

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA
“RESIDENCIAL PRADO ALTO”**

**ESTRUCTURACIÓN SISMORRESISTENTE DE EDIFICIO DE
10 NIVELES CON SEMISÓTANO**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Rodolfo Alexis Lagos Murrieta

Lima- Perú

2008

	<u>Página</u>
RESUMEN	5
Lista de Cuadros	6
Lista de Figuras	6
Lista de Símbolos y Siglas	8
INTRODUCCION	9
CAPÍTULO I. RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO INTEGRADOR	
1.1 Generalidades	11
1.1.1 <i>Antecedentes</i>	11
1.1.2 <i>Alcance</i>	14
1.2 Descripción del Proyecto de Arquitectura	15
1.2.1 <i>Características de la arquitectura</i>	16
1.2.2 <i>Reglamentación</i>	19
1.3 Descripción del Proyecto de Estructuras	22
1.3.1 <i>Características de la estructura</i>	22
1.3.2 <i>Reglamentación</i>	24
1.4 Descripción del Proyecto de Instalaciones Sanitarias	24
1.4.1 <i>Características de las instalaciones sanitarias</i>	24
1.4.2 <i>Reglamentación</i>	25
1.5 Descripción del Proyecto de Instalaciones Eléctricas	27
1.5.1 <i>Características de las instalaciones eléctricas</i>	27
1.5.2 <i>Reglamentación</i>	27
CAPÍTULO II. FUNDAMENTOS	
2.1 Generalidades	29
2.2 Diseño Conceptual	30
2.3 Criterios de Estructuración	30
2.3.1 <i>Simetría Estructural</i>	30
2.3.2 <i>Redundancia o hiperestatismo estructural</i>	32
2.3.3 <i>Resistencia, fallo frágil y detalles que proporcionan ductilidad</i>	34
2.3.4 <i>Cambios bruscos en rigidez y masa</i>	35
2.3.5 <i>Resonancia suelo-estructura</i>	36

2.3.6	<i>Compatibilidad de deformaciones entre subsistemas estructurales</i>	37
2.3.7	<i>Masas innecesarias</i>	37
2.3.8	<i>Separación entre edificios</i>	38
2.3.9	<i>Cambios en el periodo estructural antes y durante el sismo</i>	38

CAPÍTULO III. PREDIMENSIONAMIENTO

3.1	Crterios de Diseño	39
3.2	Predimensionamiento Básico	41
3.2.1	<i>Predimensionamiento de Losas</i>	41
3.2.2	<i>Predimensionamiento de Vigas</i>	42
3.2.3	<i>Predimensionamiento de Columnas</i>	43
3.2.4	<i>Predimensionamiento de Placas</i>	45
3.3	Consideraciones del Análisis	45

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y ESTRUCTURACIÓN SISMORRESISTENTE

4.1	Análisis Sísmico	47
4.2	Análisis Estático	50
4.2.1	<i>Metrado de masas y estimación del peso de la estructura</i>	51
4.2.2	<i>Distribución de la fuerza sísmica y cortante en altura</i>	51
4.3	Análisis Dinámico	52
4.3.1	<i>Espectro de Respuesta</i>	52
4.3.2	<i>Modos de Vibración</i>	53
4.3.3	<i>Factores de Participación de Masas</i>	55
4.3.4	<i>Distorsiones de Entrepiso</i>	56
4.3.5	<i>Cortantes en cada nivel</i>	59
4.3.6	<i>Cortantes Mayorados en cada nivel</i>	61

CONCLUSIONES	63
---------------------	-----------

RECOMENDACIONES	65
------------------------	-----------

BIBLIOGRAFÍA	66
---------------------	-----------

ANEXOS

Anexo 01:	Presupuesto de Obra
Anexo 02:	Norma Técnica de Edificación E.030
Anexo 03:	Tablas de Resultados ETABS
Anexo 04:	Planos

RESUMEN

En el presente informe se expone el procedimiento para el análisis y estructuración sismorresistente de una edificación conformada por pórticos y muros de corte de concreto armado, de diez niveles y un semisótano, de acuerdo a los requerimientos exigidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente. El edificio está destinado a viviendas y es parte de un conjunto residencial, dispone de dos departamentos en el primer nivel, y tres departamentos en cada uno de los niveles restantes; mientras que en el semisótano se ubican los estacionamientos.

Durante el desarrollo del informe se presentan las etapas seguidas en el análisis sísmico; inicialmente se revisan los criterios necesarios para conceptualizar la estructura, se continúa con el dimensionamiento de los elementos sismorresistentes, se comparan los métodos de análisis dispuestos en la Norma de Diseño Sismorresistente, se verifican los desplazamientos laterales admisibles según la norma y finalmente presentar las fuerzas de diseño necesarias para adicionarse a las combinaciones de carga exigidas en el cálculo de la estructura.

El análisis estructural es asistido por el programa de cómputo ETABS el cual permite monitorear y controlar los valores de los desplazamientos laterales producidos por las componentes horizontales de la fuerza sísmica, además de proporcionar una descripción gráfica y numérica del comportamiento global de la estructura, ante las sollicitaciones sísmicas a las cuales será sometida durante su vida útil.

Un aspecto interesante durante la elaboración del análisis sísmico del modelo es que en los dos primeros modos normalmente es donde mayor masa participa, por ello al haber torsión en los primeros modos estas torsiones serán grandes y producirán mucho esfuerzo sobre las vigas, columnas y placas. Por ello, fue importante evitar la torsión en los dos primeros modos, variando la ubicación de las placas hasta conseguir un comportamiento sísmico adecuado.

Lista de Cuadros

	<u>Página</u>
Cuadro 3.1: Valores de P y n para el predimensionamiento de columnas	44
Cuadro 4.1: Centros de masa y de rigidez – Edificio “Torre Beta”	49
Cuadro 4.2: Cálculo de Pesos (Ton)	51
Cuadro 4.3: Fuerza Cortante Mínima en la Base (Ton)	51
Cuadro 4.4: Fuerza Cortante Dinámica en la Base (Ton)	52
Cuadro 4.5: Parámetros para el análisis sísmico utilizado en el modelo	53
Cuadro 4.6: Factores de participación de masa – Torre Beta	55
Cuadro 4.7: Torre Beta. Desplazamientos de Diafragmas debido al Sismo en X	57
Cuadro 4.8: Torre Beta. Distorsiones debido al Sismo en X	57
Cuadro 4.9: Desplazamiento máximo del último nivel debido al Sismo en X	57
Cuadro 4.10: Torre Beta. Desplazamientos de Diafragmas debido al Sismo en Y	58
Cuadro 4.11: Torre Beta. Distorsiones debido al Sismo en Y	58
Cuadro 4.12: Desplazamiento máximo del último nivel debido al Sismo en Y	59
Cuadro 4.13: Fuerzas Cortantes Dinámicas en la dirección X.	59
Cuadro 4.14: Fuerzas Cortantes Dinámicas en la dirección Y.	60
Cuadro 4.15: Fuerzas Cortantes Mayoradas en la dirección X.	61
Cuadro 4.16: Fuerzas Cortantes Mayoradas, en la dirección Y.	61

Lista de Figuras

	<u>Página</u>
Figura 1.1: Vista aérea del terreno.	11
Figura 1.2: Gráfico de ubicación del terreno.	12
Figura 1.3: Terreno cercado con acceso por la Av. Tomás Valle	12
Figura 1.4: Terreno cercado con acceso por la Av. Beta; zona con pistas y servicios básicos.	13
Figura 1.5: Terreno cercado con acceso al Jr. Tomas Catari	13
Figura 1.6: Terreno cercado con acceso a Propiedad de terceros	14
Figura 1.7: Distribución del Conjunto Residencial	15

Figura 1.8: Esquema de áreas	17
Figura 1.9: Certificado de Parámetros Urbanísticos y Edificatorios	17
Figura 1.10: Plano de Zonificación de Lima Metropolitana – Los Olivos (ubicación del terreno del proyecto)	18
Figura 1.11: Esquema del Conjunto Residencial. Se resalta el edificio modelo “Torre Beta”	19
Figura 1.12: Esquema del semisótano del edificio modelo “Torre Beta”	20
Figura 1.13: Corte A-A. A la izquierda la Torre Beta, y a la derecha la Torre Tomás Valle	20
Figura 1.14: Corte B-B. La Torre Beta se ubica a la izquierda, la Torre Catari a la derecha.	21
Figura 1.15: Fachada del edificio modelo “Torre Beta”	21
Figura 1.16: Planta de techo de semisótano	23
Figura 1.17: Planta de techo de nivel típico	23
Figura 1.18: Esquema de planta – Red de agua	25
Figura 1.19: Esquema de planta – Red de desagüe	26
Figura 1.20: Instalaciones Sanitarias - Diagrama de montantes	26
Figura 1.21: Esquema de planta – Red eléctrica	28
Figura 1.22: Instalaciones Eléctricas - Esquema de montantes	28
Figura 2.1: Mapa de placas tectónicas. Ubicación del Perú	29
Figura 2.2: Ubicación de cajas de ascensores y muros de corte	32
Figura 2.3: Muros de corte con secciones transversales continuas	35
Figura 2.4: Muros de corte que limitan la flexibilidad lateral de pórticos	37
Figura 4.1: Distribución en planta de muros, vigas y columnas del Primer Nivel	47
Figura 4.2: Distribución en planta de muros, vigas y columnas del Nivel Típico	48
Figura 4.3: Modelo matemático, Edificio “Torre Beta”	49
Figura 4.4: Espectro de pseudo-aceleraciones $R = 5.25$ (Estructura Dual, Irregular)	53
Figura 4.5: Torre Beta. Modo 1 (X) $T_1 = 1.216$ s	54
Figura 4.6: Torre Beta. Modo 2 (Y) $T_2 = 1.030$ s	54
Figura 4.7: Torre Beta. Modo 3 (Rotacional) $T_3 = 0.786$ s	55
Figura 4.8: Torre Beta. Deformada debido al Sismo en X	56
Figura 4.9: Torre Beta. Deformada debido al Sismo en Y	58

Lista de Símbolos y Siglas

C:	Coeficiente de amplificación sísmica
Ct:	Coeficiente para estimar el período predominante de un edificio
E:	Excentricidad accidental
g:	Aceleración de la gravedad
f'c:	Resistencia especificada del concreto a la compresión
fy:	Esfuerzo especificado de fluencia del acero
NTE:	Norma Técnica de Edificación
R:	Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
S:	Factor de suelo
Sa:	Aceleración espectral
T:	Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo
U:	Factor de uso e importancia
V:	Fuerza cortante en la base de la estructura
Z:	Factor de zona

INTRODUCCION

El aumento demográfico creciente en los últimos años y la asistencia financiera que está permitiendo a mayor número de familias acceder a préstamos hipotecarios para adquirir una vivienda, son factores que están impulsando el desarrollo inmobiliario en la ciudad de Lima, haciendo de ésta una buena oportunidad de negocio.

Teniendo en cuenta el crecimiento comercial que se está desarrollando en el distrito de Los Olivos, lo cual ha generado un aumento en la demanda de adquisición de departamentos, se tomó la iniciativa de proponer un proyecto inmobiliario de vivienda en el distrito.

La principal fortaleza del proyecto es su excelente ubicación en la avenida Tomás Valle, a pocos metros de la Av. Panamericana Norte. A diez minutos en transporte público, se encuentran también centros comerciales como Mega Plaza, Royal Plaza y el Centro Financiero de Fiori.

Otras fortalezas del proyecto son las áreas de recreación y jardines, que estarán ubicadas dentro del propio conjunto residencial.

Los linderos del conjunto residencial estarán cercados, y contarán con vigilancia permanente, ofreciendo seguridad a los propietarios y a sus bienes.

Los ambientes de la vivienda serán desarrollados para cada actividad específica, logrando que sean funcionales y por lo tanto brindarán confort a los futuros propietarios.

Tomando en consideración todo lo mencionado, dentro de los lineamientos del curso de titulación por actualización de conocimientos, se formula el proyecto inmobiliario de vivienda "Residencial Prado Alto", el que se enmarca en el actual desarrollo del negocio inmobiliario en la ciudad de Lima, y cuyo propósito será atender la demanda insatisfecha de viviendas de los sectores socio-económicos B y C, con lo cual se pretende asegurar la recuperación de la inversión y la generación de utilidades a mediano plazo.

Para tal fin se plantea la edificación de un conjunto residencial compuesto por cuatro bloques de vivienda, dos de ellos con 5 niveles, uno con 10 niveles, y el restante con 12 niveles. Este último además contará con una zona comercial en su primer nivel. El proyecto se encuentra en la intersección de las Av. Tomás Valle y Av. Beta, en el distrito de Los Olivos, muy cerca al límite con San Martín de Porres.

El objetivo general del proyecto integrador es el diseño eficiente de las especialidades de arquitectura, estructuras, instalaciones sanitarias y eléctricas que den como resultado un proyecto interesante y atractivo, que pueda ser rentable financieramente, tomando en cuenta la calidad del proyecto, el nivel socio-económico de los compradores ("B" y "C") y la ubicación del proyecto en el distrito de Los Olivos, en el año 2008.

El objetivo específico que es materia del presente informe es el de proponer y evaluar la estructuración del edificio modelo del conjunto residencial ante solicitaciones sísmicas según la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente (NTE E.030), con la finalidad de brindar una aceptable expectativa de funcionalidad, teniendo en cuenta que el propósito de la estructuración del edificio es limitar los desplazamientos laterales debido a las componentes horizontales de las fuerzas sísmicas que deforman la estructura, generando en ocasiones, momentos torsionales importantes.

CAPITULO I

RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO INTEGRADOR

1.1 Generalidades

1.1.1 Antecedentes

El proyecto Residencial “Prado Alto” se encuentra ubicado en la intersección de las avenidas Tomás Valle y Beta, frente a la Av. San Germán, Urb. El Trébol III Etapa, Distrito de Los Olivos. El terreno tiene 2,715.99 m² de área y 214.39 m de perímetro, y actualmente cuenta con un cerco en todo su límite de propiedad. Además, el terreno tiene un solo acceso provisional en el frontis que da hacia la Av. Tomás Valle. La geometría del terreno se observa en las figuras 1.1 y 1.2, mientras las figuras 1.3, 1.4, 1.5 y 1.6 permiten visualizar el entorno del terreno del proyecto.



Figura 1.1: Vista aérea del terreno.



Figura 1.2: Gráfico de ubicación del terreno.

Linderos

- Por el frente: Av. Tomás Valle en una línea recta que mide 47.82 ml.
- Por la derecha: Av. Beta en una línea ligeramente curva que mide 61.48 ml.
- Por la izquierda: Con propiedad de terceros, en una línea recta de 52.69 ml.
- Por el fondo: Jr. Tomás Catari en una línea recta de 52.40 ml.



