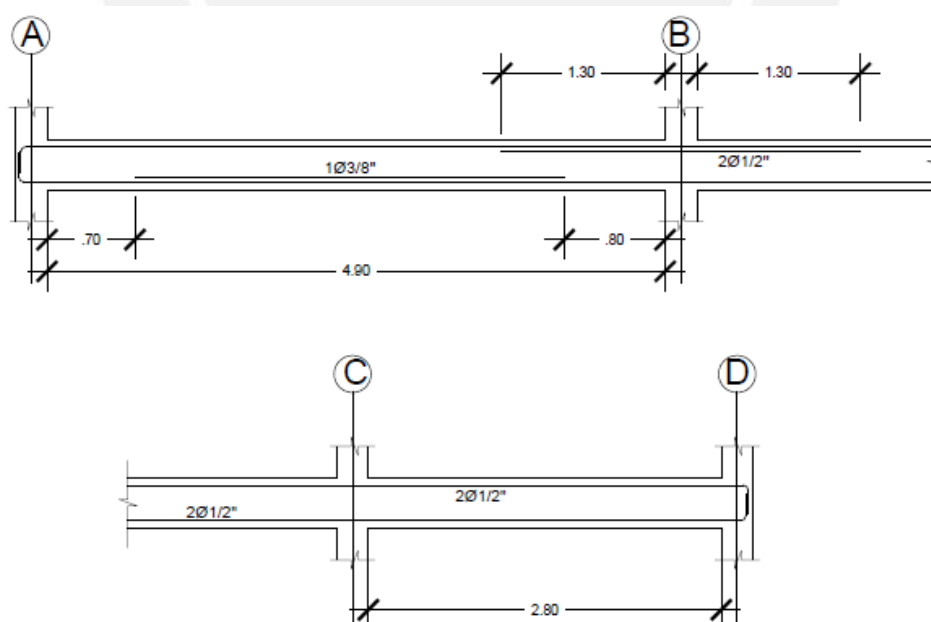


Fig. 6.5 Diseño del refuerzo longitudinal de la viga V-01

Para culminar el diseño por flexión, se debe acotar el corte de fierro de cada bastón. Para ello, se recurrirá a las reglas prácticas enunciadas en el **Subcapítulo 6.1**. La

elevación del diseño final de la viga se presentará al final del **Subcapítulo 6.2.2**, una vez realizado el diseño por cortante, pero en la **Fig. 6.5** se muestra el refuerzo longitudinal diseñado para las solicitaciones.

6.2.2 Diseño por fuerza cortante de viga V-01

Se mencionó en el preámbulo de este capítulo que la viga debía tener capacidad suficiente para los esfuerzos provenientes de momentos flectores y fuerzas cortantes. El diseño por cortante de igual o mayor importancia que el diseño por flexión, ya que está asociado a una falla frágil, siguiendo la filosofía de diseño dúctil.

Por lo visto en el **Subcapítulo 6.2.1**, V-01 no es una viga sísmica: las cargas sísmicas no tienen mayor relevancia en el diseño y siempre tienen protagonismo las cargas de gravedad. Por tanto, el diseño por cortante se limitará a brindar la resistencia requerida por la carga última, dejando de lado el diseño por capacidad (Para el diseño de una viga sísmica ver el **Subcapítulo 6.2.3**) y se seguirán los requisitos establecidos en Norma E.060, Capítulo 11.

Se deberá cumplir, de acuerdo al diseño por resistencia, la desigualdad **6.7** (Nótese que se ha “desmenuzado” la resistencia nominal en sus componentes).

$$Vu \leq \phi Vn = \phi(Vc + Vs) \quad \dots (6.7)$$

Con la desigualdad anterior, es posible encontrar la resistencia requerida del estribo (Vs), a partir de la cortante última (Vu) y la resistencia del concreto (Vc) y con ella, calcular el espaciamiento de estribos para obtener dicha resistencia. Recuérdese que el factor de reducción de resistencia (ϕ) es 0.85 para el diseño por cortante.

$$Vs = \frac{Avfyd}{s} \quad \dots (6.8)$$

Para la totalidad de vigas se utilizarán estribos de 8 mm (salvo algunas que necesiten una capacidad superior por requerimientos sísmicos, como se verá en el próximo capítulo). La variable Av se refiere al área total de los dos ramales del estribo usado, que será, en este caso, 1 cm².

La solicitación de diseño es representada por el diagrama de fuerzas cortantes de la **Fig. 6.6**. Este corresponde a la cortante última resultante de la primera combinación de cargas, que toma en consideración únicamente cargas de gravedad (para revisar la magnitud y distribución de cargas en la viga en cuestión, véase el **Subcapítulo 5.2**).

Obsérvese en la **Fig. 6.6** que los picos del diagrama están “truncados”: si bien el diagrama teórico mostraba valores máximos mayores, la Norma permite y recomienda

diseñar con el valor de fuerza cortante a una distancia de la cara igual al peralte efectivo de la sección.

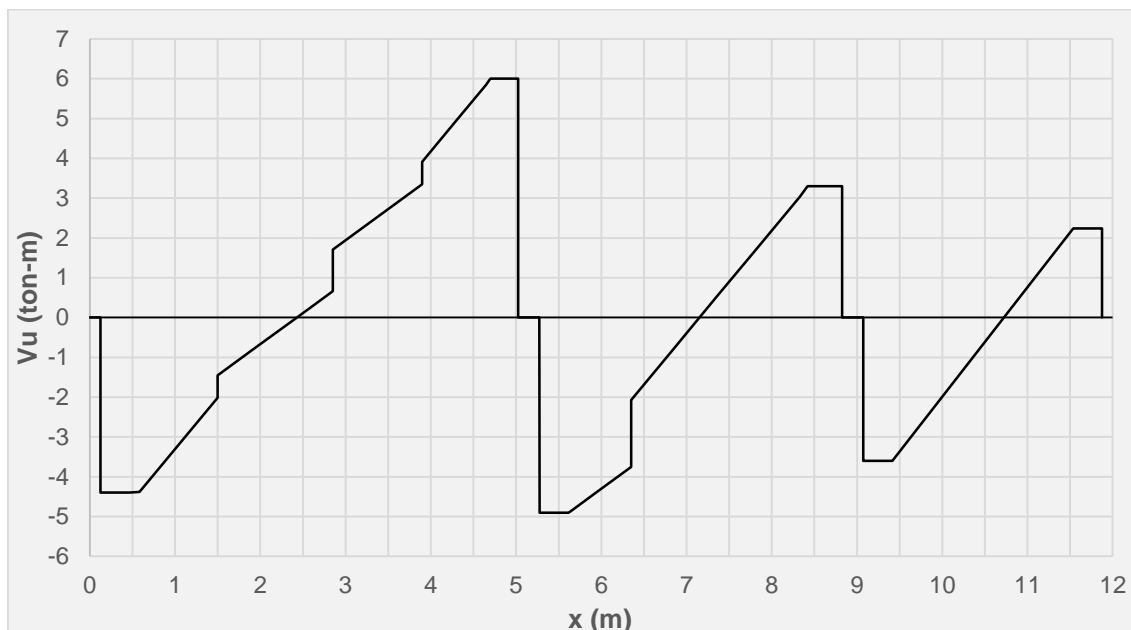


Fig. 6.6 Diagrama de Fuerza Cortante de la viga V-01

Del DFC de la Fig. 6.6 se obtienen los dos valores máximos absolutos de cortante en el primer tramo de la viga: 6.0 y 4.4 toneladas. Primero, se diseñará el refuerzo transversal con el mayor de los dos. Entonces, reemplazando la ecuación 6.8 en la 6.7, se tiene:

$$\frac{6.0}{\phi} - V_c = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \dots (6.9)$$

La resistencia a la cortante proporcionada por el concreto (en una sección rectangular en flexión pura) se puede estimar con la ecuación 6.10 (de la cual se deriva la expresión 6.6 vista en el subcapítulo de losas).

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots (6.10)$$

Con las dimensiones de la sección, la resistencia nominal del concreto resulta 6.53 ton. Luego, reemplazando el valor de V_c en la ecuación 6.9, se puede obtener el valor de espaciamiento requerido, con el resto de variables conocidas:

$$s = 380 \text{ cm}$$

Debido a que el concreto toma casi la totalidad de la fuerza cortante última, el espaciamiento resulta demasiado grande, casi 4 m, lo cual, al ser absurdo, no se colocará en el diseño. En su lugar, se considerará el espaciamiento máximo: la Norma limita el espaciamiento a la mitad del peralte efectivo, tal que se controlen las grietas diagonales, de 45° con respecto a la horizontal. Entonces, los estribos quedarán

espaciados a 15 cm. El diseño por cortante de las secciones de máxima sollicitación se resume en la **Tabla 6.4**. Colocar estribos de 8 mm cada 15 cm significa proporcionar a la viga una resistencia de diseño (ϕV_n) igual a 14 ton, es decir, una sobrerresistencia de por lo menos 8 ton en todas las secciones.

Tabla 6.4 Diseño por cortante de la viga V-01

V_u (ton)	V_c (ton)	s (cm)	s_{min} (cm)	s colocado (cm)
4.4		No		
6		380		
4.9	6.53	No	17	15
3.3		No		
3.6		No		
2.2		No		

Con el refuerzo longitudinal y transversal diseñado, se presenta en la **Fig. 6.7** la elevación de V-01.

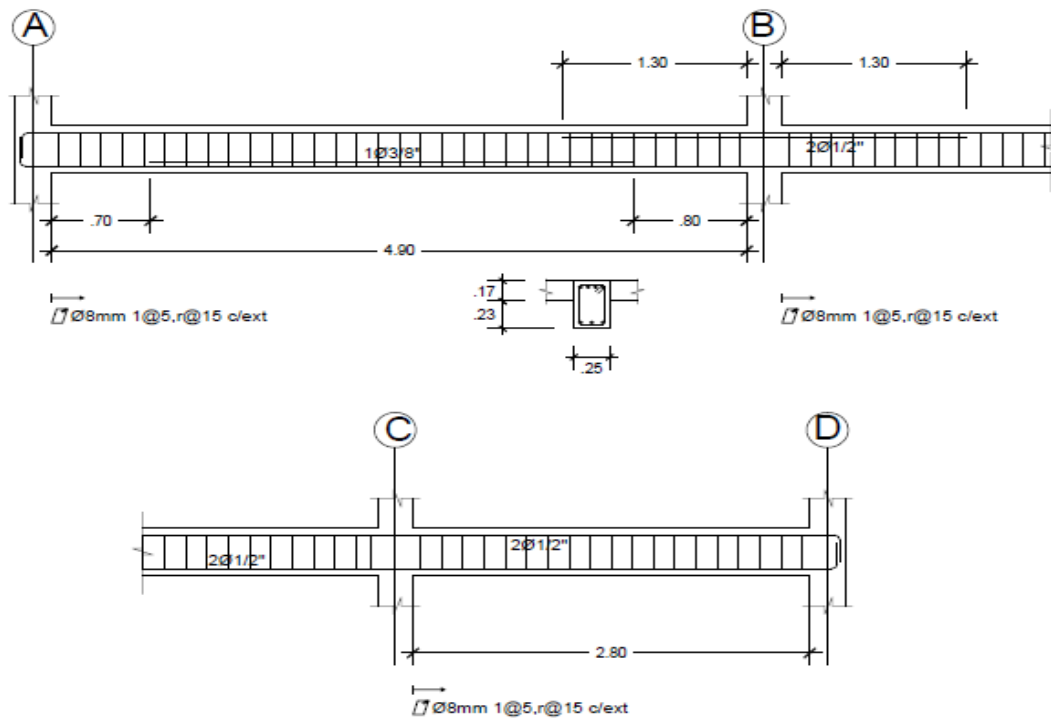


Fig. 6.7 Diseño del refuerzo transversal de la viga V-01

6.2.3 Diseño por capacidad de viga (sísmica) V-05

La viga V-05 tiene como apoyos extremos las placas PL-03 y PL-07, las cuales, al resistir cargas laterales, le transmitirán grandes fuerzas sísmicas, modificando su comportamiento con respecto a la viga V-01 (y otras similares).