Figura 1.3: Terreno cercado con acceso por la Av. Tomás Valle

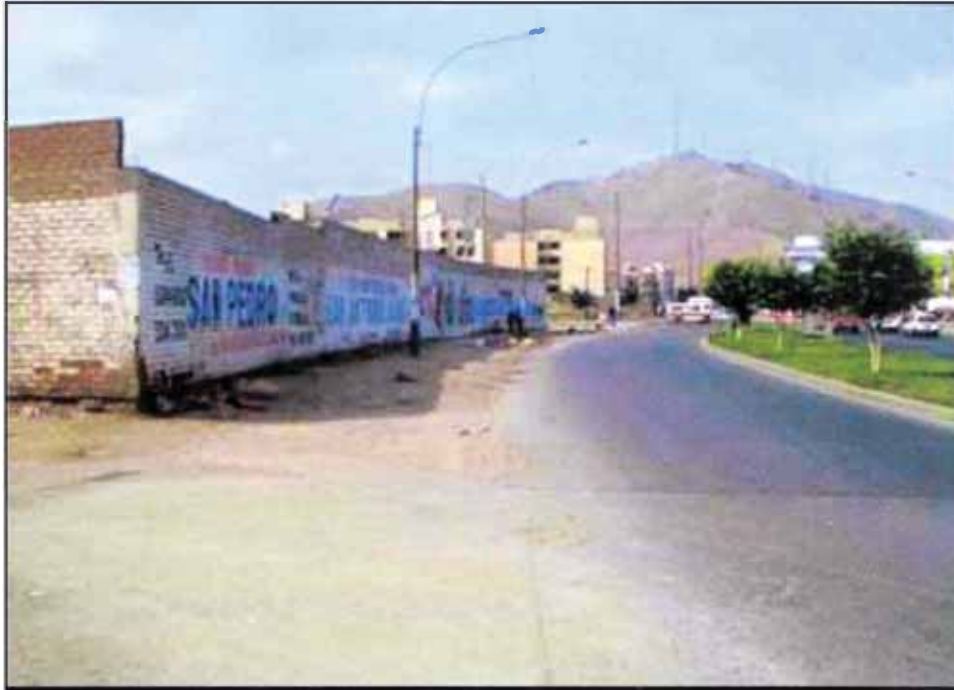


Figura 1.4: Terreno cercado con acceso por la Av. Beta; zona con pistas y servicios básicos.

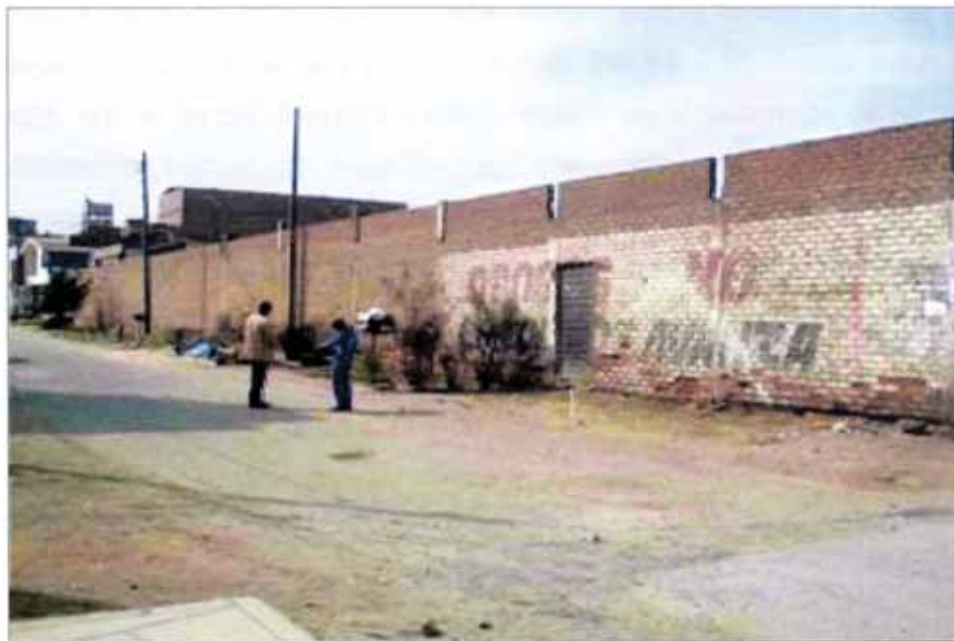


Figura 1.5: Terreno cercado con acceso al Jr. Tomas Catari



Figura 1.6: Terreno cercado con acceso a Propiedad de terceros

1.1.2 Alcance

La primera parte del proyecto integrador comprende la elaboración del diseño arquitectónico de todo el conjunto residencial. Para los siguientes avances del proyecto, con el fin de obtener un mayor detalle en el desarrollo de las demás especialidades (estructuras, instalaciones sanitarias y eléctricas), y con la previa aprobación de la jefatura de proyecto, se determinó profundizar el estudio del edificio multifamiliar modelo del conjunto residencial, la denominada "Torre Beta". La figuras 1.11, 1.12, 1.13, 1.14, y 1.15 describen gráficamente las características del edificio modelo. Como complemento del resumen ejecutivo, en el anexo N° 01 se presenta el presupuesto de obra del edificio modelo.

1.2 Descripción del Proyecto de Arquitectura

El proyecto de arquitectura de diseño en concordancia con lo establecido en el Certificado de parámetros urbanísticos y edificatorios vigentes del distrito (figura 1.9), según la zonificación y ubicación geográfica del predio (figura 1.10).

Los edificios multifamiliares del conjunto se distribuyeron según sus alturas admisibles, estipuladas en los parámetros de edificación. Así se distinguen cuatro bloques o torres:

Torre Tomás Valle

Número de niveles: 12
Número de departamentos: 44
Ascensor

Torre Catari

Número de niveles: 5
Número de departamentos: 9

Torre Beta

Número de niveles: 10
Número de departamentos: 29
Ascensor

Torre Alfa:

Número de niveles: 5
Número de departamentos: 10

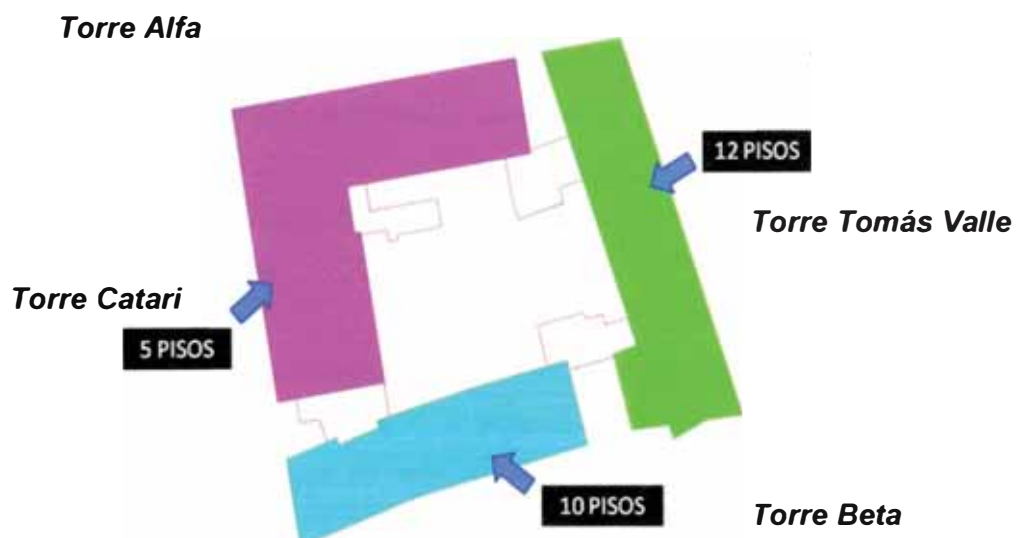


Figura 1.7: Distribución del Conjunto Residencial

Altura

El anteproyecto de los edificios multifamiliares se ajusta a las ordenanzas vigentes en las que especifican que al existir una construcción de mayor altura colindante con el terreno en el que se desarrolla el anteproyecto, se permite alcanzar como máximo la misma altura o el promedio de esta altura y la normada por el Certificado de Parámetros correspondiente.

1.2.1 Características de la arquitectura

En general, el conjunto residencial tienen las siguientes características:

- El conjunto residencial cuenta con 92 departamentos. Todos los departamentos tienen un mínimo de 90 m² de área techada neta, cuentan en su distribución con cocina, lavandería, sala comedor, un pasadizo de distribución, 2 dormitorios, estudio, 2 baños completos y uno de servicio.
- Existen 63 estacionamientos distribuidos en el sótano a dos desniveles.
- Se cuenta con 16 tiendas con servicios incluidos para uso comercial ubicados en la Av. Tomás Valle.
- Se disponen de 16 estacionamientos ubicados en la zona comercial para visitantes.
- Existen 4 depósitos de basura en el sótano.
- El conjunto residencial cuenta con una Sala de Usos Múltiples (SUM) para realizar reunión de propietarios, cumpleaños, entre otros.
- El conjunto residencial posee un área verde interior de 516.89 m².

El conjunto residencial totaliza un área construida de 1,483.37 m², y un área libre de 516.89 m² (figura 1.8).

Exteriormente el edificio modelo presenta con una volumétrica sencilla y singular; en donde se muestra con elegancia el sistema estructural, siendo protagonistas de este hecho las losas que se separan de la fachada y configuran el aspecto horizontal de la misma.

El edificio modelo del conjunto residencial "Torre Beta" consta de 10 niveles, comprendiendo 29 departamentos, y un nivel de estacionamientos en el

semisótano. El acceso a los departamentos se realiza por dos ascensores y las escaleras adyacentes al bloque de viviendas.

Los ambientes de los departamentos se idearon apropiadamente iluminados y ventilados, procurando además que las ventanas de la fachada que dan hacia la Av. Beta otorguen una agradable visibilidad a través de las salas-comedores.

La altura de los ambientes es de entre 2.55 m y 2.10 m como mínimo (en los ejes de las vigas interiores). Estas dimensiones otorgan amplitud a los ambientes de los departamentos, para el confort de sus ocupantes.

Los muros que dividen los departamentos son de 25 cm de espesor, lo que permite aislarlos acústicamente. Los muros exteriores tienen el mismo espesor, mientras la tabiquería interior presenta muros de 15 cm.

Áreas

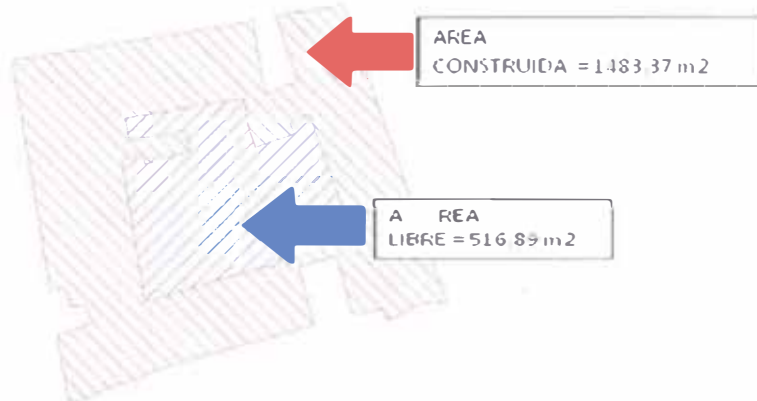


Figura 1.8: Esquema de áreas

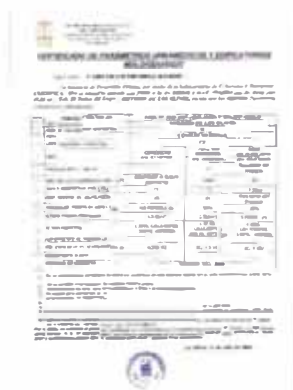


Figura 1.9: Certificado de Parámetros Urbanísticos y Edificatorios (ver Anexo N° 04)

1.2.2 Reglamentación

Las normas consideradas en el diseño arquitectónico son las siguientes:

- NTE A.010: CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO
- NTE A.020: VIVIENDA
- NTE A.130: REQUISITOS DE SEGURIDAD



Figura 1.11: Esquema del Conjunto Residencial. Se resalta el edificio modelo "Torre Beta"



Figura 1.12: Esquema del semisótano del edificio modelo "Torre Beta"



Figura 1.13: Corte A-A. A la izquierda la Torre Beta, y a la derecha la Torre Tomás Valle

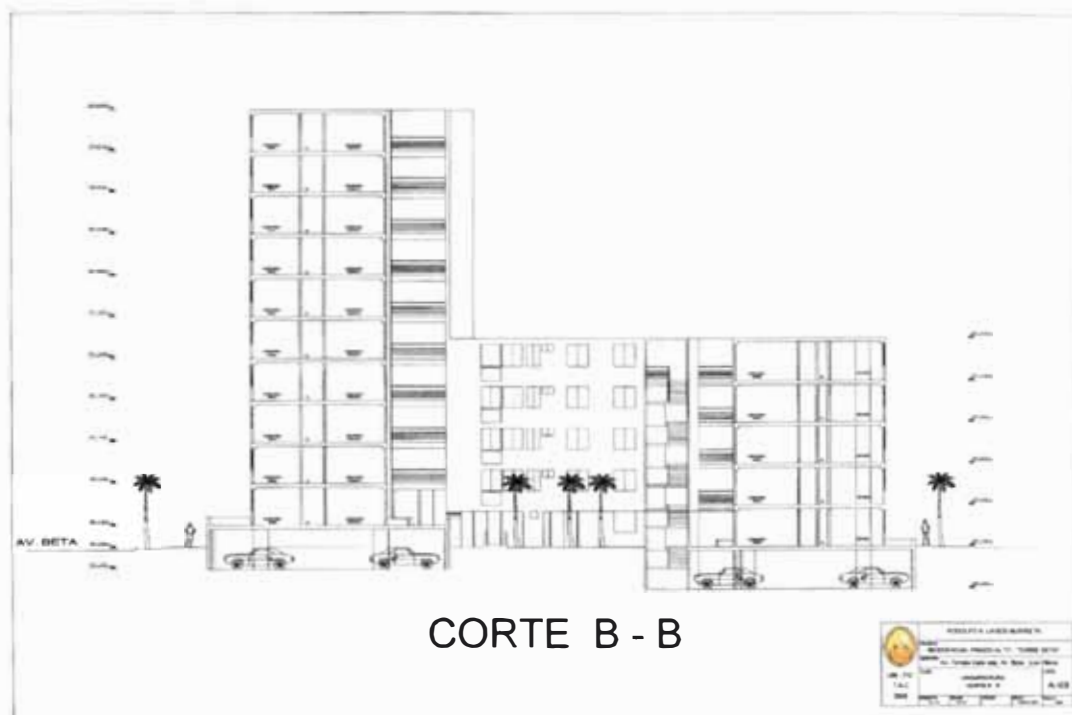


Figura 1.14: Corte B-B. La Torre Beta se ubica a la izquierda, la Torre Catari a la derecha.