El diseño del refuerzo longitudinal (por flexión) difiere muy poco a lo visto anteriormente, por lo que no se hará mucho énfasis en ello. Podría decirse quizá que por el hecho que las condiciones de borde son empotramientos, se debe colocar gran cantidad de acero en los extremos, o que las fuerzas sísmicas provocan que se tenga especial cuidado con la inversión de momentos. No obstante, los conceptos y criterios de diseño no son ajenos a los presentados en lo que va de este capítulo.

Lo particular de esta viga, y la razón por la que se le dedica un subcapítulo, es el diseño del refuerzo transversal. Lo primero que se debe tener en cuenta es que la cortante de diseño ya no será la cortante última, sino la proveniente del diseño por capacidad. Dado el acero por flexión como se muestra en la Fig. 6.8, que para propósitos de este capítulo se asumirá ya diseñado, se determinará una cantidad de refuerzo transversal tal que se induzca una posible falla por flexión sobre una por cortante.

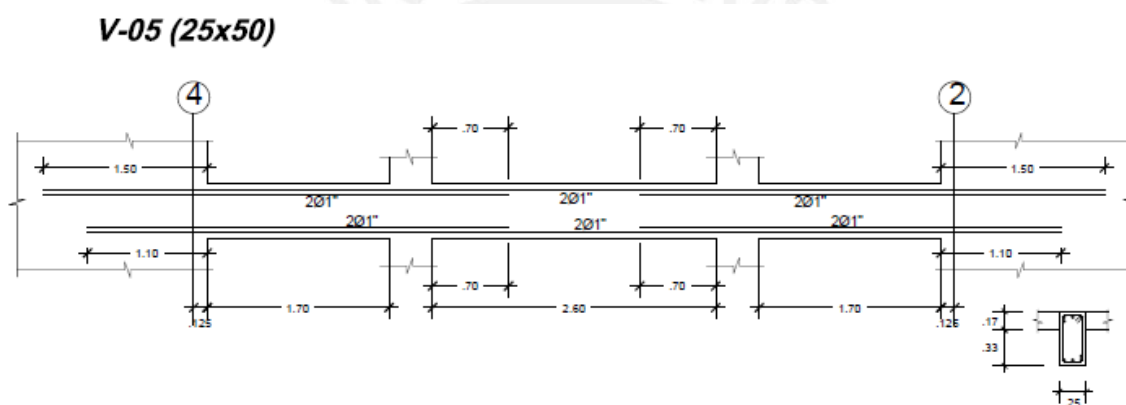


Fig. 6.8 Refuerzo longitudinal (por flexión) de V-05

En la Fig. 6.9 se observa el diagrama de momentos sísmicos y la resistencia ofrecida por el acero colocado. El refuerzo longitudinal cumple sin problemas los requisitos de resistencia pero, de cualquier forma, la norma no es muy exigente con el acero por flexión. El límite de acero máximo no trae problemas a este diseño de refuerzo longitudinal, ya que la cuantía en compresión es la misma que en tracción, por lo que, para propósitos de diseño por flexión el acero pareciera no tener límite superior. Por otro lado, se verá más adelante que para el diseño por capacidad se prefieren las cuantías lo más bajas posibles.

La Norma estima la cortante de diseño por capacidad (V_{uc} para no confundir con la cortante última del análisis estructural, V_u) mediante la siguiente expresión (Artículo 21.4.3 de la NTE.060):

$$V_{uc} = \frac{\sum Mn}{Ln} + V_{isos} \leq 2.5 V_u$$

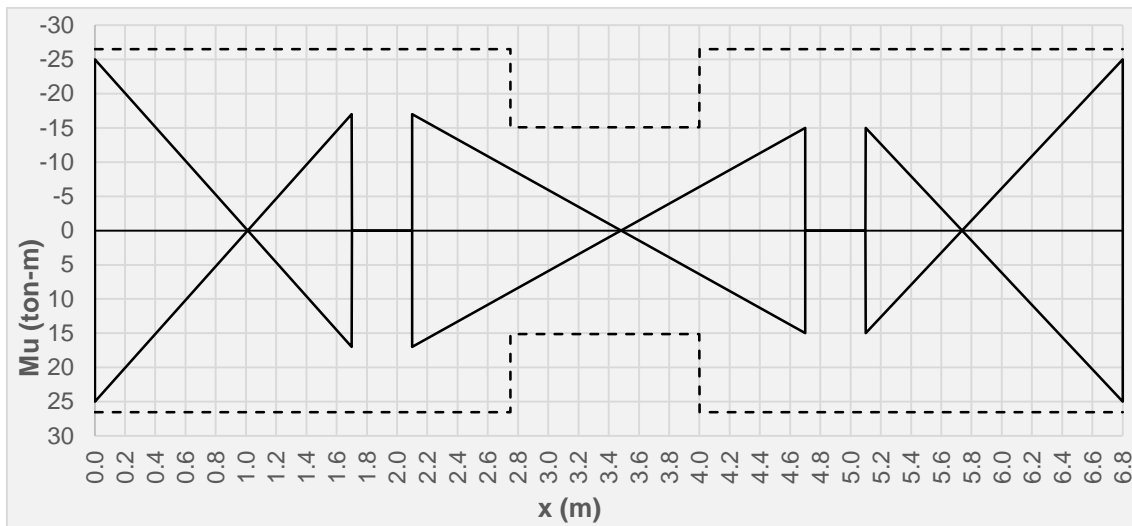


Fig. 6.9 Diagrama de momentos últimos y resistentes de la viga V-05

La cortante V_{isos} se calcula con las cargas verticales amplificadas (en 1.25 porque es una combinación que incluye sismo) analizando cada tramo como una viga simplemente apoyada (isostática). En el caso de esta viga, que solo carga una pequeña porción de la losa central y su peso propio, este valor es despreciable (del orden de 2 toneladas, casi insignificante frente al otro término de la expresión).

Ahora, ya que se esperan grandes valores de cortante en el diseño por capacidad, conviene darle un vistazo al máximo aporte de los estribos a la resistencia por Norma.

$$V_{S_{max}} = 2.1 \sqrt{f'_c} (b)(d) \quad \dots (6.11)$$

Para la viga en cuestión, este límite toma el valor de 38 ton. En la **Tabla 6.5**, se muestran los momentos nominales calculados para la viga (en la **Fig. 6.8**, el refuerzo es simétrico con respecto al eje longitudinal de la viga, por lo que el momento nominal será el mismo arriba y abajo en los extremos de luces), y la cortante de capacidad (en negritas) con la que se calculó el espaciamiento s .

Tabla 6.5 Diseño por capacidad de V-05

Tramo	As (cm ²)	Mn (ton-m)	Ln (m)	2.5Vu (ton)	Vuc (ton)	¿Vs _{max} ?	s (cm)
Luz 1	20.4	26.5	1.7	60	30	No	9
	20.4	26.5					
Luz 2	20.4	26.5	2.6	28	16	No	25
	20.4	26.5					

En las vigas sísmicas, los estribos no solo dan la resistencia requerida por capacidad, también cumplen la función de confinar los extremos más solicitados, tal que se alcance

la ductilidad asumida en un principio. Una vez calculado el espaciamiento de estribos requerido por capacidad, entonces, se verificará que cumplan los requisitos mínimos de confinamiento.

La Norma tiene cuatro criterios de confinamiento, de los cuales se debe elegir el más conservador, es decir, el que dé el menor espaciamiento de estribos. El requisito que suele controlar el diseño (en vigas poco peraltadas), y que por cierto lo hace en esta viga, es el siguiente:

$$s = \frac{d}{4} \geq 15 \text{ cm}$$

Ya que un cuarto del peralte efectivo es menor al límite de 15 cm, este último será el espaciamiento de confinamiento. La distancia (desde la cara del apoyo) en la cual se colocará dicho confinamiento será dos veces el peralte de la viga, que es 100 cm. El diseño final de la viga, con el refuerzo transversal incluido, se muestra en la **Fig. 6.10**.

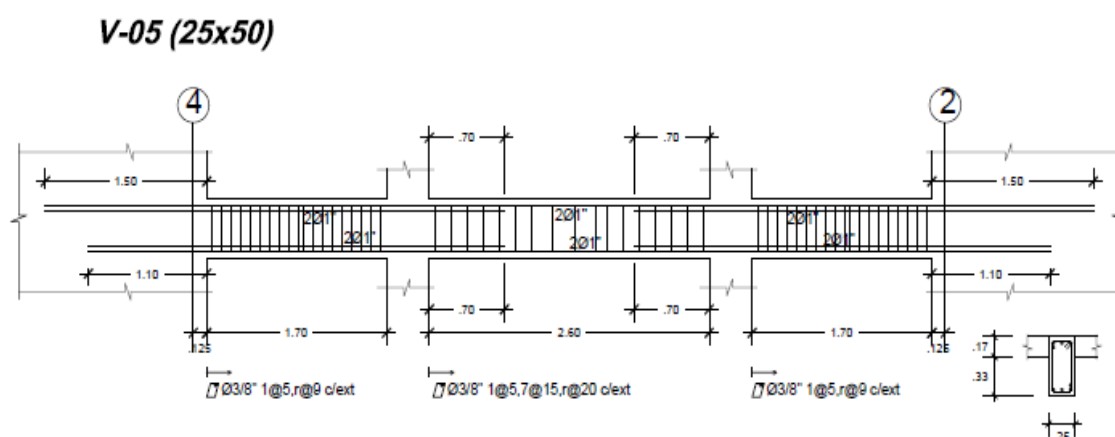


Fig. 6.10 Refuerzo transversal de V-05

6.3 Diseño de columnas

Hasta el momento, el diseño se ha realizado para elementos sometidos a flexión pura. Las columnas tienen un comportamiento que difiere en cierta medida con las vigas, puesto que soportan, además, una carga axial, usualmente en compresión. Entonces, una columna no tendrá un único estado último, pues se tienen dos variables en la sollicitación que origina la falla: el momento flector y la carga axial.

Es por este comportamiento complejo que se prefiere siempre trabajar con un diagrama de interacción, gráfica que representa el estado último de la columna para cada juego de momento y carga axial nominal.

No obstante, para definir el diagrama de interacción de una columna, no solo se necesitan las dimensiones de la sección bruta sino que se debe conocer el área de acero y su distribución. Pero se sabe también que la cuantía de acero se debe colocar de acuerdo a las solicitaciones. Entonces, el diseño debe ser un proceso iterativo, variando las cuantías de acero tal que se ajuste el diagrama de interacción a las solicitaciones, representadas por pares ordenados en el gráfico. Este procedimiento será posible con una herramienta de computación, como lo es una hoja de cálculo.

Luego, si para una determinada cuantía de acero existe un diagrama de interacción se debería definir qué significa este parámetro y cuál es el intervalo de valores que puede tomar. La definición de cuantía en columnas varía en cierta medida con la que se enunció para vigas.

$$\rho = \frac{A_{sT}}{(b)(h)}$$

Ya que la columna no está sometida exclusivamente a flexión y usualmente tiene varias capas de refuerzo, el concepto de acero a tracción y peralte efectivo pierden validez. La cuantía sigue siendo una relación entre área de acero y concreto, pero toma en cuenta ahora la totalidad de acero colocado (A_{sT}) y la sección bruta ($b \times h$). La cuantía es limitada por la Norma como sigue:

$$1\% < \rho < 6\%$$

Dada la baja magnitud de cargas que se ha visto en el análisis, se puede suponer que la cuantía no llegará al valor máximo y, más bien, estará muy cerca, en la mayoría de casos, al valor de 1%.