Figura 1.15: Fachada del edificio modelo "Torre Beta"

1.3 Descripción del Proyecto de Estructuras

El objetivo principal del proyecto de estructuras es elaborar el análisis y el diseño de los edificios de modo que cumplan los requisitos exigidos por las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.3.1 Características de la estructura

El sistema estructural empleado para los edificios del conjunto residencial está conformado en base a pórticos y muros de corte de concreto armado (sistema dual), tal como se observa en las figuras 1.16 y 1.17.

Al estar el edificio ubicado dentro de un conjunto residencial, no tiene límites de propiedad en su perímetro.

La ubicación de las escaleras y ascensores en zona anexas al bloque de departamentos permitían la ubicación de varias placas importantes en ambas direcciones (figura 1.17). Sin embargo, al existir una vía de acceso a los estacionamientos en el semisótano del edificio (figura 1.16), la longitud de las placas del eje B en la dirección "Y" no debían exceder los 2.20 m (en los muros divisorios entre departamentos, y menores a 1.00 m en los ejes 1', 2', 4' y 6' por razones de arquitectura). Se procuró mantener la sección transversal de estas importantes placas, y con esto dar continuidad a las mismas, ya que esto permite que las fuerzas sigan trayectorias regulares y directas a través de líneas continuas hasta alcanzar la cimentación del edificio. Con la inclusión de estas placas se tenían mediana rigidez torsional y lateral, por lo que se estudió la posibilidad de aumentar su espesor originalmente considerado 20 cm, sin embargo se decidió usar placas de 25 cm, concordantes con la arquitectura propuesta. Con esta disposición se consiguió que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea 0.54%, menor al valor admisible de 0.70%. El desplazamiento máximo del último nivel es 13 cm.

Las losas de los techos fueron aligerados de 25 cm de espesor, y se consideró losa maciza en la zona de ingreso a los departamentos, donde están las aberturas para las escaleras y ascensores.

Las columnas y placas interiores fueron en su mayoría rectangulares de forma alargada, para mantener anchos uniformes en vigas de 25 cm.

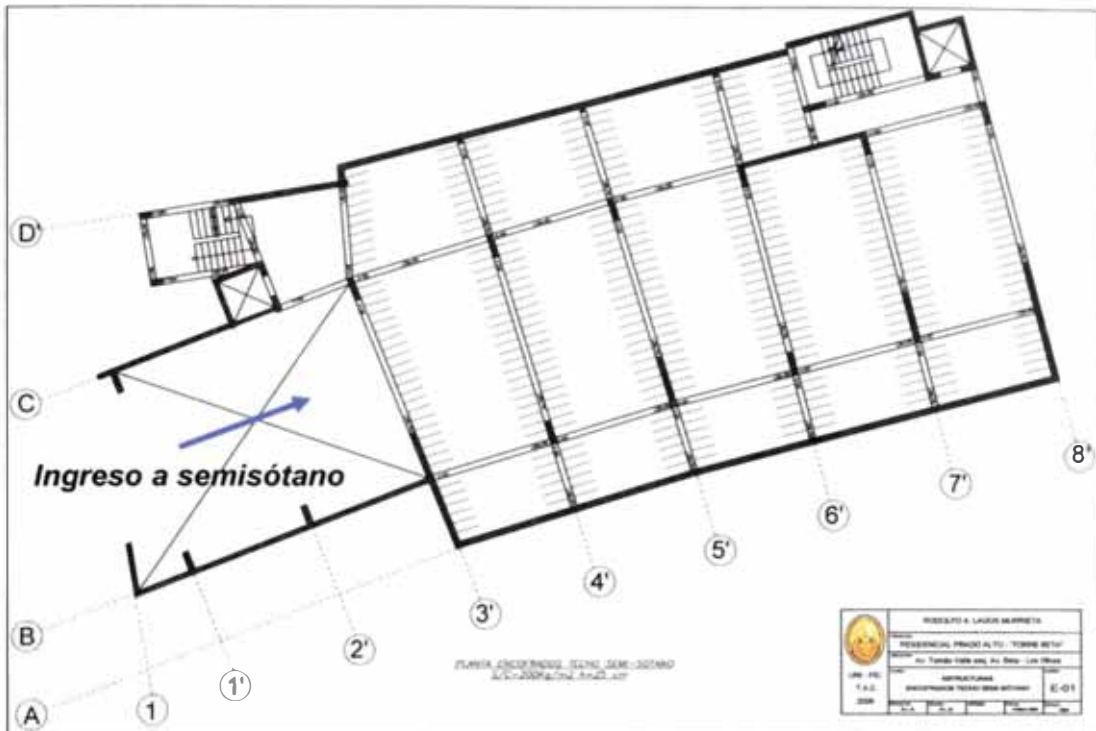


Figura 1.16: Planta de techo de semisótano

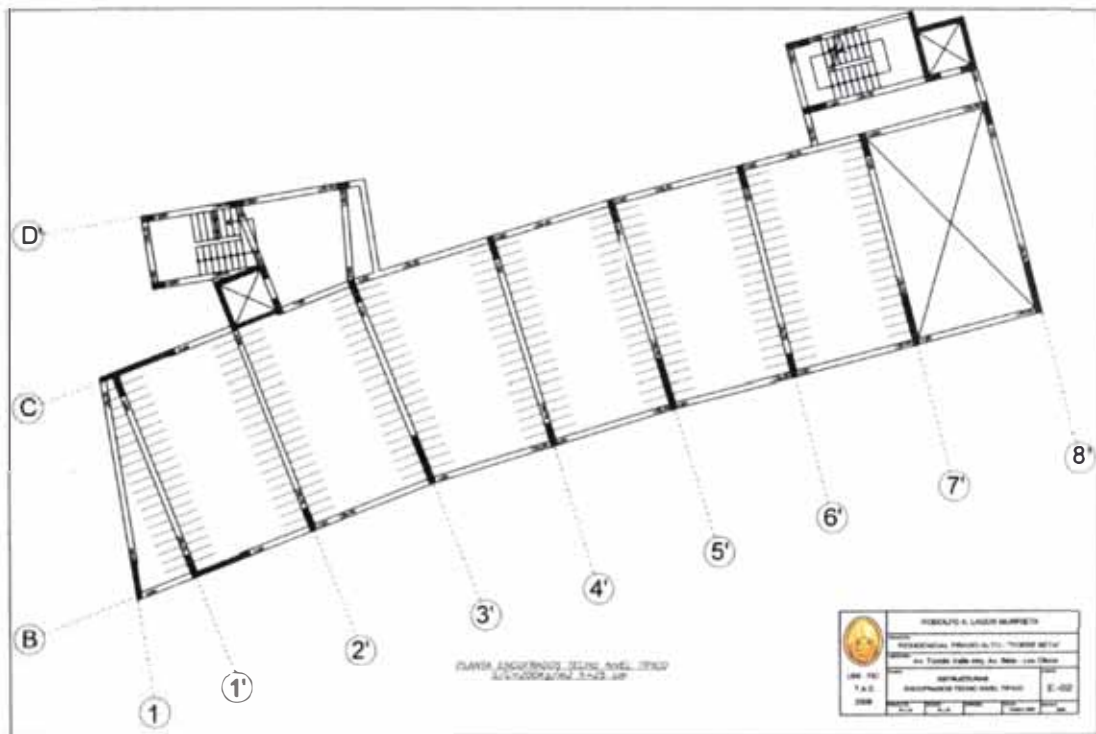


Figura 1.17: Planta de techo de nivel típico

1.3.2 Reglamentación

Las normas consideradas durante el análisis y el diseño estructural son las siguientes:

- NTE E.020: CARGAS
- NTE E.030: DISEÑO SISMORRESISTENTE
- NTE E.050: SUELOS Y CIMENTACIONES
- NTE E.060: CONCRETO ARMADO
- NTE E.070: ALBAÑILERÍA

Además de cumplir con los requisitos normativos, los criterios de estructuración adoptados (descritos en el capítulo II) procuran integrar los conceptos de seguridad y bienestar de los ocupantes del conjunto residencial, vida útil de las estructuras, economía y rentabilidad financiera del proyecto, valor agregado, reducción de costos de mantenimiento, entre otros.

1.4 Descripción del Proyecto de Instalaciones Sanitarias

El objetivo principal del proyecto de instalaciones sanitarias es brindar las especificaciones para el perfecto funcionamiento de las redes de agua, desagüe y ventilación del edificio multifamiliar, según los requisitos exigidos por las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.4.1 Características de las instalaciones sanitarias

Para el abastecimiento de agua, se empleó el sistema indirecto, compuesto fundamentalmente por la cisterna, el tanque elevado, sistemas de bombeo y las redes de impulsión y distribución.

El sistema de desagüe es por gravedad, a excepción de los niveles de sótano, en donde se recurrió a un sistema de bombeo.

Entre las principales características del proyecto se muestran las siguientes:

- | | |
|------------------------------------|---|
| - Dotación: | 25,208.54 lts/día |
| - Volumen de Agua Fría (Cisterna): | 38.00 m ³ |
| - Volumen de Agua Contra Incendio: | 25.00 m ³ (incluido en cisterna) |
| - Volumen de Tanque Elevado: | 9.00 m ³ |

1.4.2 Reglamentación

Las normas consideradas en el diseño de las instalaciones sanitarias son las siguientes:

- NTE IS.010: INSTALACIONES SANITARIAS
- Normas del NFPA: Sistemas de Agua Contra Incendio

Las figuras 1.18, 1.19 y 1.20 ilustran las redes de instalaciones sanitarias dispuestas en el edificio modelo. Las montantes de agua se ubican entre los ejes 2' y 3', y próximo al eje 7', cerca de los ingresos a los departamentos (figuras 1.18 y 1.20). Las montantes de desagüe fueron ubicadas dentro de dos ductos de ventilación en el interior de los departamentos, el primero entre los ejes 4' y 5', y el segundo entre los ejes 5' y 6' (figura 1.19).



Figura 1.18: Esquema de planta – Red de agua

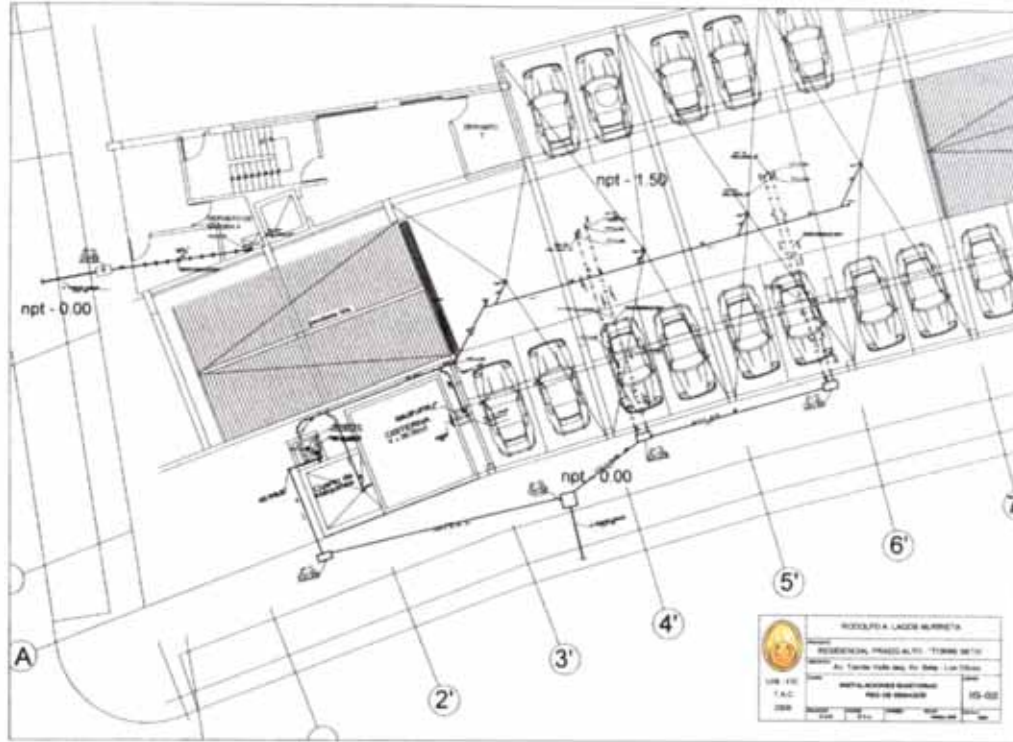


Figura 1.19: Esquema de planta – Red de desagüe

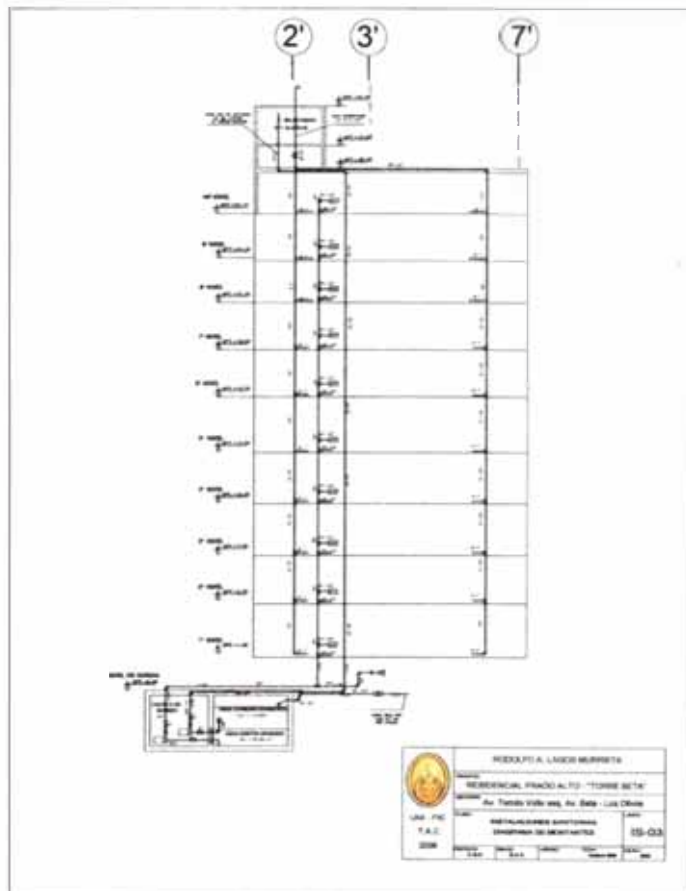


Figura 1.20: Instalaciones Sanitarias - Diagrama de montantes

1.5 Descripción del Proyecto de Instalaciones Eléctricas

El objetivo principal del proyecto de instalaciones eléctricas es brindar las especificaciones para el perfecto funcionamiento de las redes interiores de electricidad e instalaciones electromecánicas del edificio multifamiliar, según los requisitos exigidos por las normas del Código Nacional de Electricidad y el Reglamento Nacional de Edificaciones. El proyecto comprende las instalaciones de alumbrado, tomacorrientes, comunicaciones, y servicios generales (ascensor, electrobombas, sistema contraincendio, etc.).

1.5.1 Características de las instalaciones eléctricas

Las instalaciones eléctricas interiores del edificio tienen entre sus principales características las siguientes:

Departamento Típico con Tablero TD (Tablero de Distribución)

Potencia Instalada: 13,500 w.
Máxima demanda: 11,625 w.

Tablero TSG (Tablero de Servicios Generales)

Potencia Instalada: 34,725 w.
Máxima demanda: 29,349 w.

Subtablero de Bombas Contra Incendio STBCI

Máxima demanda: 22,000 w.

Máxima Demanda Total del edificio "Torre Beta": 170,000 w (170Kw)

Para hacer factible la instalación de los suministros indicados, se ha proyectado la construcción de un banco de medidores.

1.5.2 Reglamentación

Las normas consideradas en el diseño de las instalaciones eléctricas son las siguientes:

- CODIGO NACIONAL DE ELECTRICIDAD
- NTE EM.010: INSTALACIONES ELECTRICAS Y MECANICAS

Las figuras 1.21 y 1.22 describen gráficamente las instalaciones eléctricas del edificio. El banco de medidores se ubica en un muro no estructural en el hall de

ingreso. Las montantes están localizadas entre los ejes 2' y 3', y en el eje 7' próximas a los ingresos a los departamentos (figura 1.21). La figura 1.22 esquematiza las montantes mencionadas, sin embargo para efectos de visualización de las mismas, las distancias entre ellas no están a escala.

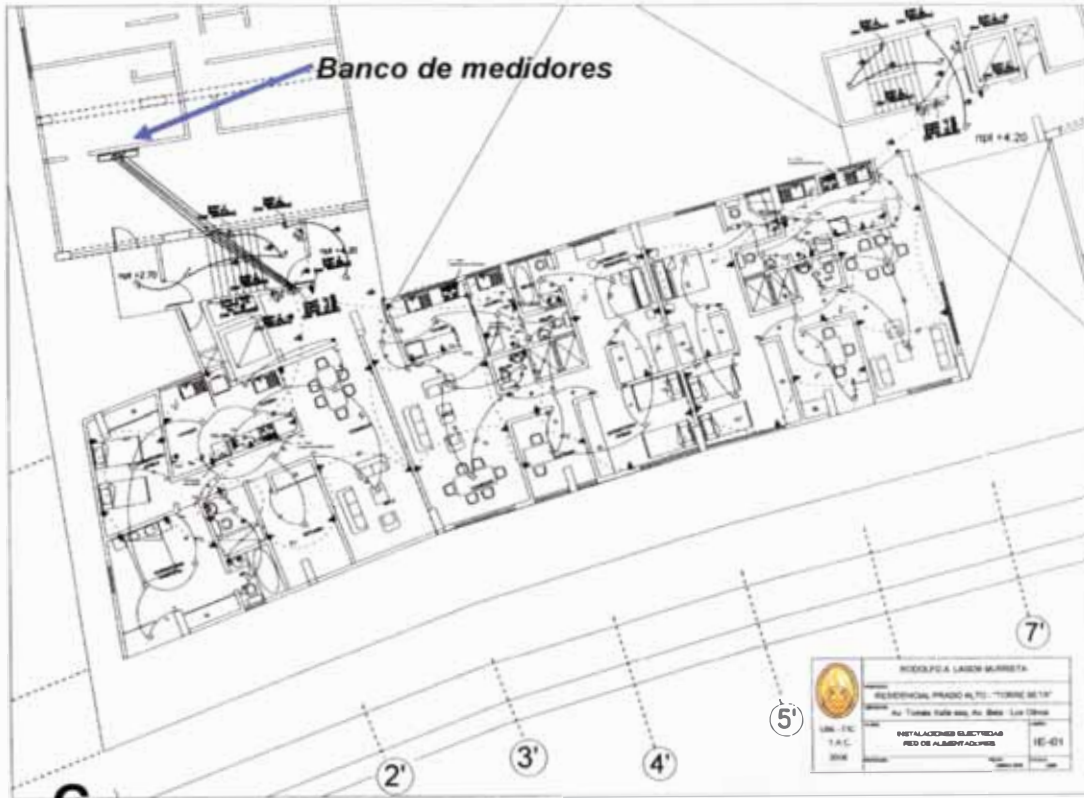


Figura 1.21: Esquema de planta – Red eléctrica

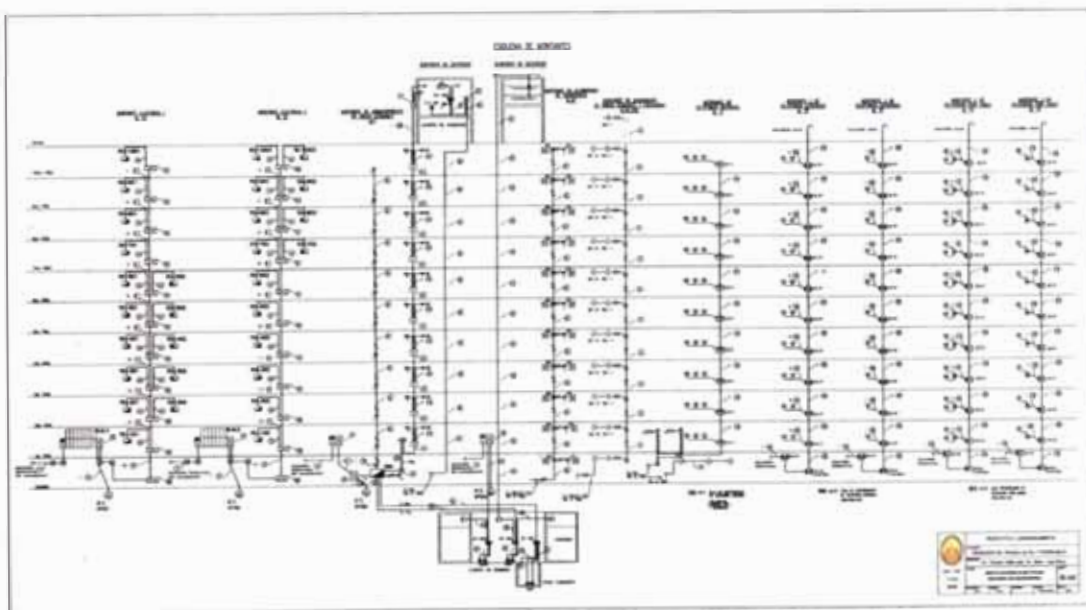


Figura 1.22: Instalaciones Eléctricas - Esquema de montantes

CAPITULO II FUNDAMENTOS

2.1 GENERALIDADES

Los sismos son movimientos de la corteza terrestre originados por un constante reajuste geológico de la Tierra. Se presentan en regiones localizadas del planeta; nuestro país se ubica en una de ellas (figura 2.1). Los sismos generan movimientos oscilatorios en las estructuras sometidas a ellos. La magnitud de los desplazamientos depende principalmente de la rigidez de la estructura y de las características del movimiento del suelo. En el Perú, la naturaleza de éstos ocasiona que las edificaciones más rígidas sufran más sus consecuencias [8].

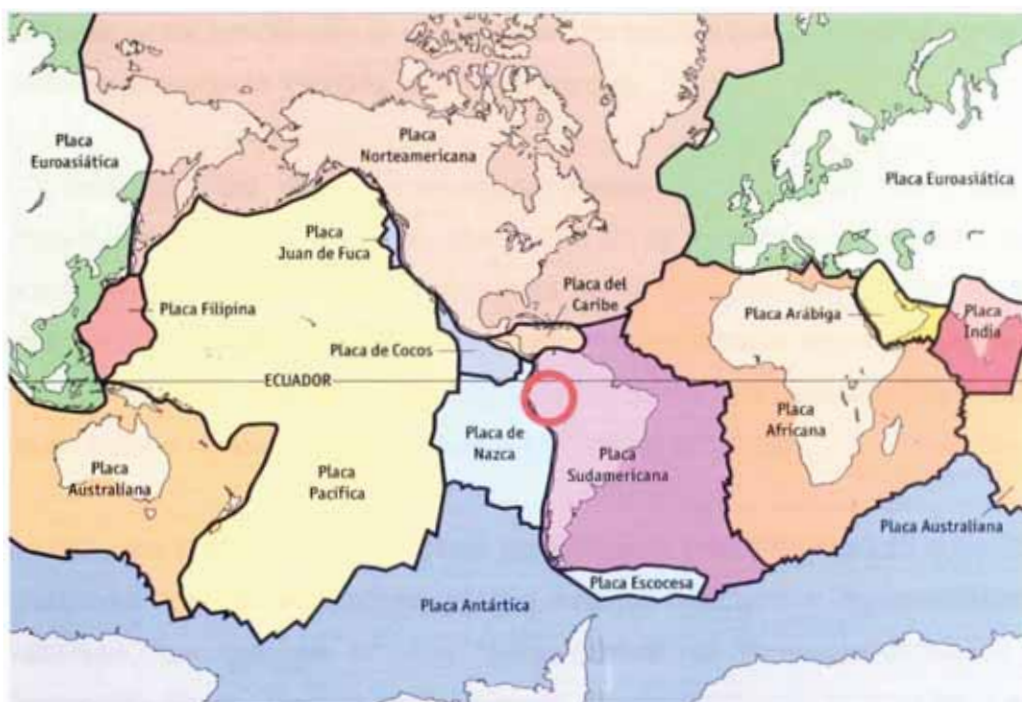


Figura 2.1: Mapa de placas tectónicas. Ubicación del Perú

Los esfuerzos generados por los movimientos se estiman asumiendo un sistema de cargas laterales aplicado sobre la estructura. Estas fuerzas deben ser definidas de modo que se representen lo más cercanamente posible el fenómeno real. El comportamiento de la estructura frente a una sollicitación sísmica depende tanto de sus propias características como de las características del movimiento. Por ello, para estimar las cargas de diseño, es necesario contar con registros de los movimientos sísmicos de la región y parámetros como la rigidez y masa de la estructura.

2.2 DISEÑO CONCEPTUAL

El diseño es el proceso mediante el cual se describen las características de un modelo a partir de ciertos requisitos de resistencia, construcción, costo y estética. Las características que se describen en el diseño estructural son aquellas de los elementos que componen una determinada estructura, por ejemplo pórticos, muros de corte, conexiones y apoyos. Los requisitos varían con el nivel de detalle del diseño.

La primera etapa de un proceso de diseño es la conceptual, la que proporciona descripciones cualitativas de soluciones preliminares a partir de los requisitos. Estas soluciones deben darse a partir de un conocimiento a profundidad de las leyes fundamentales del equilibrio, de la compatibilidad y características de los materiales, y así también de la experiencia. Es posible que en un nivel mayor de detalle las propuestas iniciales sean modificadas.

La importancia del diseño conceptual radica en que éste determina el comportamiento global de la estructura. Aún sin la necesidad de contar con un modelo numérico, cuyos datos requeridos no suelen estar disponibles en esta etapa, un buen diseño conceptual es clave para un correcto proyecto. El análisis numérico brindará información detallada de las demandas estructurales, pero es todo en base a la concepción de diseño estructural adoptada.

Es fundamental el diseño conceptual para obtener una bien lograda estructura. El resto del proceso es distinto, ya que éste se relaciona a representaciones cualitativas, las que se emplean para evaluar el comportamiento de un determinado diseño. Para la evaluación del diseño propuesto se tuvo en cuenta una serie de criterios heurísticos, los cuales se describen en la siguiente sección.

2.3 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

2.3.1 Simetría Estructural

Cuando en una configuración, el centro de masa coincide con el centro de rigidez, se dice que existe simetría estructural.

Las estructuras simétricas tienden a distribuir uniformemente los esfuerzos evitando concentraciones de daño.

Existen dos razones importantes para preferir las formas simétricas en una configuración: la primera es que, en términos puramente geométricos, la asimetría tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por tanto, provocará torsión; aunque ésta puede deberse a causas no geométricas (por ejemplo, variación en la distribución de masa en una estructura simétrica). La segunda razón es que la asimetría tiende a concentrar esfuerzos, como por ejemplo, en una esquina interior.

Mientras más simétrico sea el edificio, se reducirá su tendencia a sufrir concentraciones de esfuerzos y torsión, y su comportamiento ante cargas sísmicas será menos difícil de analizar y más predecible. Es decir, se puede mantener la seguridad con economía de diseño y construcción con el empleo de formas simétricas. Pese a ello, esto no quiere decir que un edificio simétrico no sufrirá torsión [12].

Los efectos de la simetría no sólo se refieren a la forma del conjunto del edificio sino también a los detalles de su diseño y construcción. Según investigaciones recientes [9], el comportamiento sísmico de los edificios es sensible a variaciones muy pequeñas de la simetría.

Es común encontrar elementos principales, como los núcleos de servicio, dispuestos asimétricamente dentro de una configuración simétrica, esto da lugar a una situación denominada "falsa simetría". La simetría va desde la simple geometría de la parte exterior hasta las distribuciones internas de elementos resistentes y componentes no estructurales.

La simplicidad y simetría de la estructura permiten realizar simplificaciones que aseguran la similitud del modelo con el comportamiento real de la edificación. La falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

Debido a restricciones de arquitectura, en el caso del edificio modelado no se pudo obtener una simetría pura. Pese a ello, y dado que las cajas de ascensores introducían efectos de torsión alrededor del eje vertical del edificio, se dispusieron muros de corte en el eje B que permitan disipar estos efectos, tal

como se aprecia en la figura 2.2. Antes de considerar estos muros, se presentaba torsión en el segundo modo de vibración de la estructura, cuando debería presentarse recién en el tercer modo. Los resultados del análisis dinámico se presentan en el capítulo IV.

Para el análisis sísmico se adoptó la hipótesis de que las fuerzas de sismo se podrán idealizar actuando en el centro de masas de cada piso, mientras las fuerzas que absorben los elementos estarán ubicadas en el centro de rigidez; si no existe coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigidez, el movimiento sísmico no sólo ocasionará un movimiento de traslación, sino adicionalmente un giro en la planta estructural (torsión), la cual hace incrementar los esfuerzos debidos al sismo, pudiéndose sobrepasar los esfuerzos resistentes. Dado que los cálculos que se realizan son aproximaciones del comportamiento real, mientras más excentricidad exista se tendrán mayores problemas.