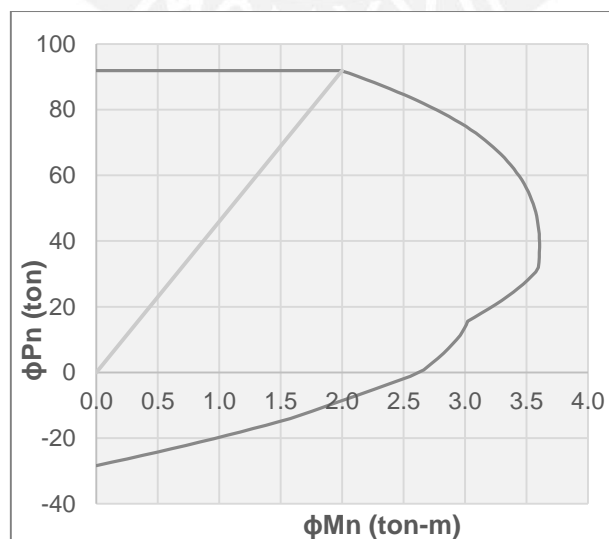


Fig. 6.11 Diagrama de interacción de diseño de la columna C3 (con $\rho=1\%$)

Con la cuantía definida para una determinada sección, se puede trazar el diagrama de interacción. La **Fig. 6.11** es un diagrama para una de las columnas a diseñar, usando la cuantía mínima, que servirá para graficar las características del problema del diseño de columnas. La fuerza axial positiva corresponde a compresiones en la columna.

Además del trazo del diagrama de interacción, en la **Fig. 6.11** se grafica con una línea más suave la excentricidad mínima especificada en la norma (aproximadamente 0.022 cm, lo cual significa 9% del peralte de la columna) que limita el diagrama en la zona de compresiones altas. Si se tienen en el análisis excentricidades menores a esta, el “techo” de la carga axial nominal será la que controle el diseño. Esta carga máxima, viene dada por:

$$P_n = 0.8(0.85f'_c(A_g - A_{ST}) + f_y A_{ST})$$

Si se toma en cuenta que el factor de reducción para flexocompresión es 0.7, la carga de diseño es:

$$\phi P_n = 0.56(0.85f'_c(A_g - A_{ST}) + f_y A_{ST}) \quad \dots (6.12)$$

Conforme se acercan al estado de falla correspondiente a la flexión pura, las columnas se suelen comportar muy diferente, asemejándose a una viga. Este comportamiento se puede observar en el diagrama de interacción de la **Fig. 6.11**, donde se ve una fuerte caída en el momento resistente en las aproximaciones al punto de carga axial nula. Asimismo, existe en esa zona una discontinuidad en la curvatura del gráfico, que corresponde a un cambio gradual del factor de reducción (derivado del cambio de comportamiento del elemento estructural) hasta llegar a 0.9.

El comportamiento de viga solo gobernará el diseño en casos muy específicos, ya que se tienen en general excentricidades muy bajas, correspondientes al último nivel del edificio. En este, la carga axial es relativamente pequeña y suelen haber giros considerables en los nudos.

Antes de dar paso al desarrollo del diseño de la columna seleccionada, se debe acotar que todas las columnas de este proyecto de estructura corresponden a la clasificación de “columna corta” (no confundir con la denominación de columna cautiva entre tabiques), puesto que ninguna tendrá problemas de esbeltez. La relación entre la carga crítica teórica de pandeo y la carga última, en todas las columnas, es del orden de 10 a 1.

6.3.1 Diseño del refuerzo de la columna C3 por flexocompresión en X-X

Se definirá la armadura de la columna analizada en el **Subcapítulo 5.3** a partir de las cargas axiales del metrado y los momentos calculados con el software ETABS, mostrados en la **Tabla 6.6**. Los momentos en X corresponden al sismo en X-X y los momentos en Y, al sismo en Y-Y.

La columna a diseñar tiene dimensiones transversales de 30 por 25 cm (el lado largo es paralelo al eje X).

Tabla 6.6 Cargas y momentos de la columna C3

Piso	P _D (ton)	P _L (ton)	M _{S X} (ton-m)	M _{S Y} (ton-m)	M _{D X} (ton-m)	M _{D Y} (ton-m)	M _{L X} (ton-m)	M _{L Y} (ton-m)
7	4.9	1.1	2.6	1.0	-0.6	0.8	-0.2	0.3
6	12.5	3.2	2.3	1.1	-0.5	0.7	-0.2	0.2
5	20.2	5.3	2.3	1.1	-0.5	0.7	-0.2	0.2
4	27.8	7.4	2.2	1.1	-0.4	0.6	-0.1	0.2
3	35.4	9.5	2.0	1.0	-0.3	0.5	-0.1	0.1
2	43.1	11.6	1.6	0.9	-0.2	0.3	-0.1	0.1
1	50.7	13.7	1.1	0.7	-0.1	0.1	0.0	0.0

A partir de estos valores se calculan las cargas y momentos últimos. Solo se incluyen las dos primeras combinaciones de carga última, pues son las únicas que aportan valores máximos de carga de diseño. Ya que la columna se reforzará simétricamente, la inversión de momentos (por sismo) estará debidamente controlada.

Tabla 6.7 Cargas y momentos últimos en columna C3

Piso	U1 = 1.4D + 1.7L			U2 = 1.25(D + L) + S		
	P _U (ton)	M _{UX} (ton-m)	M _{UY} (ton-m)	P _U (ton)	M _{UX} (ton-m)	M _{UY} (ton-m)
7	8.4	-1.2	1.5	7.4	3.6	2.3
6	22.5	-1.0	1.4	19.6	3.1	2.2
5	36.5	-0.9	1.3	31.8	3.1	2.2
4	50.6	-0.8	1.1	43.9	2.9	2.1
3	64.6	-0.6	0.9	56.1	2.5	1.8
2	78.6	-0.1	0.6	68.3	1.9	1.4
1	92.7	0	0.2	80.4	1.1	0.8

El diseño del refuerzo se realizará cada tres pisos, como se ve en las divisiones de la **Tabla 6.7**, de acuerdo a la longitud de las barras con la que se construirá la columna. Ya que abajo del primero se tiene la cimentación, se agruparán los niveles de la siguiente manera: primero y segundo; del tercero al quinto; y los dos últimos pisos. Lógicamente, la carga axial más importante se encuentra en el primer piso, y será esa carga será la que gobierne el diseño del primer grupo de niveles; mientras que el momento suele ganar importancia acercándose a la azotea.

En los pisos donde predomina la flexión, el momento más grande es en la dirección X-X. Conservadoramente, los puntos del diagrama de interacción de diseño se calcularon asumiendo una distribución uniforme del refuerzo en las cuatro caras de la columna.

Tabla 6.8 Cargas de diseño y acero colocado

Piso	Combinación de diseño	P_U (ton)	M_{Ux} (ton-m)	Barras colocadas	A_{sT} (cm ²)	ρ
7	U2	7.4	3.6	4Ø5/8+2Ø3/4	13.7	1.8%
6		19.6	3.1			
5	U2	31.8	3.1	4Ø5/8	8	1.1%
4		43.9	2.9			
3		56.1	2.5			
2	U1	78.6	0	4Ø5/8	8	1.1%
1		92.7	0			

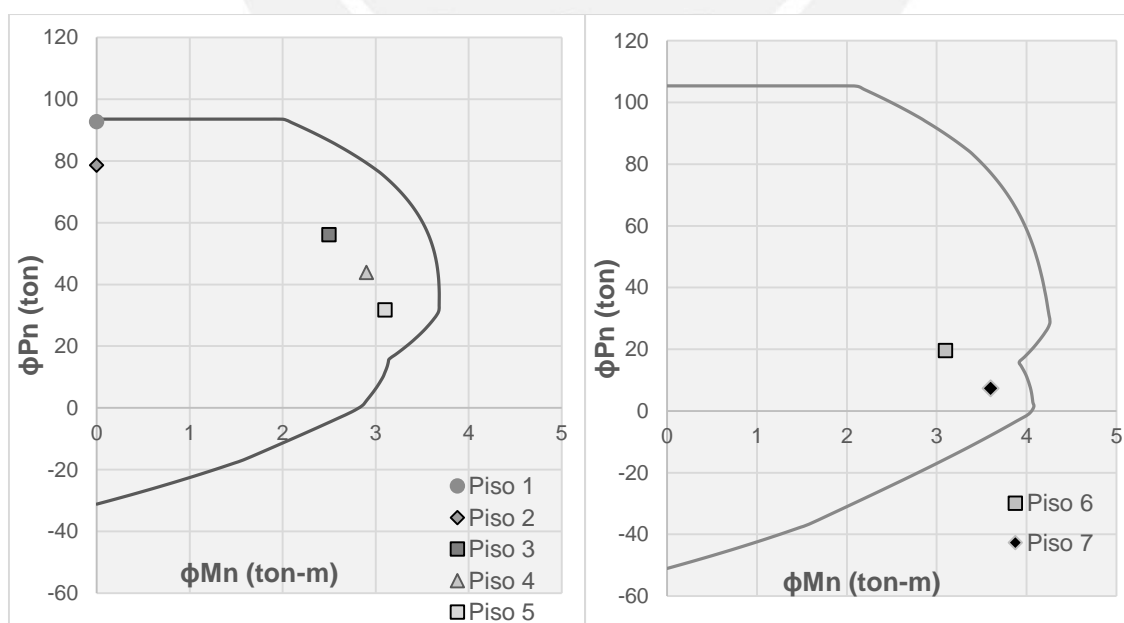


Fig. 6.12 Diagramas de interacción de la columna C3 con ρ igual a 1.1% (izquierda) y 1.8% (derecha)

En la **Tabla 6.8**, se muestra el acero requerido para que los diagramas de la **Fig. 6.12** engloben las solicitaciones últimas (verificando siempre que se tenga resistencia suficiente para el resto de combinaciones), tomando en cuenta que las dimensiones de sección son 25x30. A partir de esto, se colocaron las barras de acero, tratando de tener barras de diámetros iguales corriendo en todo lo alto de la columna.

Se observan en la **Fig. 6.12** los dos diagramas de diseño, con un acero uniformemente distribuido en las cuatro caras de la sección. El primero es el diagrama de interacción para el diseño de los cinco primeros pisos, en el cual se observa que el primer piso, que está en compresión pura, controla el diseño y, por tanto, cobra importancia la expresión **6.12** (compresión máxima). El segundo grafica la resistencia para los dos últimos pisos: los momentos flectores son los que gobiernan el diseño de la columna.

6.3.2 Diseño del refuerzo transversal de la columna C3

Al igual que las vigas, el refuerzo transversal en columnas (que serán estribos en el presente proyecto) tiene como objetivo principal proveer resistencia a la fuerza cortante. El diseño de los estribos es exactamente igual en procedimiento y en fundamento teórico al desarrollado para la viga en el **Subcapítulo 6.2.2**.

Sin embargo, la gran mayoría de columnas no precisa de un refuerzo puesto que sus solicitaciones por cortante son pequeñas. La columna analizada (C3) tiene cortante máxima en el último piso, correspondiente a la segunda combinación de cargas y al sismo en X-X, cuyo valor amplificado es:

$$V_u = 3.20 \text{ ton}$$

Usando la igualdad **6.10**, la sección de concreto (25x30) puede dar una resistencia de diseño (ϕV_c) igual a 3.90 ton, por lo que, teóricamente al menos, la columna no necesita refuerzo transversal en el alma, pues el concreto tiene capacidad de sobra. El espaciamiento de estribos que se colocará será el mínimo exigido por Norma: una distancia igual al lado menor de la columna, en este caso, 25 cm.