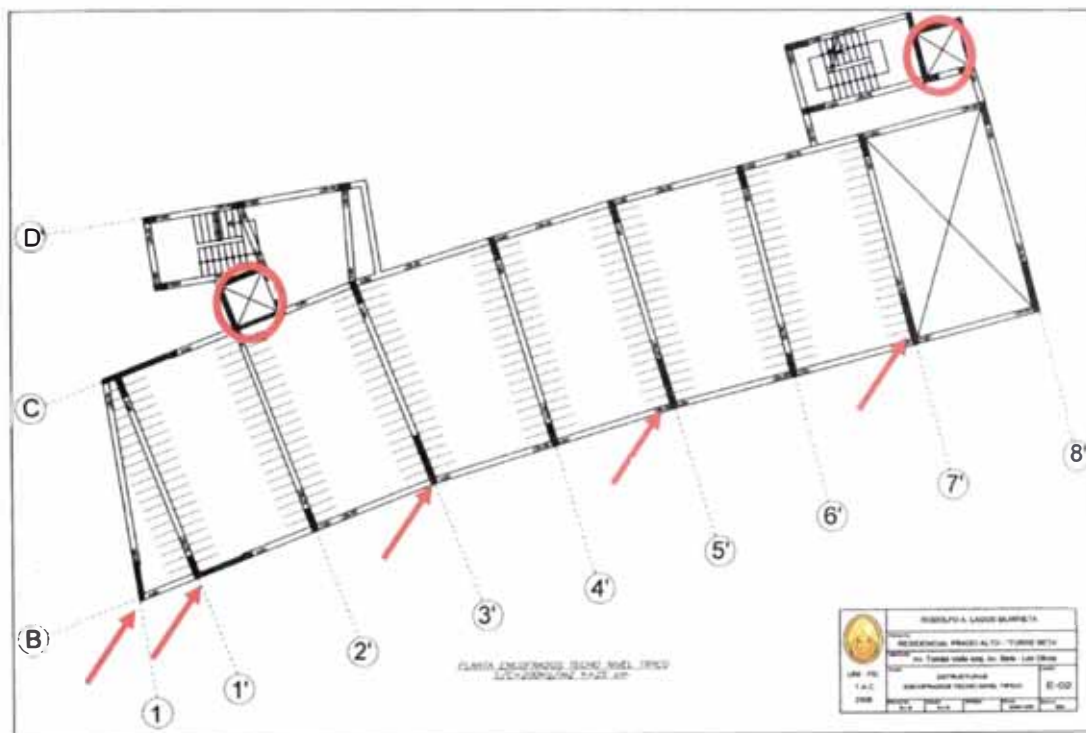


Figura 2.2: Ubicación de cajas de ascensores y muros de corte

2.3.2 Redundancia o hiperestatismo estructural

En diseño sísmico es muy recomendable proporcionar mecanismos alternativos de transmisión de cargas laterales, es decir, proporcionar redundancia

estructural o hiperestatismo. No es conveniente emplear estructuras isostáticas ya que se convierten en un mecanismo al formarse la primera rótula plástica. Si por alguna restricción fuese imprescindible utilizar un sistema estructural isostático, sería necesario, por una parte, incrementar las cargas de las normativas y, por otra, asegurar que en caso de alcanzar el límite elástico de la estructura ésta sea capaz de deformarse sin perder capacidad portante. Es decir, a partir de la formación de dicha rótula, la estructura debería ser capaz de desplazarse como un mecanismo, sin pérdida significativa de resistencia. Aunque en el diseño se apliquen normas que exijan una ductilidad estructural alta, en estos casos es muy probable que aun así falle debido a que la inestabilidad originada por el peso propio y la flexibilidad lateral del mecanismo inducirían desplazamientos laterales significativos y, por consiguiente, momentos de segundo orden también importantes.

Considérese el diseño antisísmico de un edificio, cuya estructura esté formada por pórticos y dos muros de corte ubicados simétricamente en los extremos de la planta. La estructura es simétrica, y un análisis numérico, sin considerar una excentricidad accidental, daría como resultado que ambos muros de corte resisten igualmente el cortante en la base. Esto es correcto aun si se llega al límite lineal del material. Considérese, sin embargo, una excentricidad accidental, que hace que el centro de masas CM no coincida con el centro de rigidez CR. El comportamiento global del edificio se supone trilineal. En el rango lineal elástico, el comportamiento será muy similar, pero en el rango no lineal será diferente [4].

La torsión accidental se amplifica debido a la no linealidad, efecto que puede causar la degradación progresiva de la estructura. Este efecto será particularmente adverso si los muros de corte son frágiles y no son capaces de mantener un nivel de deformación una vez alcanzado su límite lineal elástico. Una alternativa para reducir este efecto es proporcionar redundancia estructural o mecanismos alternativos de transmisión de cargas. En el caso del ejemplo presentado se podrían añadir muros de cortante intermedios o diseñar los pórticos como dúctiles de manera que sean capaces de transmitir un porcentaje del total de la carga lateral. Sobre el ejemplo presentado surge una interrogante que podría ser planteada en futuras investigaciones, sobre si la excentricidad

accidental del 5% usada en las normativas estadounidense y peruana es suficiente o si se debería incrementar para asegurar un comportamiento adecuado de las estructuras sujetas a torsión en el rango no lineal.

Como concepto general de diseño sismorresistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática.

Ello logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por producción de rótulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad.

2.3.3 Resistencia, fallo frágil y detalles que proporcionan ductilidad

Con el objetivo de obtener estructuras económicas, las normas modernas de diseño sismorresistente reducen considerablemente las cargas sísmicas en función de su ductilidad. De esta forma un objetivo básico del diseño sismorresistente es evitar un fallo frágil que ocasione la pérdida brusca de capacidad portante. Dentro de ciertos límites de flexibilidad y en función de la acción sísmica, cuanto más dúctil sea el sistema estructural más se podrán reducir las cargas sísmicas y, por ello, su costo será menor, a pesar de que los detalles para lograr una estructura de concreto armado dúctil también incrementan el costo. En ese sentido, se proponen medidas tales como el confinamiento de nudos y longitudes mínimas de anclaje para las varillas de refuerzo, entre muchas otras, que buscan evitar fallos frágiles como el fallo por cortante o el pandeo de las armaduras de refuerzo longitudinal, etc.

Un fallo frágil sumamente común en estructuras de concreto armado es el fallo por cortante. Un ejemplo claro del mismo es el ocasionado en columnas y vigas de poca longitud debido al incremento del cortante producto de la mayor rigidez del elemento en comparación a otros similares de mayor longitud. En consecuencia, el empleo de vigas y columnas cortas debe evitarse en lo posible y, en todo caso, proporcionar un análisis y posterior diseño especiales que aseguren que, en caso de fallar, el modo de fallo sea dúctil. Por ejemplo, una alternativa para asegurar el fallo dúctil de una viga es reducir su refuerzo longitudinal de manera que falle por flexión y no por cortante.

2.3.4 Cambios bruscos en rigidez y masa

El efecto negativo de la denominada torsión espacial originada por excentricidades en planta ha sido observado durante casi todos los terremotos fuertes de este siglo. Dicha torsión puede originarse por una distribución asimétrica de los muros de corte y pórticos o, involuntariamente, por la distribución asimétrica de la tabiquería. Por ello es importante reducir los cambios bruscos en rigidez estructural y en las masas, tanto en planta como en altura, ya que éstos pueden originar concentraciones de esfuerzo, tal como se aprecia en la figura 2.3. Los requisitos de diseño sísmico basados en los códigos son requisitos “mínimos” que se basan en una adecuada estructuración.

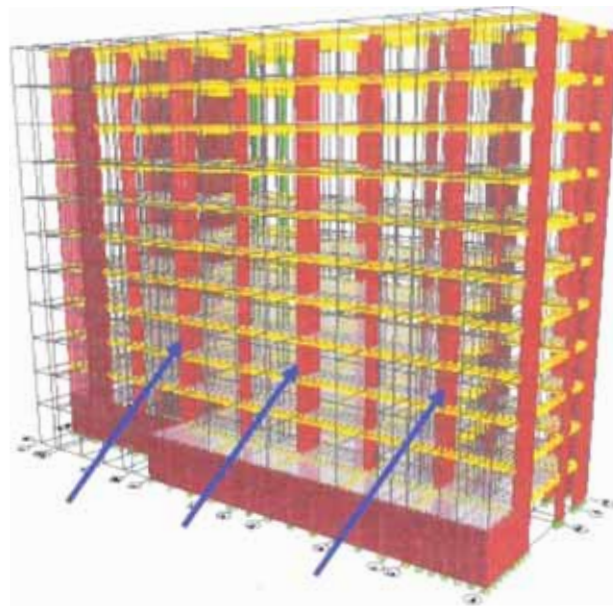


Figura 2.3: Muros de corte con secciones transversales continuas

Debe enfatizarse que estas recomendaciones aseguran un buen comportamiento estructural pero de ningún modo pueden tomarse como limitaciones al diseño de estructuras sismorresistentes. A falta de un análisis y diseño precisos, estos criterios garantizan que el comportamiento global de la estructura será el adecuado y de que no se producirá una degradación local importante. Sin embargo, es posible proyectar estructuras que no cumplan una o varias de estas recomendaciones como, por ejemplo, tener muros armados que no empiecen desde la planta baja o estructuras con torsión. En estos casos es necesario un análisis seguido de un diseño detallado que puede utilizar desde un análisis lineal modal con espectros de respuesta a un cálculo paso a paso no

lineal. Por otro lado, el costo de la estructura será, probablemente, mayor al de una estructura regular que cumpla los requisitos antes indicados.

Una recomendación relacionada con los cambios bruscos de rigidez en planta es la de evitar diseñar pórticos de mayor resistencia en una dirección y débiles en la otra. Antiguamente se empleaban conceptos como “pórticos principales” y “pórticos secundarios”. Los denominados principales eran los encargados de transmitir la carga, y los secundarios sólo tenían función de arriostre. Por ello, en muchas estructuras se ha observado daño en la dirección de los pórticos débiles, en especial si ésta coincidía con la dirección principal del terremoto. Los terremotos no distinguen entre pórticos y poco importa si son principales o secundarios.

2.3.5 Resonancia suelo-estructura

Las estructuras con un período fundamental similar al período del suelo son muy vulnerables debido a la resonancia. Es bien conocido el efecto de las condiciones de suelo, tanto globales como locales, en la respuesta de una estructura sometida a cargas sísmicas. En general, se observa un mayor daño en estructuras flexibles cuando las condiciones locales de suelo corresponden a suelo blando y una mayor concentración de daño en estructuras rígidas en condiciones de suelo firme. Por ello se recomienda emplear estructuras flexibles en un suelo firme y estructuras rígidas en suelo blando –a pesar de que esto ocasiona problemas de cimentación en el caso de las estructuras rígidas apoyadas sobre suelo blando-. Las condiciones globales de suelo también son importantes porque determinan el contenido de frecuencias del terremoto. Por ejemplo, en el caso atípico de Lima, dichas condiciones son muy rígidas y, por ello, a pesar de que la distancia entre el epicentro y las estaciones donde se miden es por lo general grande, el contenido de frecuencias altas es significativo. En consecuencia, para el suelo de la zona central de Lima, es recomendable el empleo de estructuras aporticadas, que no son sólo más económicas sino también más dúctiles y flexibles que las de muros de corte, siempre y cuando se limite la flexibilidad lateral del pórtico para que el daño se produzca sólo en los elementos no estructurales.

En la figura 2.4 se aprecian las placas que limitan la flexibilidad lateral de los pórticos en la dirección Y.

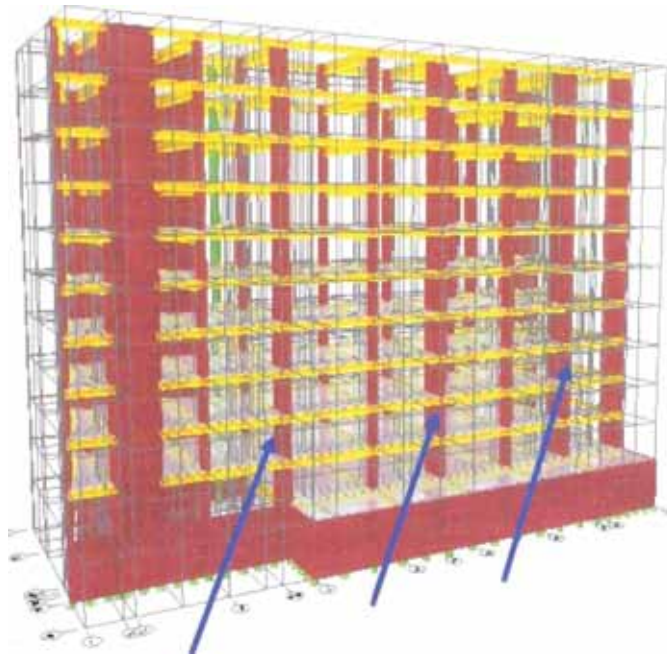


Figura 2.4: Muros de corte que limitan la flexibilidad lateral de pórticos

2.3.6 Compatibilidad de deformaciones entre subsistemas estructurales

Una estructura está generalmente constituida por distintos sistemas estructurales como pórticos, muros de cortante y muros de mampostería, entre otros. Si las estructuras se proyectan empleando dos sistemas estructurales distintos –uno para cargas verticales, formado por pórticos, y otro para cargas laterales, formados por muros de corte perimétricos- y no se considera su interacción, es posible que el conjunto falle.

2.3.7 Masas innecesarias

Es bien conocido que las fuerzas inducidas por un terremoto son proporcionales a la masa de la estructura. Por ello, al reducir todas aquellas masas que son innecesarias, se puede lograr un ahorro sustancial al disminuir la fuerza sísmica. En este sentido es conveniente el empleo de losas con un menor peso propio puesto si una losa reduce el peso propio a la mitad, la fuerza sísmica se reducirá de forma proporcional.

2.3.8 Separación entre edificios

Otro factor importante relacionado con el daño observado es el impacto entre edificios colindantes. Dicho impacto se produce debido a la insuficiente separación entre los edificios y puede originar una respuesta muy difícil de predecir. Algunas soluciones a este problema son (1) proyectar una estructura más rígida; (2) separar más los edificios o (3) emplear mecanismos de disipación de energía colocados entre ambos edificios, tal como sugieren Bozzo y Barbat [4].

2.3.9 Cambios en el período estructural antes y durante el sismo

La influencia de los denominados elementos no estructurales es, en muchos casos, determinante en la respuesta de las estructuras. Estos elementos rigidizan la estructura en comparación con el modelo dinámico empleado en el análisis, que no considera, habitualmente, la albañilería. Por consiguiente, dichos modelos suelen reducir el período de la estructura con el consiguiente aumento de la fuerza sísmica. Además, si los tabiques no se ubican de forma simétrica, inducirán torsión estructural. En consecuencia, es necesario tomarlos en cuenta por lo menos de forma aproximada, estimando el cambio de período que ellos producen, y no confiar en la sobre-resistencia que muchos casos pueden proporcionar.

Al respecto, en el método estático de análisis de edificios, para estimar el período fundamental en cada dirección, la norma de Diseño Sismorresistente (NTE E.030) permite usar expresiones aproximadas o los resultados de un análisis dinámico. La norma agrega que cuando en el modelo se omiten los elementos no estructurales, debe usarse como período fundamental el 0.85 del valor obtenido por procedimientos dinámicos. Para el presente informe, se siguió este procedimiento en el análisis del edificio modelo.

Como expresa Muñoz [13], cuando el período obtenido con las expresiones aproximadas, T_{aprox} , resulta muy corto con relación a los resultados de un análisis dinámico, T_{din} ($T_{aprox} < T_{din}$), se obtiene un sistema de fuerzas mayor al que corresponde a la rigidez propia de la edificación y por consiguiente un juego de desplazamientos injustificablemente elevado. En general, resulta aconsejable usar el valor de T_{din} más aún para edificios de 4 o más pisos.

CAPITULO III PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 CRITERIOS DE DISEÑO

La mayoría de códigos reconoce la complejidad del diseño sísmico de las edificaciones y define alcances u objetivos generales. En el caso de la Norma Peruana el criterio de diseño sismorresistente se expresa señalando:

Las edificaciones se comportarán ante los sismos considerando:

- a). Resistir sismos leves sin daños.
- b). Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- c). Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse parcial o totalmente su estructura con la posibilidad de ocurrencia de muertes de sus habitantes.

La elaboración de un espectro de diseño trata de determinar el coeficiente con el cual se deben diseñar las estructuras, buscando lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor.

Para asegurar un comportamiento elástico en los elementos estructurales se diseña considerando una serie de requisitos que buscan proporcionar ductilidad.

El diseño así enfocado ya no resulta ser sólo un cálculo matemático exacto sino también un arte, en el cual los números sirven en forma relativa, interesando más los conceptos de comportamiento y los tipos de falla que los cálculos "exactos".

Dada la condición del Perú de país sísmico, no será factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo. Las fuerzas de sismo no

deben ser consideradas como una sollicitación cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad [3].

En regiones sísmicas es de gran importancia que la forma estructural esté orientada hacia un buen comportamiento sísmico; en este objetivo tanto arquitectos como ingenieros deben actuar en forma coordinada ya que, un ingeniero estructural no podrá hacer que una forma estructural pobre se comporte satisfactoriamente durante un sismo.

El problema del diseño sismorresistente es único en muchos aspectos, un gran sismo produce fuerzas de inercia que son muy superiores a la carga más severa que ha de soportar la estructura durante su vida útil, sin embargo sólo existe una pequeña probabilidad de que esta carga ocurra, y más aún en el caso que ocurra, la duración de esta carga es pequeña. Esta combinación de condiciones hace que el diseño esté orientado a evitar el colapso frágil de una estructura, aún para el caso del sismo más fuerte, pero aceptando la posibilidad de daños estructurales sobre la base de que es más económico reparar o reemplazar las estructuras dañadas por un gran sismo que construir todas las estructuras suficientemente fuertes para evitar daños. Este concepto de diseño presenta un reto al ingeniero estructural: cómo diseñar una estructura económica, que sean susceptibles de dañarse en un gran terremoto, pero cuyo colapso este controlado de manera de evitar pérdidas de vidas humanas.

El cuidado tanto en el diseño y detallado como en la construcción, son fundamentales para obtener una estructura sismorresistente.

En el presente capítulo se indican criterios y recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de los elementos estructurales principales; reconociendo que pueden ser usados para edificaciones usuales y regulares donde las cargas vivas no sean excesivas, y teniendo en cuenta las condiciones sísmicas de nuestro país.

3.2 PREDIMENSIONAMIENTO BÁSICO

3.2.1 Predimensionamiento de Losas

Losas Aligeradas

La NTE E.060 Concreto Armado establece peraltes mínimos para no verificar deflexiones, los que fueron considerados en el predimensionamiento de los elementos sometidos a flexión del edificio modelo en el presente informe.

En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores a 7.50 m, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumpla que:

$$h \geq L / 25$$

donde L es la luz de cálculo, según se define en la sección 9.5 de la NTE E.060.

Se debe entender que "h" expresa la altura o espesor total de la losa aligerada y por tanto incluye los 5 cm de losa superior y el espesor del ladrillo de techo; los ladrillos serán de 12, 15, 20 y 25 cm respectivamente.

El Arquitecto y el Ingeniero deberán tener en cuenta en la determinación de la altura de entrepiso, el espesor anteriormente indicado y la consideración de 5 cm adicionales para el denominado piso terminado.

Losas Macizas

En losas macizas continuas con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores de 7.50 m, podrá dejar de verificarse deflexiones cuando se cumpla que:

$$h \geq L / 30$$

donde h es el peralte de la losa maciza y L es la luz de cálculo, según se define en la sección 9.5 de la NTE E.060.

La resistencia y rigidez de una losa armada en dos direcciones es muy buena, requiriéndose peraltes reducidos, pudiéndose encontrar éstos del orden del cuarentavo (1/40) de la luz o igual al perímetro del paño (suma de 4 lados) dividido entre 180. Sin embargo, muchas veces se dispone de un espesor mayor por condiciones de aislamiento acústico y vibraciones [3].

En la NTE E.060, acápite 10.5, se dan ecuaciones que permiten obtener el espesor requerido de losas macizas de tal manera de satisfacer condiciones de deflexiones; en estas ecuaciones intervienen la rigidez de las vigas, la relación de las rigideces viga / losa, la condición del paño en estudio, la rigidez torsional de la viga de borde y la resistencia a fluencia del acero de refuerzo [11].

3.2.2 Predimensionamiento de Vigas

La NTE E.060 expresa que en vigas que forman pórticos, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumpla que:

$$h \geq L / 16$$

donde h es el peralte de la viga y L es la luz de cálculo, según se define en la sección 9.5 de la NTE E.060.

La Norma Peruana de Concreto Armado NTE E.060 indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm para el caso que éstas formen parte de pórticos o elementos sismorresistentes de estructuras de concreto armado. Además, establece que la relación ancho a peralte de las vigas no deberá ser menor que 0.30, tal como recomienda al ACI 318-05 para zonas de alto riesgo sísmico [1].

Las vigas denominadas "secundarias" (llamadas así porque no cargan la losa de los pisos o techos) pueden tener menos peralte si se admite que ellas sólo reciben esfuerzos debidos al sismo; sin embargo, si se tiene en cuenta que los esfuerzos de sismo son muchas veces más importantes que los de cargas de gravedad, no debe reducirse mucho su peralte (salvo restricciones arquitectónicas) pues además se estará perdiendo rigidez lateral en esa dirección. El objetivo fundamental es estructurar considerando rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones de la edificación, y por tanto deberían

disponerse vigas peraltadas en las dos direcciones, a menos que debido a razones de arquitectura esto no sea posible, por lo cual se tendría que considerar un número importante de placas en la dirección secundaria (trabajando como muros en voladizo), situación en la que incluso se podrían disponer de vigas chatas.

Conforme se tengan luces más grandes, puede disminuirse el peralte obtenido con la recomendación del décimo (1/10) o el doceavo (1/12) de la luz, y es factible considerar hasta el catorceavo (1/14) de la luz disponiendo de anchos del orden de 0.5 de la altura [3].

Blanco Blasco [3] recomienda algunas dimensiones usuales de vigas:

$L \leq 5.5 \text{ m}$	25x50, 30x50
$L \leq 6.5 \text{ m}$	25x60, 30x60, 40x60
$L \leq 7.5 \text{ m}$	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$L \leq 8.5 \text{ m}$	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
$L \leq 9.5 \text{ m}$	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

En la Norma Peruana se indican en los requerimientos de control de deflexiones, peraltes menores a los recomendados líneas arriba, y según explica Blanco, la razón de esta diferencia es que la Norma especifica estos peraltes desde el punto de vista de deflexiones solamente, mientras en la lista se están considerando otros factores de rigidez lateral y diseño sismorresistente.

3.2.3 Predimensionamiento de Columnas

Las columnas son elementos utilizados para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial aunque, por lo general, ésta actúa en combinación con corte, flexión o torsión ya que en la estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos [8].

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Morales [12] presenta un procedimiento para predimensionar columnas basado en la discusión de algunos resultados de investigación debido al sismo de Tokachi (1968), consideraciones para zonas de alto riesgo sísmico, y en ensayos experimentales realizados en Japón:

$$b \times D = \frac{P}{n f'c}$$

donde:

D: dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna

b: la otra dimensión de la sección de la columna

P: carga total que soporta la columna, ver cuadro 3.1

n: índice de aplastamiento, valor que depende del tipo de columna, cuadro 3.1

f'c: resistencia del concreto a la compresión simple

Si $n > 1/3$ Falla frágil por aplastamiento debido a cargas axiales excesivas

Si $n < 1/3$ Falla dúctil

Cuadro 3.1: Valores de P y n para el predimensionamiento de columnas

Tipo C1 (para los primeros pisos*)	Columna interior N < 3 pisos	P = 1.10 Pg n = 0.30
Tipo C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior N > 4 pisos	P = 1.10 Pg n = 0.25
Tipo C2, C3	Columnas extremas de pórticos interiores	P = 1.25 Pg n = 0.25
Tipo C4	Columna de esquina	P = 1.50 Pg n = 0.20

Fuente: "Diseño en Concreto Armado" [11] edición 2006 – Ing. Roberto Morales M.

donde :

Pg: carga total debido a la gravedad.

P: carga total debido a sismo.

*Se considera 'primeros pisos' a los restantes de los 4 últimos pisos superiores.

3.2.4 Predimensionamiento de Placas

Es difícil de poder fijar un predimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas del sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomanan un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. Esto significa que podría prescindirse de las placas si se desea que los pórticos tomen el 100% del cortante sísmico.

Sin embargo, el considerar edificaciones solamente con pórticos hace que se obtengan deformaciones laterales muy importantes, lo cual no es conveniente, por lo que es ideal combinar placas y pórticos de acuerdo a las posibilidades arquitectónicas, con lo cual se controla la flexibilidad de la edificación.

Las placas pueden hacerse de mínimo 10 cm de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 o 30 cm conforme aumentemos el número de pisos o disminuyamos su densidad.

En el Perú se han proyectado una serie de edificaciones de hasta 20 pisos considerando placas de espesor igual a 25 cm considerando longitudes apreciables de éstas, si por el contrario existieran pocas placas en una dirección, es probable que se requieran de espesores mayores como 40, 50 o 60 cm.

La evaluación final de la longitud de placas tendría que ser hecha por el ingeniero estructural luego de realizar un análisis sísmico, pues es difícil poder indicar una recomendación general a priori.

3.3 CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS

Para el análisis numérico se optó por la elaboración de un modelo matemático en el ETABS versión 8 (Programa de Análisis Tridimensional Extendido y Diseño de Edificaciones, por sus siglas en inglés), programa desarrollado en la Universidad de California en Berkeley. El modelo consta de elementos FRAME (barra) que son las vigas y las columnas, elementos SHELL (cáscara) que son los muros de corte [5]. Los dos tipos de losas (macizas y aligeradas) fueron considerados como diafragmas rígidos. Luego se idealizó el modelo considerando losas a un solo nivel por piso, ya que los diferentes niveles de

losas se repiten en todos los pisos generando distorsiones muy pequeñas que no afectan la seguridad de la estructura, pero que sí ameritan diseños localizados, fuera del alcance del presente trabajo. Las cargas muertas corresponden al peso propio del concreto armado, las losas macizas, la tabiquería, etc. Las cargas vivas son determinadas por la NTE E.020 de acuerdo al uso-finalidad que va a servir la edificación (viviendas $200\text{kg}/\text{cm}^2$). Las cargas dinámicas resultan de aplicar a las anteriores, las normas de diseño sismorresistente; aplicándoles combinaciones de carga y luego la envolvente de las mismas, que permitan diseñar sobre la condición más crítica.

Para el presente informe, se consideraron las siguientes dimensiones de los elementos estructurales del edificio analizado:

Vigas Principales:	25x70
Vigas Secundarias:	25x40
Muros de Corte (placas):	t=20cm; 25cm (t – espesor del muro)
Columnas:	25x50
Losa Aligerada:	h=25cm
Losa Maciza:	h=25cm

CAPITULO IV ANÁLISIS Y ESTRUCTURACIÓN SISMORRESISTENTE

4.1 ANÁLISIS SÍSMICO

En el presente capítulo se procede a realizar el análisis y la estructuración sismorresistente del edificio modelo "Torre Beta", de la Residencial "Prado Alto", ubicada en la intersección de la Av. Tomás Valle y la Av. Beta, Distrito de Los Olivos.

El edificio tiene 10 niveles de departamentos, una azotea y un nivel de semisótano (destinado a estacionamientos). La estructura está compuesta por pórticos y muros de corte de concreto haciendo de éste un sistema dual para el diseño estructural.

El edificio está conformado por muros de 20 y 25 cm. distribuidos en planta tal como se observa en las figuras 4.1 y 4.2, el sistema de techo consiste en losas aligeradas y losas macizas de 25 cm. de espesor (por razones de arquitectura se deseaba uniformizar estos peraltes), vigas de 25x40 en la dirección X-X y 25x70 en la dirección Y-Y, además de vigas chatas.