En la **Fig. 6.13** se muestra el diseño final de la columna, tanto para el acero longitudinal como el transversal. Se observa que la distribución es simétrica para ambas direcciones, siguiendo en la medida de lo posible la asunción inicial de refuerzo distribuido en todas las caras.

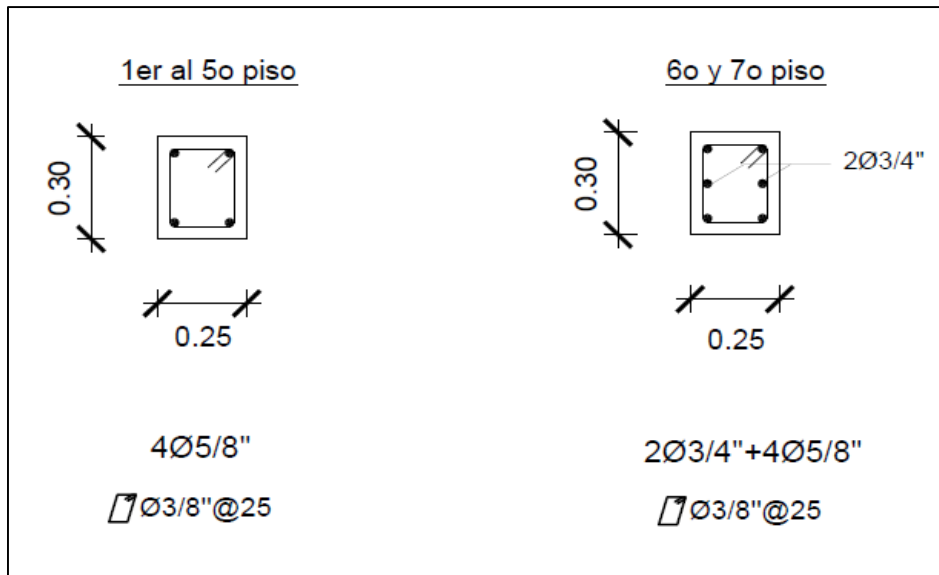


Fig. 6.13 Diseño de la Columna C3

6.4 Diseño de muros

En un proyecto estructural de un edificio de muros de concreto, es imaginable que es de especial importancia el diseño de las placas, ya que la edificación está “apoyada” lateralmente en ellas. Al poner tanta responsabilidad sísmica en estos elementos estructurales, se debe tener también un gran cuidado al darles la capacidad suficiente para cumplir con su misión. Para ello, la Norma E.060 detalla los requerimientos mínimos de diseño, en el acápite ‘Muros estructurales’.

En placas, existen dos tipos de refuerzo: uno distribuido, vertical y horizontal; y otro concentrado, siempre vertical en los extremos (núcleos), como se ve en la **Fig. 6.14**. Este refuerzo, en conjunto con las dimensiones elegidas para la sección, le dará al muro la capacidad deseada. Las dimensiones de la sección, que suelen ser grandes en comparación con una columna, hacen que el muro tome gran parte de las fuerzas sísmicas, las cuales le producen momentos flectores, fuerzas cortantes y cargas axiales. La capacidad mencionada, entonces, debe ser adecuada para estas solicitaciones.

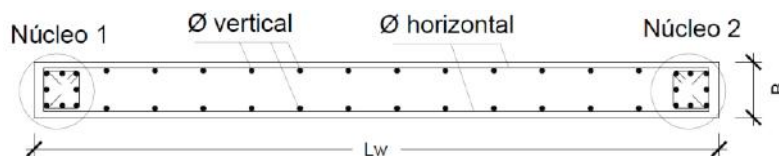


Fig. 6.14 Tipos de refuerzos colocados en las placas

Las dimensiones de la placa también tienen un rol importante en su comportamiento durante una posible falla ante cargas sísmicas y pueden cambiar totalmente el diseño de esta. Afortunadamente, todas las placas en este edificio son esbeltas, es decir, su

altura (los 7 entrepisos, de 2.55 m cada uno, dan 17.85 m en total) es mayor a su longitud (la placa más robusta tiene 7.9 m de longitud). Entonces, es más fácil inducir en ellas una falla por flexión sobre una por cortante. A partir de esta afirmación, se puede describir cómo será el diseño de cada muro.

La acción conjunta de la carga axial, proveniente de cargas de gravedad y sismo, y el momento flector sísmico ocasiona que el muro tenga que ser diseñado por flexocompresión y los núcleos extremos los que influyen en mayor medida la resistencia última. Al igual que las columnas, esta resistencia se grafica en forma de un diagrama de interacción, el cual debe englobar los puntos de las combinaciones últimas. Ahora, la dificultad radica en que no se conoce a priori la posición y el tamaño del refuerzo en los núcleos, ni mucho menos cuántas capas se tiene de acero distribuido en el alma (aunque estos últimos no afectan demasiado a la resistencia). Entonces, el problema involucra gran cantidad de iteraciones hasta llegar a la solución que más se ajuste a las solicitaciones.

El refuerzo distribuido colocado en el alma puede que no tenga gran influencia en la flexocompresión, pero juega un papel importante en la resistencia a la fuerza cortante. Debido a que las fuerzas cortantes generan fisuras inclinadas, tanto el refuerzo vertical como el horizontal aportan capacidad al muro, controlando dichas grietas, y es por esto que la Norma E.060 de Concreto Armado fija valores mínimos para ambos. Sin embargo, solo el refuerzo horizontal entra en el cálculo del diseño por cortante, en donde se determinan el espaciamiento que debe tener este acero repartido. Finalmente, es necesario acotar que el diseño por cortante en placas se hace por capacidad. Al respecto, el Artículo 21.9.5 de la Norma E.060 especifica lo siguiente: siempre que la sección sea subreforzada⁴, la cortante última debe ser ajustada (amplificada) al momento nominal (colocado) correspondiente.

6.4.1 Diseño de los núcleos del muro PL-04 por flexocompresión

Se diseñará el muro PL-04, analizado en el **Capítulo 4** y **5**. La placa es rectangular y tiene un espesor (t) de 25 cm y un largo (L) de 4.9 m. En la **Tabla 6.9** se detallan todas las solicitaciones que servirán en el diseño por flexocompresión: las cargas axiales y los momentos en la dirección de análisis.

El lector puede notar la ausencia de momentos por carga vertical en la **Tabla 6.9**, y es que en el **Capítulo 5**, se demostró cuantitativamente que estos son despreciables en

⁴ Ya que es difícil de aplicar el concepto de acero balanceado a placas por la gran cantidad de filas del refuerzo, una sección subreforzada se define como la que tenga el acero más alejado del borde comprimido con $\epsilon=0.004$ o más, según el Artículo 10.3.5 de la NTE 0.60.

comparación con los momentos sísmicos, por lo que no vale la pena considerarlos en el diseño.

Tabla 6.9 Cargas para el diseño por flexocompresión de PL-04

Piso	P _D (ton)	P _L (ton)	P _S (ton)	M _S (ton-m)
7	9.94	0.68	3.15	57.5
6	21.65	2.04	7.24	79.7
5	33.36	3.40	11.16	156.3
4	45.07	4.76	14.97	306.4
3	56.78	6.12	18.39	512.7
2	68.49	7.48	21.13	773.3
1	80.20	8.84	22.93	1034.9

Luego, en la **Tabla 6.10**, se usan las cargas descritas para realizar cuatro combinaciones de carga última (ya que las placas se diseñan para resistir cargas sísmicas, se tomaron en cuenta solo las combinaciones que consideran sismo). El diseño se hará cada tres pisos, al igual que para las columnas. **En este capítulo solo se desarrollará el diseño de los dos primeros pisos.**

Tabla 6.10 Cargas últimas de PL-04 para cuatro combinaciones (solo los primeros pisos)

Piso	U1 = 1.25(D+L) + S		U2 = 1.25(D+L) - S		U3 = 0.9D + S		U4 = 0.9D - S	
	M _U	P _U	M _U	P _U	M _U	P _U	M _U	P _U
	(ton-m)	(ton)	(ton-m)	(ton)	(ton-m)	(ton)	(ton-m)	(ton)
2	773	116	-773	74	773	83	-773	41
1	1035	134	-1035	88	1035	95	-1035	49

Con las cargas de diseño cuantificadas, se debe proceder a modelar el complejo comportamiento de la placa en estado último, para lo cual se dibujarán diagramas de interacción. Los diagramas corresponderán a un modelo, desarrollado en una hoja de cálculo, donde cada fila de acero (incluyendo los núcleos, que se modelan en una fila) y el concreto aportan a la sección su resistencia, para varias posiciones de eje neutro. Es decir, para el diseño por flexocompresión, la placa se modelará como una columna larga, como se puede apreciar en la **Fig. 6.15**.

Para realizar el proceso iterativo que es el diseño por flexocompresión, se necesitará un punto de partida y tener una cantidad estimada de acero en los núcleos ubicados en el

borde de la placa, ya que se conoce que son los que más influyen en la resistencia a la flexocompresión.

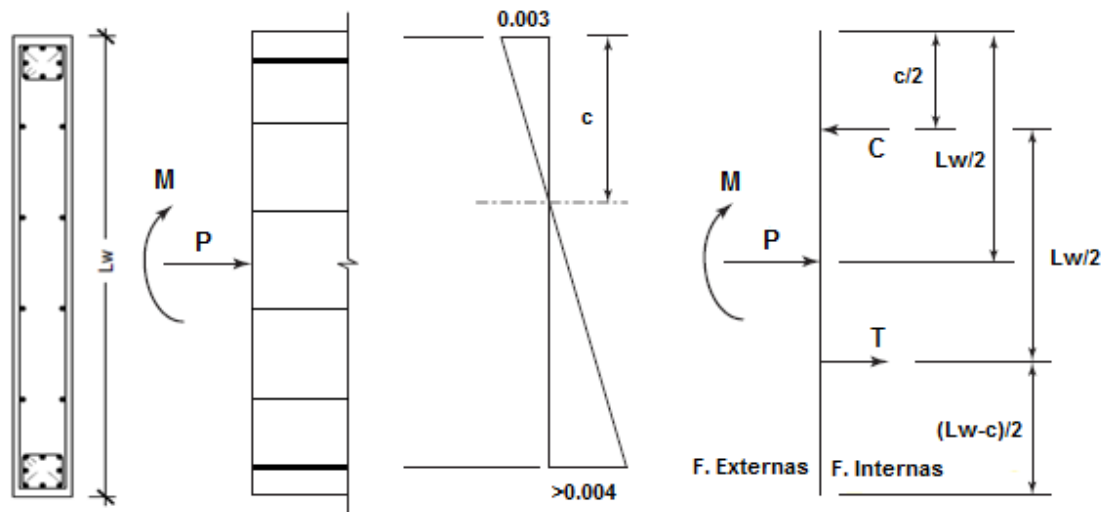


Fig. 6.15 Modelo de la placa para el diseño por flexocompresión. Adaptada de Wight & MacGregor (2009)

Para el primer piso, se hará un cálculo rápido del acero con el momento máximo último, como si la placa estuviera en flexión pura. El brazo de palanca (jd) se estimará con el valor empírico de 0.9 veces el largo (L , o Lw) del muro (Blanco, 1994). Algunos ingenieros recomiendan 0.8 veces L como brazo de palanca, lo cual es bastante más conservador, aunque todavía no se tenga ninguna certeza de cuál será la profundidad del eje neutro de la sección.

$$Mu = 1035000 \text{ kg.m} = \phi(As)(fy)(jd) = 0.9(As)(fy)(0.9L)$$

$$As = 60 \text{ cm}^2$$

Este es únicamente un valor inicial para el diseño y se espera que sea un valor cercano al refuerzo más óptimo para las solicitaciones. Entonces, se colocan provisionalmente 12 barras de $\varnothing 1''$ en cada núcleo para reforzar la placa simétricamente, porque se tiene el mismo valor de Mu para ambos sentidos. El acero vertical repartido se considerará como el mínimo (0.0025 de cuantía):

$$As_{v \text{ min}} = 0.0025(25)(490) = 30.6 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará, provisionalmente al menos, dos mallas (una en cada cara del muro) de $\varnothing 3/8$ cada 22 cm, entre los elementos de borde. El diagrama de interacción de la sección, con el refuerzo definido, se grafica en la Fig. 6.16. La sección de muro es simétrica, así que también lo será el diagrama.

En la **Fig. 6.16** se evidencia que se tiene capacidad de sobra en compresión. Esto suele ser una característica de los muros de corte: la compresión máxima casi nunca controla el diseño, incluso en el primer piso, donde se tiene la compresión máxima. Se puede notar además que se tiene una resistencia a la flexión mayor a las solicitaciones últimas, por lo que es conveniente reducir el acero de los núcleos para aproximarse más a este valor. Mientras mayor resistencia se tenga a la flexión, siguiendo el diseño por capacidad, se tendrá que dar una resistencia superior en cortante, lo que puede generar gran cantidad de refuerzo repartido en el alma. Por consiguiente, se tratará de “ajustar” la resistencia (el diagrama) a los momentos últimos. Ya que las fuerzas del segundo piso claramente (representadas por los puntos más cercanos al origen del gráfico) no controlarán el diseño, así que a partir de ahora se usarán las fuerzas del primer piso, las cuales son más críticas.

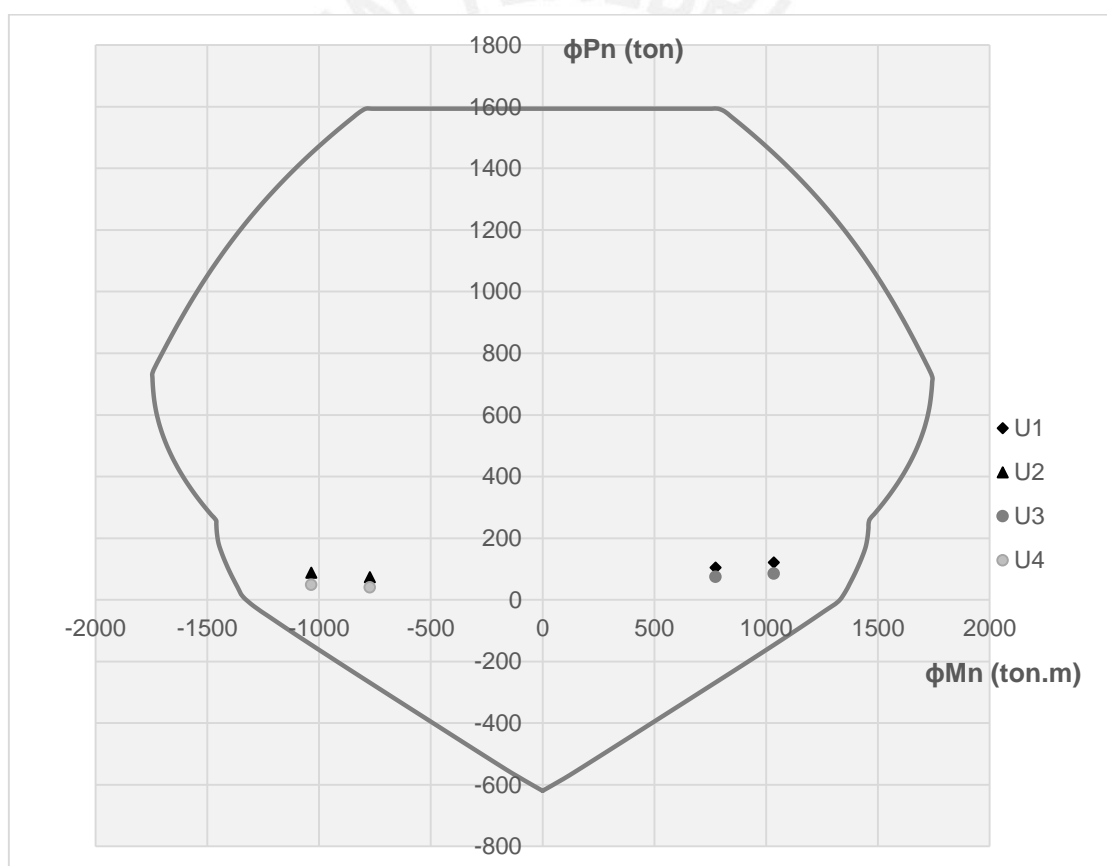


Fig. 6.16 Diagrama de interacción del primer y segundo piso de PL-04, con 60 cm² de acero en los bordes

Se probaron varias opciones en el diseño de la sección disminuyendo el acero concentrado, acortando la longitud de los núcleos y distribuyendo entre ellos nuevamente el refuerzo repartido. Cuatro diagramas de interacción correspondientes a cuatro distintas áreas de refuerzo en el núcleo se grafican en la **Fig. 6.17**: 60, 50, 40 y 30 cm². Se ve que el último, el más pequeño, no da resistencia suficiente para englobar

los puntos de carga mayorada. Un área de 40 cm² (la curva resaltada en el gráfico) es la mínima necesaria para el diseño. Entonces, se colocarán 40.8 cm² de acero en cada núcleo, área correspondiente a 8 barras de Ø1”.

Los puntos que aparecen en el diagrama pertenecen a las combinaciones de carga para los dos primeros pisos, que se detallan en la **Tabla 6.11**.

De esa forma, se obtiene el diseño final de los dos primeros pisos de la placa, por lo menos en flexocompresión. Recuérdese que se asumió conservadoramente la cuantía mínima de acero repartido en el alma, ya que aún no se hace el diseño por cortante.

Tabla 6.11 Combinaciones usadas para el diseño de los dos primeros pisos de PL-04

Combinación	Piso	M _U (ton-m)	P _U (ton)
U1 = 1.25(D + L) + S	1	1035	121
U2 = 1.25(D + L) - S	1	-1035	88
U3 = 0.9D + S	1	1035	86
U4 = 0.9D - S	1	-1035	49

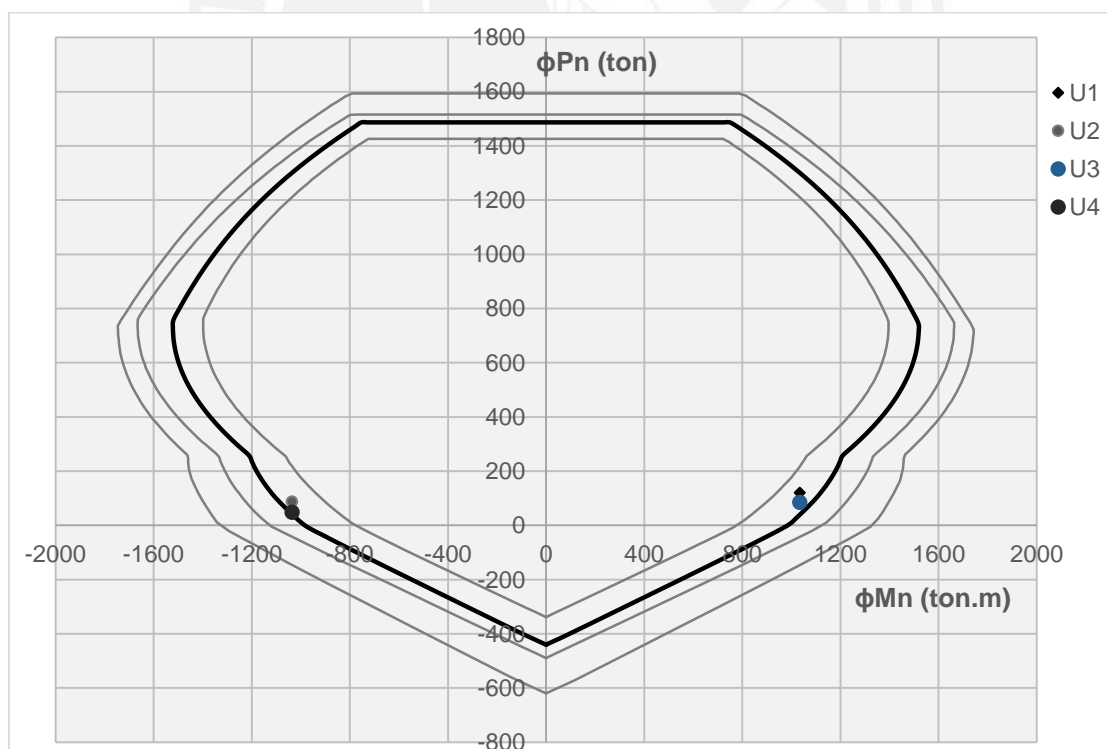


Fig. 6.17 Diagrama de interacción del primer piso de PL-04, con 30, 40 (trazo oscuro), 50 y 60 cm² de acero en los bordes

Para finalizar el diseño por flexocompresión, se debe acotar que no se siguieron los parámetros de la Norma en cuanto a la longitud de los elementos de borde. Estas

exigencias han sido cuestionadas en reiteradas ocasiones, acusándolas de poco coherentes con las fallas producidas por sismos peruanos. Solo para asegurarse, se harán los cálculos correspondientes para la placa PL-04. La profundidad del eje neutro máxima para las combinaciones usadas es:

$$c = 95 \text{ cm}$$

La profundidad c debe ser comparada con un cociente, que se calcula a continuación, y si es mayor que este último, se deben confinar los extremos. La deformación inelástica máxima (δ_u) en la dirección Y-Y fue 3.8 cm, mientras que l_m y h_m son la longitud y altura del muro, respectivamente.

$$\frac{l_m h_m}{600 \delta_u} = 380 \text{ cm}$$

Ya que este último valor es mucho mayor a c , no sería necesario, según Norma, confinar los extremos de las placas. Esta exigencia “arbitraria” tiene gran cantidad de críticas, que se fundamentan en que esta pone un límite muy alto para que sea si quiera necesario confinar (Blanco, 2015). Entonces, a pesar de lo que indica la Norma de diseño, se colocará confinamiento a los elementos de borde diseñados, al igual que el resto de placas. El espaciamiento de los estribos de los núcleos será el mismo que el refuerzo distribuido horizontal (ver **Subcapítulo 6.4.2**), entonces, $\emptyset 3/8 @ 20 \text{ cm}$.