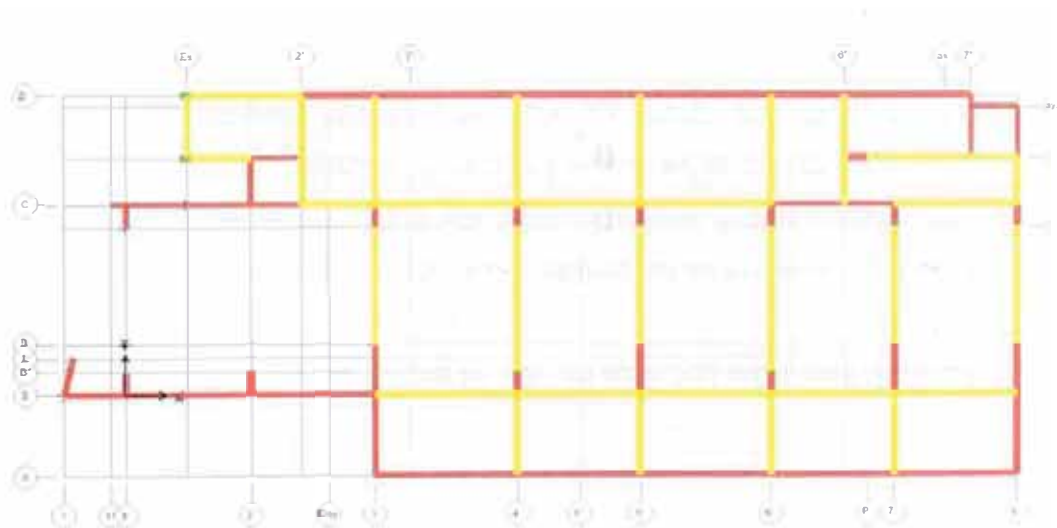


Figura 4.1: Distribución en planta de muros, vigas y columnas del Primer Nivel

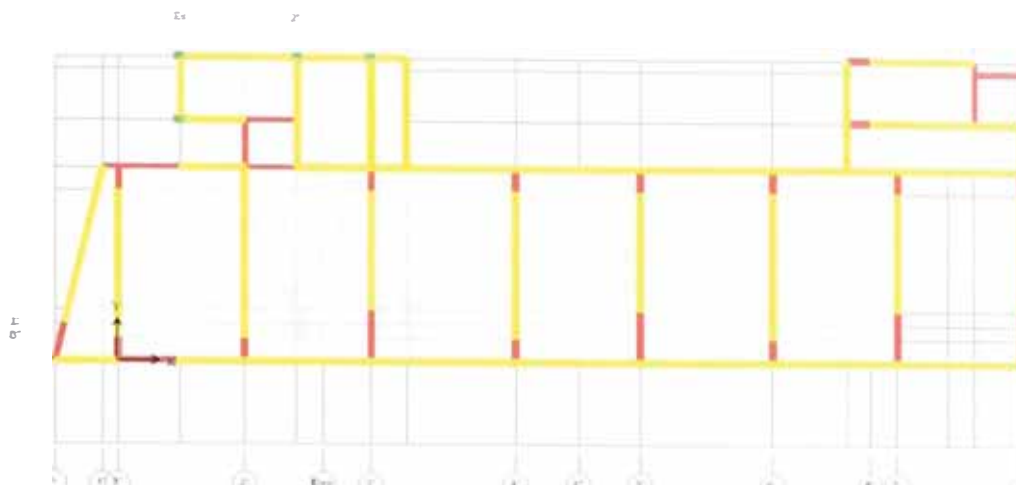


Figura 4.2: Distribución en planta de muros, vigas y columnas del Nivel Típico

Modelo Matemático del Edificio

Se ha desarrollado un modelo matemático correspondiente al Edificio “Torre Beta”. En dicho modelo los elementos viga y columna han sido modelados con elementos tipo barra, mientras que los muros de concreto armado han sido modelados con elementos tipo membrana.

Las cargas consideradas han sido las estipuladas en el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, considerándose para la carga muerta el peso de los elementos estructurales con su respectiva densidad, 100 kg/m² de tabiquería móvil, 100 kg/m² de acabados; y para las sobrecargas se consideró 200 kg/m² en las áreas correspondientes a los departamentos, y una sobrecarga de 100 kg/m² en la azotea. Para los corredores o pasadizos se consideró 200 kg/m².

Los alféizares y otros muros cortos se han considerado en la carga muerta.

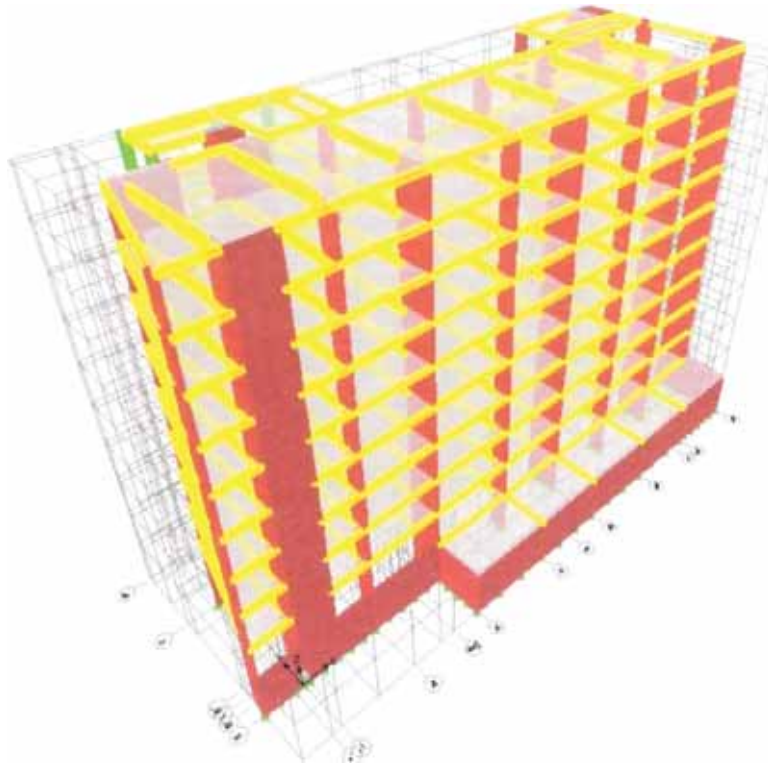


Figura 4.3: Modelo matemático, Edificio "Torre Beta"

Materiales

La resistencia del concreto ($f'c$) considerado en el análisis de esta edificación es 280 kg/cm^2 , y el esfuerzo de fluencia (f_y) del acero es $4,200 \text{ kg/cm}^2$

Centro de masas y Centro de Rigidez.

Las masas consideradas en este análisis responden a lo especificado en la norma de Diseño Sismorresistente E.030 y en la norma de Cargas E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se incluyeron las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo y 25% de la sobrecarga o carga viva en la losa de todos los pisos y en la azotea. En el cuadro 4.1 se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal). La masa total asociada a los niveles de piso resultó ser de $395.12 \text{ t-s}^2/\text{m}$ para el Edificio "Torre Beta".

Cuadro 4.1: Centros de masa y de rigidez – Edificio “Torre Beta”

Nivel	Masas (t-s ² /m)	Centro de masas		Centro de Rigideces		Excentricidad	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	e _x (m)	e _y (m)
NIVEL1	49.28	21.65	4.97	24.00	4.75	-2.35	0.22
NIVEL2	35.07	16.84	5.42	22.15	7.66	-5.31	-2.24
NIVEL3	35.07	16.84	5.42	21.06	8.39	-4.23	-2.96
NIVEL4	35.07	16.84	5.42	20.35	8.73	-3.51	-3.30
NIVEL5	35.07	16.84	5.42	19.85	8.92	-3.02	-3.50
NIVEL6	35.07	16.84	5.42	19.49	9.05	-2.65	-3.62
NIVEL7	35.07	16.84	5.42	19.20	9.13	-2.36	-3.70
NIVEL8	35.07	16.84	5.42	18.95	9.18	-2.11	-3.76
NIVEL9	35.07	16.84	5.42	18.74	9.22	-1.90	-3.80
NIVEL10	35.07	16.84	5.42	18.55	9.26	-1.67	-3.84
AZOTEA	30.21	16.67	5.34	18.39	9.29	-1.72	-3.95
Suma	395.12						

El edificio tiene excentricidades menores al 5 % en la dirección X, y mayores a ese valor en la dirección Y, lo que es estipulado por la norma sísmica como irregularidad accidental.

4.2 Análisis Estático

El parámetro de mayor incidencia en los resultados del análisis, es el periodo fundamental de vibración. Tanto el coeficiente sísmico, como la fuerza concentrada en la parte superior de la estructura (F_a) dependen de este parámetro según la NTE E.030.

Para estimar el periodo fundamental en cada dirección, la NTE E.030 permite usar expresiones aproximadas o los resultados de un análisis dinámico. La norma agrega que cuando en el modelo se omiten los elementos no estructurales, debe usarse como periodo fundamental el 0.85 del valor obtenido por procedimientos dinámicos.

Por tanto, para el cálculo del periodo fundamental de la estructura en estudio se usaron los resultados del análisis dinámico. De tal forma, para la dirección X, se obtuvo un periodo fundamental $T = 0.85 \cdot T_{din} = 0.85 \cdot (1.216) = 1.034$ s; y para la dirección Y, el periodo fundamental es $T = 0.85 \cdot (1.03) = 0.876$ s. Los cálculos posteriores del análisis estático se resumen en el cuadro 4.3

4.2.1 Metrado de masas y estimación del peso de la estructura

El peso de la estructura se calculó adicionando a la carga permanente y total de la edificación, un porcentaje de la carga viva o sobrecarga [11], y por ser la edificación destinada a viviendas (categoría C), se tomó el 25% de la carga viva, tal como se aprecia en la cuadro 4.2.

Cuadro 4.2: Cálculo de Pesos (Ton)

Carga	FZ (Ton)	%FZ (Ton)	
MUERTA	2,702.62	100% =	3,206.21
VIVA	748.03	25% =	187.01
		PESO =	3,393.22

4.2.2 Distribución de la fuerza sísmica y cortante en altura

Para conocer la distribución de la fuerza sísmica y cortante en altura, la norma establece expresiones que dependen del periodo fundamental T, y de la fuerza cortante en la base, V.

Sin embargo, para el edificio modelo, se empleará el análisis dinámico; por lo tanto, el análisis estático tiene como objetivo en este caso, el obtener la fuerza cortante mínima en la base del edificio, el cual no podrá ser menor que el 90% del valor calculado según el artículo 17 de la norma NTE E.030, para estructuras irregulares [11].

Agrega la norma que si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir con los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos. La distribución de la fuerza cortante en altura se presenta en las secciones 4.3.5 y 4.3.6 de este capítulo.

Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes, tanto en la dirección X como en la dirección en Y, se obtuvo la fuerza cortante mínima en la base (cuadro 4.3).

Cuadro 4.3: Fuerza Cortante Mínima en la Base (Ton)

Dir	Z	U	S	R	Tp	C	ZUSC/R	Vest	90% Vest
X	0.40	1.00	1.0	5.25	0.40	0.967	0.0737	250.08	225.07
Y	0.40	1.00	1.0	5.25	0.40	1.142	0.0870	295.21	265.69

4.3 Análisis Dinámico

Las fuerzas cortantes en la base resultantes del análisis dinámico se resumen en el cuadro 4.4.

Cuadro 4.4: Fuerza Cortante Dinámica en la Base (Ton)

Nivel	Load	FX	FY
NIVEL1	SDX	187.31	60.61
NIVEL1	SDY	60.61	214.93

Al efectuar el análisis dinámico por superposición modal espectral, se obtuvieron cortantes en la base de 187.31 Ton en la dirección X y de 214.93 Ton en la dirección Y. Los cortantes dinámicos deben ser mayores que el 90% del cortante obtenido con las fórmulas de análisis estático (estructura irregular). Este último requerimiento de la norma no se cumple por lo cual se deben multiplicar las fuerzas de diseño por un coeficiente de mayoramiento en ambas direcciones. Para este caso: $225.07 / 187.31 = 1.2016$ en la dirección X; y $265.69 / 214.93 = 1.2362$ en la dirección Y. Los resultados se presentan en la sección 4.3.6 de este capítulo.

4.3.1 Espectro de Respuesta

El análisis sísmico se realizó según la norma, NTE E.030, con el procedimiento de superposición modal espectral. El espectro de pseudo-aceleraciones queda definido en función de la zona, el suelo y la categoría y sistema estructural de la edificación. Los parámetros sísmicos utilizados se listan en el cuadro 4.5.

La NTE E.030 establece dos criterios de superposición, el primero en función de la suma de valores absolutos y la media cuadrática, y el segundo como combinación cuadrática completa de valores (CCC, ó CQC por sus siglas en inglés).

El programa computación ETABS, utilizado para el análisis numérico del edificio modelo, tiene como alternativa la superposición CCC, y en este caso fue empleada esta combinación con 5% de amortiguamiento.

Cabe anotar que el método CCC puede considerarse una extensión del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales (SRSS, por sus siglas en inglés), siendo considerado el CCC más preciso y el que proporciona mejores resultados [4].

Cuadro 4.5: *Parámetros para el análisis sísmico utilizado en el modelo*

Parámetros para el Análisis Sísmico	
Factor de zona (zona 3)	Z = 0.4
Factor de uso e importancia (categoría C)	U = 1.0
Factor de suelo (S1)	S = 1.0
Período para definir espectro de pseudo aceleración	$T_p = 0.4$ s
Factor de Reducción de la Fuerza Sísmica Longitudinal y Transversal (Pórticos y Muros de Corte) - Irregular	$R^* = 5.25$

Fuente: NTE E.030 – Diseño Sismorresistente

Para ambas direcciones del análisis, se obtiene el espectro de respuesta graficado en la figura 4.4.

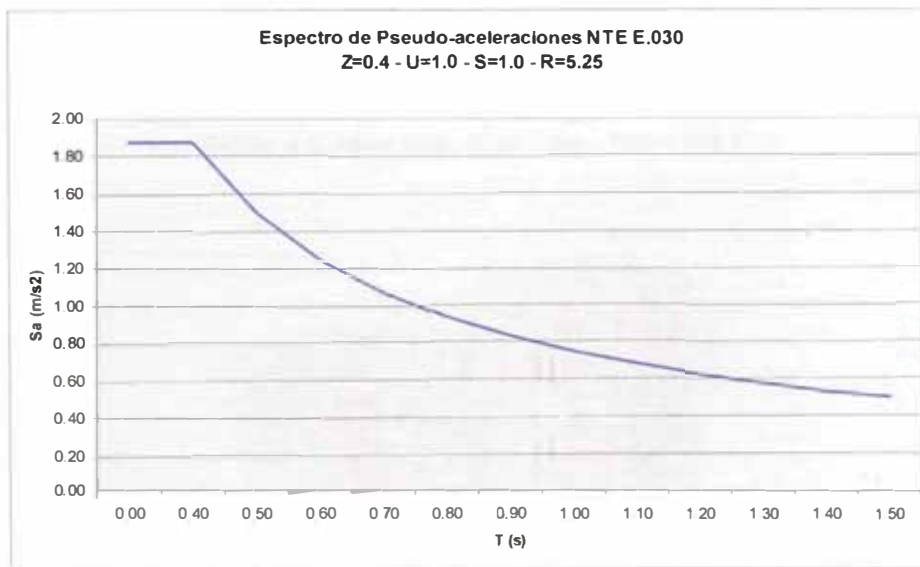


Figura 4.4: *Espectro de pseudo-aceleraciones R = 5.25 (Estructura Dual, Irregular)*

4.3.2 Modos de Vibración

Los periodos naturales y modos de vibración se determinaron considerando de forma apropiada las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura. Se muestran los tres primeros modos de vibración en las figuras 4.5, 4.6 y 4.7

Un aspecto interesante observado durante la elaboración del análisis sísmico del modelo es que en los dos primeros modos normalmente es donde mayor masa participa, por ello al haber torsión en los primeros modos estas torsiones serán grandes y producirán mucho esfuerzo sobre las vigas, columnas y placas. Por ello, fue importante evitar la torsión en los dos primeros modos, variando la ubicación de las placas hasta conseguir un comportamiento sísmico adecuado.