6.4.2 Diseño por capacidad del refuerzo distribuido del muro PL-04

El diseño por fuerza cortante debe hacerse por capacidad, para lo cual se debe conocer la capacidad y sobrerresistencia en flexocompresión. La manera como se estima la fuerza cortante correspondiente a la capacidad máxima en flexión de las placas, es aceptando que la cortante aumenta proporcionalmente al momento flector alcanzado en una sección del muro, hasta su capacidad máxima (nominal) en flexión.

$$V_{u_a} = \frac{M_n}{M_u} V_u \quad \dots (6.13)$$

La última expresión indica que la fuerza cortante de diseño (V_{u_a} , por “fuerza cortante amplificada”) debe aumentarse en la misma proporción que tienen el momento último y el momento nominal de la sección, como si se llevara a cabo una falla de carga axial constante. No obstante, la Norma pone un límite para el cociente de los momentos: la fuerza puede tener, como máximo, una amplificación igual al factor de reducción sísmica (R) que es, en el caso de este edificio, 4.5. A partir de esta fuerza de diseño, se calculará la cuantía de acero horizontal, despreciando cualquier aporte del acero vertical en la

resistencia. Escrito como igualdad, sería la ecuación de diseño (derivada de la desigualdad 6.7) que se ha usado a lo largo del **Capítulo 6**:

$$Vu = \phi(Vc + Vs) \quad \dots (6.14)$$

Recuérdese que el factor de reducción de resistencia (ϕ) para cortante es 0.85. La resistencia nominal para el concreto y el acero es:

$$Vc = \alpha_c \sqrt{f'c}(t)(L) \quad \dots (6.15)$$

$$Vs = \frac{A_h f_y d}{s_h} \quad \dots (6.16)$$

Estas expresiones, se derivan de las ecuaciones 6.10 y 6.8, respectivamente, usadas par vigas y columnas. En la primera, el factor α_c está en función de la esbeltez del muro: para muros poco esbeltos, la resistencia del concreto crece. En este caso, el muro es esbelto, pues su altura es más que el doble que su largo, por lo que le corresponde un factor igual a 0.53 (el mismo que se usa en vigas y columnas).

El espaciamiento s_h , del refuerzo horizontal, la variable central del diseño por cortante, se determinará con la ecuación 6.16 y definirá la resistencia la resistencia del acero de refuerzo.

En la **Tabla 6.12** se muestran las fuerzas cortantes de análisis sísmico (Vu), con los cuales se diseñará, pues la cortante por carga de gravedad es despreciable, para luego amplificarlos (Vu_a) con la expresión 6.13. Se hará el diseño para los dos primeros pisos y tomando en cuenta la combinación U1, la cual es la más crítica.

Tabla 6.12 Fuerza cortante de diseño de PL-04 para los dos primeros pisos

Piso	Mu (ton-m)	Mn (ton-m)	Vu (ton)	Vu _a (ton)
1	1030	1380	110	147
2	790	1375	108	188

Ya que el diagrama de la **Fig. 6.17**, se ajustó a las solicitaciones máximas de flexocompresión, que pertenecen al primer piso, el segundo piso tiene gran sobrerresistencia a la flexión, lo que genera que la fuerza cortante se amplifique casi al doble. Por ello, serán las fuerzas del segundo piso las que gobiernen el diseño.

Para proveer la resistencia de 188 ton, se decidió usar un refuerzo horizontal con barras de $\varnothing 3/8''$ (2 mallas, ver **Fig. 6.18**). Con las 94 ton de resistencia nominal que ofrece el concreto (usando la expresión 6.15), restaría por tomar 128 ton (antes de la reducción

por 0.85) para el acero, con la ecuación de diseño por cortante **6.14**. Con la expresión **6.16** (resistencia del acero) se calcula el espaciamiento s_h requerido.

$$As_h = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$s_h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho_h = \frac{As_h}{(t)(s_h)} = 0.0028$$

La cuantía resultante es mayor que la mínima exigida de 0.25%. Conocida la cuantía horizontal, la Norma exige calcular la cuantía vertical como sigue:

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

Debido a la esbeltez del muro (cociente de la altura y largo del muro, $h_m/l_m = 3.6$), el segundo término resultará negativo por lo que controlará el valor mínimo de 0.0025. Esta afirmación se cumplirá todos los muros del proyecto, salvo los que tienen un largo mayor a 7 m (a saber, las dos placas en la dirección X-X).

El refuerzo por cortante estará constituido, entonces, por dos mallas (una en cada cara del muro) de $\emptyset 3/8$ y tendrá los siguientes espaciamientos verticales y horizontales, respectivamente.

$$2\emptyset 3/8 @ 22 \text{ cm} \rightarrow \rho_{vert} = 0.25\%$$

$$2\emptyset 3/8 @ 20 \text{ cm} \rightarrow \rho_{horiz} = 0.28\%$$

El diseño del acero concentrado y distribuido se grafica en la **Fig. 6.18**.

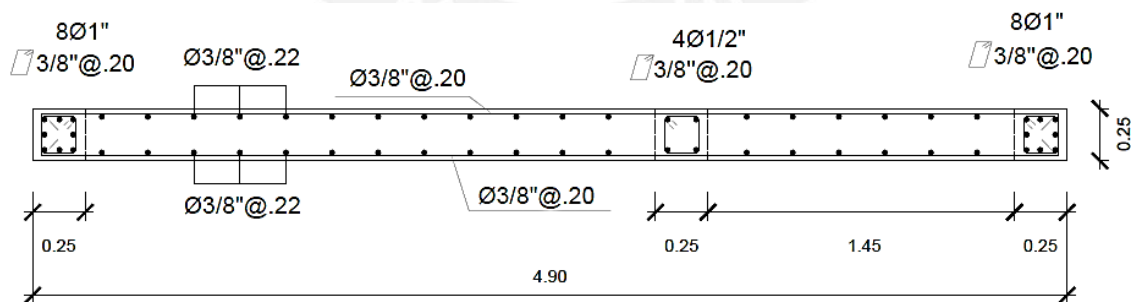


Fig. 6.18 Diseño del refuerzo del muro PL-04

6.5 Diseño de la escalera

Las escaleras serán los últimos elementos de la superestructura en diseñarse. El diseño por flexión será muy parecido al que se haría para una losa maciza unidireccional.

El refuerzo irá en dos capas, una inferior y otra superior, en ambas direcciones. En la dirección principal, el refuerzo se calculará por flexión y en la secundaria, irá necesariamente el refuerzo mínimo. Este refuerzo vendrá dado por la cuantía de acero por temperatura de losas macizas (la mínima que controla las fisuras por retracción, 0.18%) y es para el descanso y garganta, que tienen espesores distintos:

$$A_{s_{min}} (\text{descanso}) = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{min}} (\text{garganta}) = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Estas cantidades de acero también se colocarán en caso se obtengan áreas de refuerzo inferiores en el diseño por flexión en la dirección de análisis.

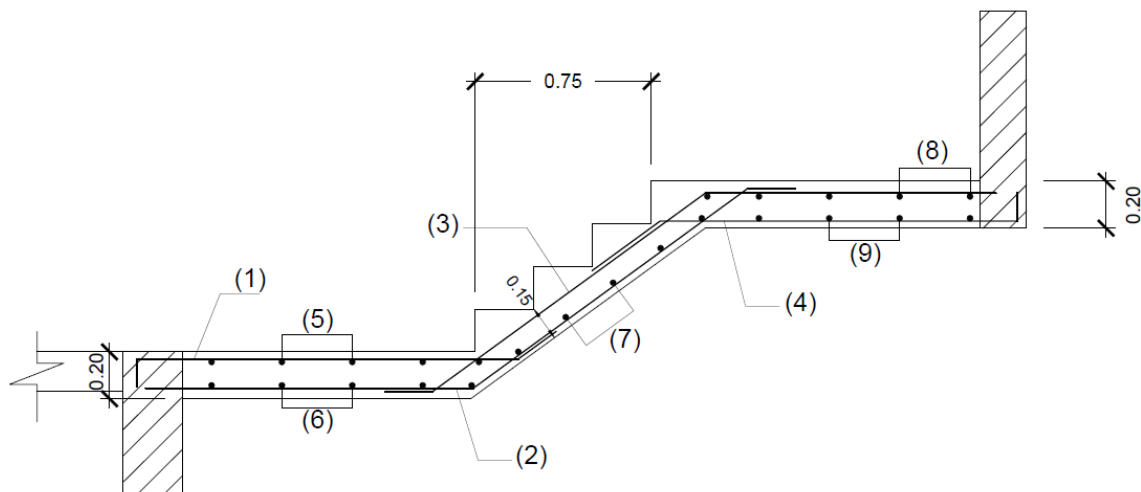


Fig. 6.19 Distribución del refuerzo a diseñarse

Antes de diseñar las cuantías de acero que reforzarán la escalera, se definió la distribución de las barras, como se muestra en la **Fig. 6.19**, tanto en la dirección de análisis (de 1 a 4, en la figura) como las transversales (desde 5 a 9). Se ve en la figura que el acero se colocará en dos capas, salvo el refuerzo transversal en la garganta que solo será inferior. Ya que la flexión es principalmente positiva, el análisis solo servirá para determinar las barras inferiores.

Tabla 6.13 Cálculo del refuerzo en el tramo principal de la escalera

Refuerzo	Ubicación	Dirección	Mu (ton-m)	As (cm ²)	¿As _{min} ?	Barras colocadas
(1)	Descanso	Principal	N/A	N/A	3.6	Ø3/8 @ 20 cm
(2)	Garganta	Principal	2.6	5.4	No	Ø1/2 @ 20 cm
(3)	Garganta	Principal	N/A	N/A	2.7	Ø3/8 @ 20 cm
(4)	Descanso	Principal	2.5	3.6	3.6	Ø3/8 @ 20 cm
(5) y (6)	Descanso	Secundaria	N/A	N/A	3.6	Ø3/8 @ 30 cm en cada capa
(7)	Garganta	Secundaria	N/A	N/A	2.7	Ø3/8 @ 25 cm
(8) y (9)	Descanso	Secundaria	N/A	N/A	3.6	Ø3/8 @ 30 cm en cada capa

En la **Tabla 6.13** se detallan los parámetros del diseño del refuerzo para las dos secciones de máximo momento. Las hipótesis para el diseño por flexión son exactamente las mismas que las aplicadas en losas y vigas, excepto que hay que acotar que el descanso tendrá un peralte de 20 cm (peralte efectivo: 17 cm), mientras que la garganta tendrá 15 cm (peralte efectivo: 12 cm).

El acero de refuerzo de la escalera se presentará por tramos en los planos. Para este tramo diseñado se muestra el refuerzo en la **Fig. 6.20**.

El tramo (principal) presentado es típico así que el diseño se repetirá en todo lo alto de la escalera. Además, se tiene un tramo secundario (perpendicular) que se apoya en los descansos de los tramos principales, por lo que el acero que se coloca es mínimo.

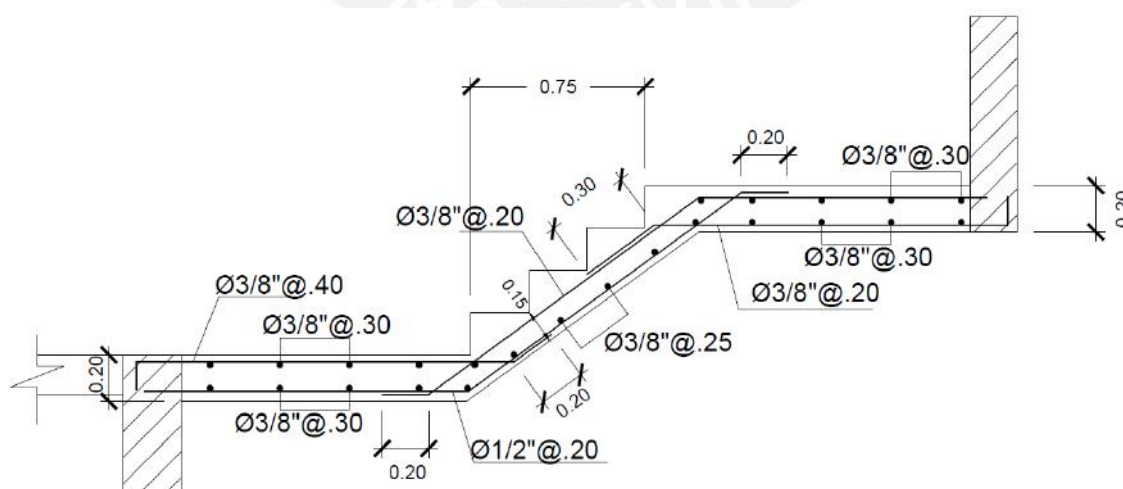


Fig. 6.20 Diseño del refuerzo del tramo analizado de la escalera

6.6 Diseño de la cimentación

Finalmente, solo resta por diseñar la cimentación del edificio para concluir este proyecto de estructuras. Lo que hace único a este subcapítulo de diseño de cimentación es que el diseño en concreto armado solo la mitad del problema pues debe ser antecedido por un dimensionamiento, que más bien corresponde a la disciplina de ingeniería de cimentaciones.

La cimentación de cualquier estructura debe transmitir todas las cargas al suelo que la sostiene, por lo que su diseño debe contemplar los estados límites de este (como su capacidad portante), pues de lo contrario se provocarían asentamientos, nocivos para una edificación. Para lograr este objetivo, se recurrirán a dos principales tipos de cimentación: zapatas aisladas para columnas y cimientos corridos para las placas.

Una vez que se han determinado las dimensiones de las zapatas, se procede al diseño en concreto armado, que es por flexión, con verificaciones por esfuerzo cortante, muy similar a como se haría con una losa.

6.6.1 Dimensionamiento de la cimentación

Se trate de zapatas o cimientos de muros, para el dimensionamiento se sigue la siguiente premisa: la cimentación debe tener dimensiones lo suficientemente grandes como para que el suelo no exceda su capacidad portante (recordando que a mayor área en la que se transmitan las cargas, los esfuerzos serán menores).

Se listan a continuación las asunciones que se utilizarán en el dimensionamiento de zapatas, y que de hecho se usan en la práctica. Se está refiriendo especialmente a zapatas de columnas, pero algunos parámetros generales, como la capacidad portante, por ejemplo, podrán aplicarse a zapatas corridas (de muros).

- Ya que el edificio es parte de un condominio, en tres de los cuatro lados de la edificación no se tienen problemas con el límite de propiedad y las zapatas pueden extenderse más allá del área construida. Sin embargo, en el lado derecho se encuentra un edificio “gemelo” inmediatamente contiguo, lo cual recortará las dimensiones de las zapatas de los muros PL-04 y PL-08.
- El esfuerzo máximo admisible que se puede presentar en condiciones de servicio es igual a la capacidad portante del suelo (σ), proveniente de un EMS. Este valor fue dado desde el inicio del proyecto como 2 kg/cm².
- Puesto que se dimensiona en condición de servicio, las cargas de sismo se dividirán entre 1.25. Cuando se considera cargas sísmicas en el

dimensionamiento, la capacidad portante se puede amplificar por 1.3, según el Artículo 15.2.4 de la Norma.

- El peso de la zapata se puede estimar (en una primera aproximación) como un porcentaje de las cargas verticales que bajan por su columna, puesto que no se tiene en un principio las dimensiones de la cimentación. Se tomará para suelo intermedio un 10% de la carga axial en servicio (puede ser incluso más sumándole el peso del suelo sobre la zapata). Más adelante, con las dimensiones finales se podrán calcular con mayor exactitud los pesos.
- La profundidad de cimentación será 2.2 m. Esta sería la profundidad mínima para que el 'pit' del ascensor (de altura 1.5 m) no se incruste en la cimentación que se encuentra debajo de él (que se supondrá con peralte de 70 cm).
- Todas las zapatas aisladas tendrán extremos volados iguales en sus dos direcciones. Esto significa: la diferencia de los lados de la zapata y los de la columna respectiva será la misma. Gracias a esto, el dimensionamiento se reduce al cálculo de una sola variable (el largo del voladizo).
- Los esfuerzos en la interacción zapata-suelo se calcularán tomando a la cimentación como un sólido rígido, por ello se usará la fórmula 6.17. Esta está en función de la carga axial (P), el momento flector (M) y las dimensiones de la zapata (B y L).

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} \quad \dots (6.17)$$

En los casos donde los momentos sean tan grandes que originen se presenten posibles esfuerzos de tracción (imposibles para ser tomados por el suelo), se redistribuirán los esfuerzos cuidando de conservar el equilibrio, considerando que una parte se "levantará" y el resto quedará a compresión. Las formas más simples como se modela la distribución son la rectangular (ecuación 6.18) y la triangular (cuyo valor máximo es igual a la expresión 6.19):

$$\sigma = \frac{P}{2B \left(\frac{L}{2} - \frac{M}{P} \right)} \quad \dots (6.18)$$

$$\sigma = \frac{2P}{3B \left(\frac{L}{2} - \frac{M}{P} \right)} \quad \dots (6.19)$$

Como ejemplo, se tiene la zapata Z6, que debe transmitir al suelo las cargas de la columna C4 (25x40), las cuales se muestran en la **Tabla 6.14**. El peso del suelo y de la zapata se calcula a partir de las dimensiones de esta, y, ya que estas son a su vez variables del problema, el cálculo se vuelve iterativo. En la **Tabla 6.14**, se tienen las

dimensiones finales que se colocaron a la zapata y con ellas se comprobará que el esfuerzo no sobrepase el admitido.

Tabla 6.14 Cargas para el dimensionamiento de la zapata Z6

Dimensiones colocadas		Cargas de la Columna			Cargas de la Cimentación	
L _{x-x} (m)	B _{y-y} (m)	P _{serv} (ton)	M _{serv x-x} (ton-m)	M _{serv y-y} (ton-m)	P _{zapata} (ton)	P _{suelo} (ton)
2.45	2.3	88	0.32	2	9.5 (*)	15.2

(*) El peso de la zapata se calculó considerando un peralte de 70 cm, más adelante se dará el porqué de esta dimensión.

Se puede observar que, debido a la gran profundidad de cimentación (2.2 m) se tiene que el peso del suelo es casi el doble que el peso propio de la cimentación, y entre ambos conforman más del 25% de la carga en servicio de la columna. Con las cargas cuantificadas, se verificarán los esfuerzos en el suelo. En la **Tabla 6.15**, se calcularon dos esfuerzos: el primero, considerando los momentos de sismo; el segundo, sin considerar el sismo (los momentos de carga vertical son despreciables en el análisis).

Tabla 6.15 Esfuerzos en el suelo de la zapata Z6

σ c/sismo (ton/m ²)	σ s/sismo (ton/m ²)
21	20

El primer valor excede ligeramente el valor admisible, pero la Norma permite amplificar la capacidad del suelo cuando se considera sismo (1.3 veces), por lo que en ambos casos las dimensiones cumplen con los requerimientos.

Los mismos conceptos de dimensionamiento se pueden aplicar a las zapatas corridas de las placas. Aunque, es de prever que se presentarán grandes momentos por las fuerzas sísmicas que bajan por los muros: las grandes excentricidades pueden originar que la zapata necesite tener un largo excesivo, como sucede en la zapata del muro PL-04.

Tabla 6.16 Cargas para el dimensionamiento del muro PL-04

P _{D+L} (ton)	P _{sis} (ton)	P _{serv 1} (ton)	P _{serv 2} (ton)	M _{serv} (ton-m)
89	± 6	96(*)	83(*)	828

(*) Falta el peso propio de la zapata, que está en función de las dimensiones de esta.

Usando la ecuación **6.19**, la más conservadora, se pueden calcular las dimensiones que no causen esfuerzos excesivos en el suelo, usando el estado de cargas más crítico (usando la carga axial menor $P_{serv.2}$, se llegará a mayores excentricidades). Por ejemplo, fijando como constante un ancho igual a 1.5 m, se llegaría a un largo de zapata del orden de 20 m para satisfacer la condición de esfuerzo admisible, lo cual es el triple del largo del muro e incluso invade el área de la cimentación del muro adyacente (PL-08). Entonces, se combinarán los cimientos de ambos muros conformando una gran zapata, en la cual se espera llegar al esfuerzo máximo del suelo con las menores dimensiones posibles.

En fin, el cimiento corrido combinado quedó dimensionado con un largo de 15 m y un ancho de 1.5 m. Esta zapata estará unida a las zapatas de los muros transversales, conformando un gran sistema de zapatas combinadas, tal como se ve en la **Fig. 6.21**. Además se incluirán vigas de cimentación, tanto para aliviar al suelo de esfuerzos provenientes de momentos sísmicos, como para dar mayor resistencia al cimiento. El diseño de esta “zapata principal” se verá con mayor detalle en el **Anexo 3**.

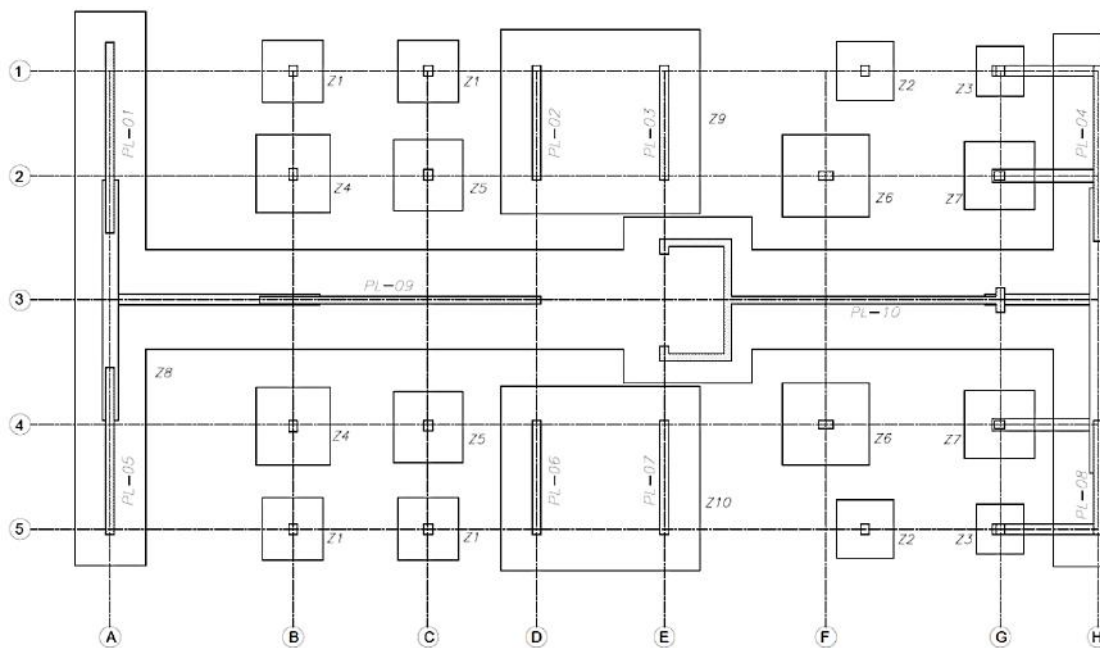


Fig. 6.21 Vista en planta de la cimentación dimensionada para el edificio

A la derecha de la **Fig. 6.21** se distinguen dos tipos de vigas de cimentación. Las que van perpendiculares a los muros (en los ejes 1, 2, 4 y 5) se colocaron para resistir la carga excéntrica que aparece al “recortar” la cimentación, debido al límite de propiedad. Las vigas conectan los muros a las columnas adyacentes, aliviando los esfuerzos en las zapatas de estas, aunque la carga vertical excéntrica no es grande, como no lo es el

brazo de palanca. La presencia de estas vigas permitirá tomar el esfuerzo en esa zona de la cimentación como uniforme en la dirección perpendicular a los muros.

6.6.2 Diseño en concreto armado de zapata Z6

La zapata de concreto ya dimensionada ahora precisa de un refuerzo acorde a sus requerimientos de resistencia. Aunque, lo primero que se calculará con las cargas últimas es el peralte de la sección a diseñar (o la altura de la zapata).

El peralte será el mínimo necesario para que se cumpla con dar la resistencia cortante. En zapatas, la cortante se da de dos formas: por flexión (a d de la cara de la columna), usando la ecuación 6.10, y por punzonamiento (a $d/2$ de la cara) que se cuantifica con la siguiente expresión:

$$V_c = 1.06\sqrt{f'_c}b_o d \quad \dots (6.20)$$

Esta resistencia se reduce con el factor 0.85, correspondiente a diseño por cortante. El término b_o se refiere al perímetro de punzonamiento, que para una columna rectangular es (b y h son dimensiones de esta, d es el peralte efectivo de la zapata):

$$b_o = 2(b + h + 2d)$$

La sollicitación viene dada por la resultante del esfuerzo amplificado a estado último ($\sigma_u = 30 \text{ ton/m}^2$) distribuido por el área en planta exterior al perímetro del punzonamiento. El peralte efectivo (d) mínimo que satisface la condición que la resistencia de la expresión 6.20, debidamente reducida, no sea menor que la sollicitación, es 60 cm. Con este peralte se obtienen:

$$\phi V_c = 195 \text{ ton} \quad V_u = 145 \text{ ton (Punzonamiento)}$$

En el caso de la cortante por flexión, que se analiza de la misma forma que una losa, se tiene una mayor sobrerresistencia (el triple de lo requerido). Para una franja de 1 m:

$$\phi V_c = 39 \text{ ton} \quad V_u = 13 \text{ ton (Flexión)}$$

Queda definido el peralte bruto de la sección como 70 cm (10 cm mayor que el peralte efectivo), que es suficiente para que el refuerzo en compresión de la columna desarrolle su resistencia (la longitud de desarrollo de las barras de $\text{Ø}3/4$ es 44 cm). Con esta variable definida se puede proceder al cálculo del refuerzo. Para ello, se hace un análisis y diseño para un metro de ancho de cualquiera de los extremos volados (se asume que el esfuerzo máximo está uniformemente distribuido en toda la zapata) y con esto se llega a los valores de la **Tabla 6.17**.

Tabla 6.17 Cálculo del refuerzo por flexión de la zapata Z6

Volado (m)	Mu (ton-m)	As (cm ²)	1.33 As (cm ²)	As _{min} = 0.0018bh (cm ²)
1.03	16	7.3	9.7	12.6

El área de acero es menor al mínimo requerido por la Norma por temperatura (0.10% versus 0.18%, en cuantía con la sección bruta) por lo que debería colocarse un refuerzo mayor. Con respecto al acero de temperatura se puede decir lo siguiente: ya que la zapata no está restringida en sus extremos, una posible retracción o contracción del concreto no ocasionaría fisuras, como si lo haría en una losa que tiene apoyos en sus lados. Es por esto que se revisa la “salida” que ofrece la Norma para el acero mínimo en flexión (1.33 veces el acero calculado), llegando a una cuantía de 0.14%.

Finalmente, el acero que se decide colocar se muestra en la **Fig. 6.22**, el cual representa una cuantía de 0.16%. Con el refuerzo definido, se culmina el diseño de la zapata aislada.

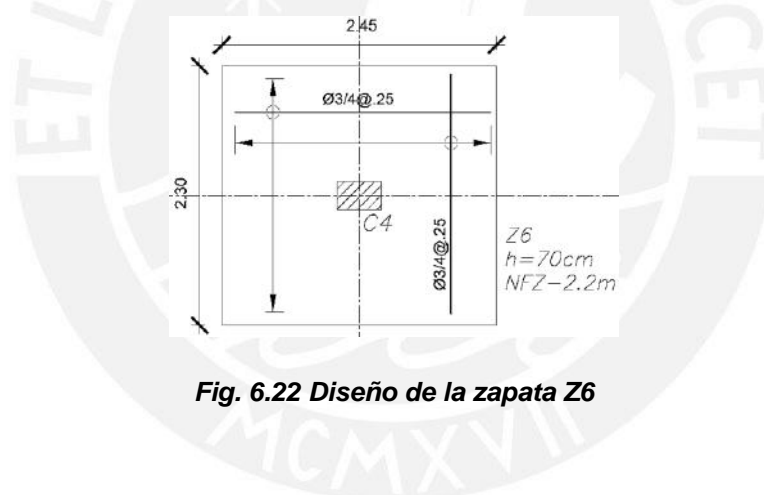


Fig. 6.22 Diseño de la zapata Z6

Capítulo 7: Conclusiones y Recomendaciones

Culminado el trabajo de tesis y logrados los objetivos trazados, se llegaron a las siguientes conclusiones sobre el proyecto desarrollado:

- Se estructuró el edificio tal que resista adecuadamente las cargas de gravedad y de sismo, dando especial importancia a lo segundo. Luego, se aplicaron los criterios usuales de dimensionamiento, pero al encontrarse con luces pequeñas, se fijaron peraltes mínimos para algunas vigas y losas (40 y 17 cm). Finalizado el proyecto, se concluye que algunos elementos fueron sobredimensionados y un indicador puede ser el cálculo, con las secciones finales, de los ratios usados en el predimensionamiento (Tabla 7.1) y ver si están entre los valores recomendados.

Tabla 7.1 Ratios del dimensionamiento de la estructura

Elemento	Ratio	Promedio en proyecto	Observación
Losas	h / l_n	1/18	Se promedió el cociente h/l_n de todos los paños del aligerado. Se recomiendan valores debajo de 1/20.
Vigas	h / l_n	1/9	Ídem para las vigas peraltadas. En otros proyectos se pueden encontrar vigas dimensionadas con 1/12 o 1/14.
Columnas	σ_{serv} / f'_c	35%	El esfuerzo promedio de carga axial en servicio de todas las columnas dividido entre 210 kg/cm ² . Se esperaba 45%.

La Tabla 7.1 da a entender que la estructuración no fue óptima, puesto que muchos elementos tuvieron dimensiones no acordes a su área tributaria (ya que estas eran mínimas). ¿La solución? Podrían eliminarse columnas para alargar las luces, o tal vez algún pórtico completo, pero ello implicaría un proyecto nuevo de estructuras (y probablemente otro diseñador).

- El periodo fundamental del edificio será 0.3 segundos, según la NTE 0.30 y el análisis modal en ETABS. Es un periodo corto para los siete pisos de la estructura, pero tómese en cuenta la gran cantidad de placas que rigidizan el edificio, disminuyendo su periodo de vibración.
- La estructura cumplió con creces los requisitos mínimos de torsión y se puede asegurar, con el respaldo del análisis espectral, que la edificación no tendrá problemas de rotaciones indeseadas. Gracias a una distribución arquitectónica muy simétrica, la labor de estructuración se facilitó enormemente, distribuyendo placas simétricamente también para proveer rigidez en las dos direcciones.
- La Norma de Diseño Sismorresistente usada en el proyecto no castigaba de manera adecuada la condición de edificio irregular. Por alguna razón, no se sobrevaloraban los desplazamientos con respecto a un edificio regular, exigiendo indirectamente la

misma rigidez (este punto se comenta en el **Anexo 1**). A pesar de que se considera que la irregularidad del edificio es de las más “leves” que se pueden presentar, se proporcionó al edificio una rigidez mucho mayor que la exigida. Las derivas máximas en X-X e Y-Y fueron respectivamente 0.17% y 0.34%.

- Pasaba lo contrario con los requisitos de resistencia sísmica: la disminución del factor R de la cortante basal y el aumento del factor de escala de la cortante dinámica (ambos por irregularidad), significaban un incremento del 50% en resistencia requerida respecto a un edificio regular. La estructura se diseñó con 500 ton de cortante basal, que representa el 24% de su peso.
- La alta resistencia sísmica requerida y la “estrecha” estructuración del edificio propiciaron que las cargas sísmicas sean las que dominen el diseño, muy por encima de las cargas de gravedad. Esto se hace evidente al ver las bajas cuantías de acero que se colocaron en las vigas no sísmicas ($\rho=0.4\%$, promedio de todas las secciones críticas), columnas ($\rho=2\%$, en promedio) y losas. Por el contrario, las cargas sísmicas exigieron grandes dimensiones a la cimentación y generosos refuerzos en las placas más solicitadas.

No se pretendía con este proyecto profesional realizar grandes hallazgos para el diseño de estructuras, pero sería mezquino no mencionar las importantes enseñanzas que dejó el trabajo de tesis para ser aplicadas en proyectos afines. A continuación se listan las recomendaciones más relevantes que se recogen del proyecto:

- Es muy importante evitar las irregularidades en la estructura (aunque muchas veces dependan del diseño arquitectónico), ya que se perjudica tanto el ámbito estructural del proyecto como el económico: con mayores cargas sísmicas, se necesitarán secciones más robustas de concreto y mayor cantidad de refuerzo.
- El hecho de que se cuenten con diversos softwares para el análisis estructural (en este proyecto se usó ETABS, pero existen muchas otras opciones) facilita la labor del ingeniero. No obstante, es una buena práctica que el diseñador verifique los resultados del modelamiento con un cálculo rápido (por ejemplo, contrastar el análisis espectral con un análisis estático, o el análisis vertical con un metrado por áreas tributarias). Asimismo, si se elige usar el programa como herramienta de diseño, algo que no se hizo en esta tesis, se debe tener muy en cuenta los parámetros que usa este para el cálculo del refuerzo: asegurarse que el código de diseño usado sea compatible con nuestro reglamento.
- Un suelo intermedio no debería modelarse como una restricción total al giro en la base de los elementos verticales. Es común colocar empotramientos como condiciones de borde para dar mayor rigidez lateral al edificio, pero al revisar los

grandes momentos volcantes en la base de algunas placas, uno se pregunta si la interacción zapata-suelo puede dar tal rigidez al giro y, especialmente, si el suelo puede resistir esos esfuerzos en estado último (ya debe haber fallado). Se recomienda tomar en cuenta otras aproximaciones al problema, como el coeficiente de balasto, y así cuantificar la rigidez del terreno.

- Finalmente, si lo que se busca al diseñar un edificio (o cualquier obra civil) es que sea finalmente construido, se deben tener en cuenta dos puntos. El primero es que la estructura diseñada debe ser “construible”: es imprescindible ponerse en el lugar del ingeniero que materializará lo que figura en los planos y tratar de lograr un diseño práctico, de fácil construcción. Lo segundo a considerar, que está relacionado con lo anterior, es la claridad y el grado de detalle de los planos: estos deben reflejar por sí mismos el diseño, hasta la más mínima consideración, tal que pueda ser ejecutado en obra.



Bibliografía

- Basto P. & Torres W. (2010). Diseño de un edificio de concreto armado de siete niveles. Lima: Repositorio Digital de Tesis PUCP.
- Bazán E. & Meli R. (2004). Diseño Sísmico de Edificios. México: Editorial Limusa.
- Blanco A. (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú, Colección del Ingeniero Civil.
- Blanco A. et al. (2015). Conferencia Conceptos de Diseño Estructural de Muros de Concreto Armado en el Perú. Consulta: 8 de setiembre de 2015.
<http://www.abbings.com/descargas/muros_de_concreto_agosto_2015.pdf>
- Harmsen T. (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Ildelfonso G. (2014). Diseño estructural de un edificio de viviendas en concreto armado con un sótano y seis pisos ubicado en Miraflores. Lima: Repositorio Digital de Tesis PUCP.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2014). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.
- Muñoz A. (2015). Ingeniería Sismorresistente. Lima.
- Nilson A. (1999). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Bogotá: McGraw Hill.
- Ottazzi, G. (2014). Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- San Bartolomé A. (1998). Análisis de Edificios. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Wight, J. & MacGregor J. (2009). Reinforced Concrete: Mechanics and design. New Jersey: Pearson Education.