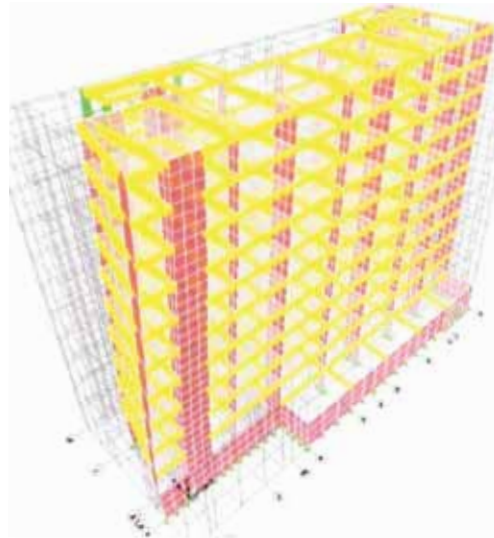


Figura 4.5: Torre Beta. Modo 1 (X) $T_1 = 1.216$ s

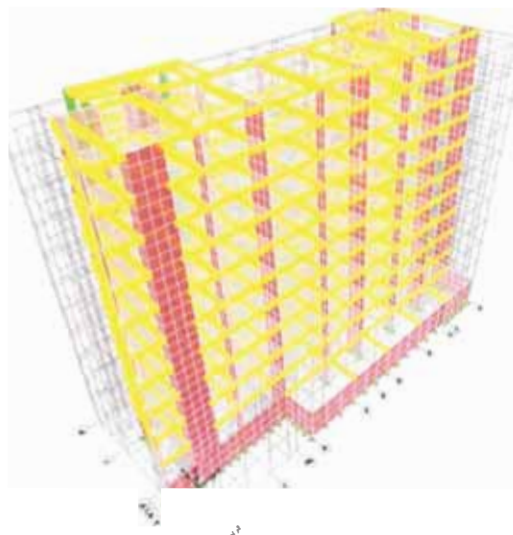


Figura 4.6: Torre Beta. Modo 2 (Y) $T_2 = 1.030$ s

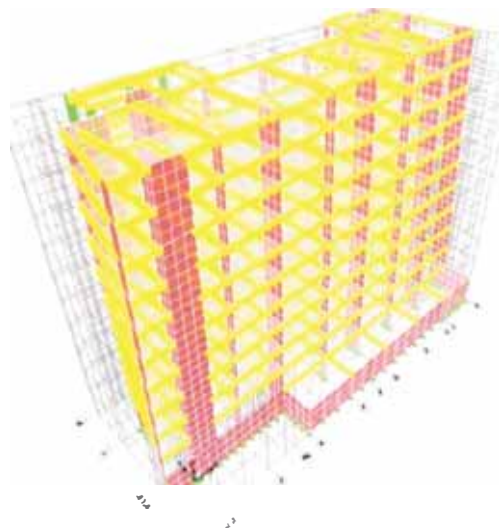


Figura 4.7: Torre Beta. Modo 3 (Rotacional) $T_3 = 0.786$ s

4.3.3 Factores de Participación de Masas

Para cada dirección del análisis se consideraron aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura. Los porcentajes (o factores) de participación de la masa de la estructura se presentan en el cuadro 4.6.

Cuadro 4.6: Factores de participación de masa – Torre Beta

Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.216	57.50	2.25	57.50	2.25	5.09	5.09
2	1.030	3.40	63.33	60.90	65.58	2.85	7.94
3	0.786	3.59	2.65	64.49	68.23	58.20	66.13
4	0.313	9.90	2.21	74.38	70.45	1.47	67.60
5	0.287	2.88	10.56	77.26	81.00	0.26	67.86
6	0.207	0.90	1.14	78.16	82.14	11.82	79.68
7	0.143	1.59	3.14	79.75	85.28	0.79	80.47
8	0.132	3.31	2.30	83.06	87.58	0.00	80.47
9	0.093	0.36	1.22	83.42	88.80	4.72	85.19
10	0.086	0.36	2.12	83.78	90.92	0.69	85.88
11	0.078	2.21	0.87	85.99	91.79	0.01	85.89
12	0.059	0.30	2.33	86.29	94.12	0.00	85.89
13	0.054	0.03	0.78	86.32	94.90	3.32	89.21
14	0.053	1.42	0.22	87.74	95.13	0.31	89.52
15	0.044	0.22	1.40	87.96	96.53	0.01	89.53
16	0.040	0.71	0.78	88.67	97.31	0.28	89.81
17	0.037	0.29	0.68	88.96	97.99	2.39	92.20
18	0.034	0.20	0.26	89.16	98.25	0.44	92.65
19	0.032	0.45	0.50	89.62	98.75	0.01	92.65

Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
20	0.029	0.31	0.59	89.92	99.34	0.63	93.28
21	0.028	0.24	0.14	90.17	99.47	0.78	94.06
22	0.026	0.13	0.03	90.30	99.50	1.13	95.19
23	0.025	0.37	0.00	90.67	99.50	0.02	95.21
24	0.024	0.00	0.34	90.68	99.84	0.05	95.27
25	0.023	0.11	0.01	90.79	99.85	0.02	95.29
26	0.022	0.07	0.04	90.86	99.88	1.11	96.40
27	0.021	0.02	0.06	90.88	99.94	0.84	97.25
28	0.020	0.14	0.04	91.02	99.98	0.01	97.26
29	0.019	7.59	0.00	98.61	99.99	0.73	97.99
30	0.018	1.34	0.00	99.95	99.99	1.24	99.23
31	0.016	0.039	0.0095	99.99	99.99	0.59	99.82
32	0.014	0.0062	0.004	99.99	99.99	0.15	99.97
33	0.013	0.001	0.0008	100	100	0.03	100.00

El periodo fundamental del edificio es 1.216 s, con un factor de participación de masa asociado en la dirección X de 57.50%. El segundo modo de vibración es traslacional (eje Y), tiene un periodo de 1.03 s y con un factor de participación de masa asociado en la dirección Y de 63.33%. El tercer modo de vibración tiene un periodo de 0.786 s, con una masa rotacional asociada de 58.20%.

4.3.4 Distorsiones de Entrepiso

El limite para las distorsiones es de 0.70% para estructuras de concreto armado. En los cuadros 4.7 al 4.12 se indican los máximos desplazamientos y distorsiones para cada piso ante la acción del sismo de diseño para las direcciones X e Y.

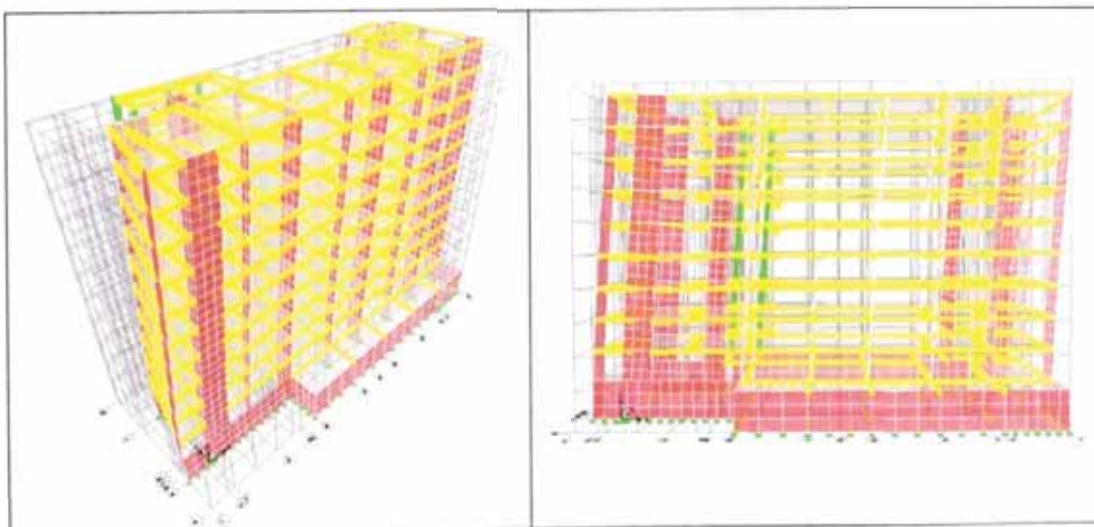


Figura 4.8: Torre Beta. Deformada debido al Sismo en X

Cuadro 4.7: Torre Beta. Desplazamientos de Diafragmas debido al Sismo en X

Nivel	UX	UY	CM DriftX	CM DriftX*0.75*R/1000	Admisible/1000
AZOTEA	0.0297	0.007	0.0010	4.01	7.00
NIVEL10	0.0268	0.0063	0.0010	4.01	7.00
NIVEL9	0.0239	0.0057	0.0011	4.42	7.00
NIVEL8	0.0207	0.0051	0.0012	4.56	7.00
NIVEL7	0.0174	0.0044	0.0012	4.70	7.00
NIVEL6	0.014	0.0036	0.0012	4.70	7.00
NIVEL5	0.0106	0.0029	0.0012	4.70	7.00
NIVEL4	0.0072	0.0021	0.0011	4.14	7.00
NIVEL3	0.0042	0.0013	0.0009	3.59	7.00
NIVEL2	0.0016	0.0006	0.0005	2.07	7.00
NIVEL1	0.0001	0.0001	0.0000	0.14	7.00

Cuadro 4.8: Torre Beta. Distorsiones debido al Sismo en X

Nivel	DriftX	DriftX*0.75*R/1000	Admisible/1000
AZOTEA	0.0011	4.51	7.00
NIVEL10	0.0012	4.81	7.00
NIVEL9	0.0013	5.09	7.00
NIVEL8	0.0013	5.30	7.00
NIVEL7	0.0014	5.41	7.00
NIVEL6	0.0014	5.40	7.00
NIVEL5	0.0013	5.21	7.00
NIVEL4	0.0012	4.75	7.00
NIVEL3	0.0010	3.90	7.00
NIVEL2	0.0006	2.41	7.00
NIVEL1	0.0000	0.11	7.00

Cuadro 4.9: Desplazamiento máximo del último nivel debido al Sismo en X

Nivel	Point	UX	UX*0.75*R
AZOTEA	8	0.033	0.13
AZOTEA	9	0.033	0.13
AZOTEA	10	0.033	0.13
AZOTEA	11	0.033	0.13
AZOTEA	12	0.033	0.13
AZOTEA	13	0.033	0.13
AZOTEA	14	0.033	0.13
AZOTEA	1766	0.033	0.13
AZOTEA	1771	0.033	0.13
AZOTEA	1938	0.033	0.13
AZOTEA	3459	0.033	0.13
AZOTEA	3461	0.033	0.13
AZOTEA	3462	0.033	0.13

Se puede observar que en la dirección X, la distorsión máxima para cada piso en ninguno de sus niveles se excede el límite de 0.70% establecido en la norma para estructuras de concreto armado, siendo el máximo desplazamiento de entrepiso igual a 0.54%. El desplazamiento máximo del último nivel es 13 cm.

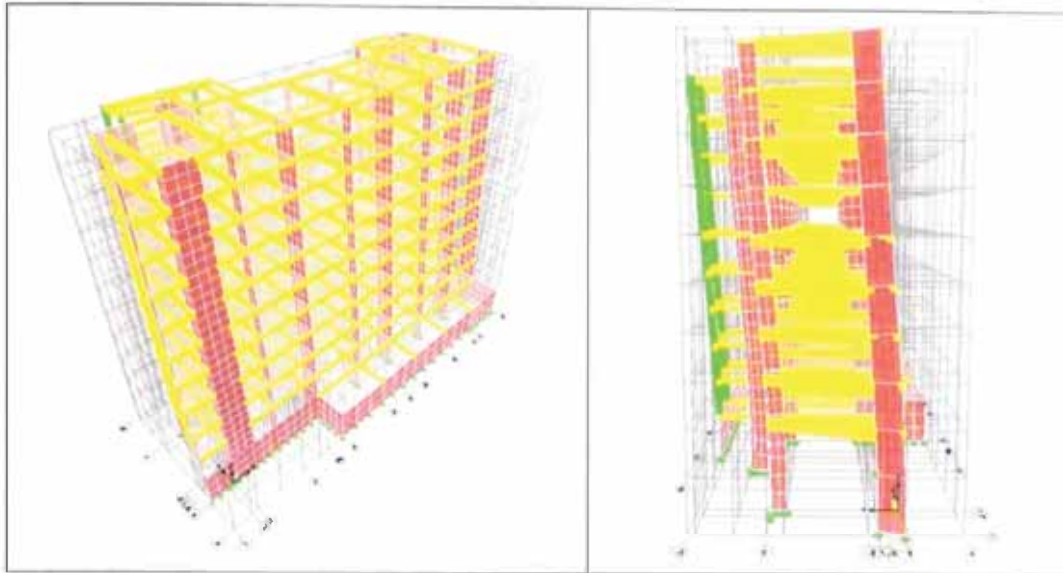


Figura 4.9: Torre Beta. Deformada debido al Sismo en Y

Cuadro 4.10: Torre Beta. Desplazamientos de Diafragmas debido al Sismo en Y

Nivel	UX	UY	CM DriftY	CM DriftY*0.75*R/1000	Admisible/1000
AZOTEA	0.0074	0.0259	0.0007	2.90	7.00
NIVEL10	0.0067	0.0238	0.0008	3.04	7.00
NIVEL9	0.0059	0.0216	0.0008	3.32	7.00
NIVEL8	0.0052	0.0192	0.0009	3.73	7.00
NIVEL7	0.0044	0.0165	0.0010	4.01	7.00
NIVEL6	0.0035	0.0136	0.0011	4.14	7.00
NIVEL5	0.0027	0.0106	0.0011	4.14	7.00
NIVEL4	0.0019	0.0076	0.0010	3.87	7.00
NIVEL3	0.0011	0.0048	0.0009	3.45	7.00
NIVEL2	0.0004	0.0023	0.0006	2.49	7.00
NIVEL1	0.0000	0.0005	0.0002	0.69	7.00

Cuadro 4.11: Torre Beta. Distorsiones debido al Sismo en Y

Nivel	DriftY	DriftY*0.75*R/1000	Admisible/1000
AZOTEA	0.0010	3.78	7.00
NIVEL10	0.0011	4.20	7.00
NIVEL9	0.0012	4.60	7.00
NIVEL8	0.0012	4.91	7.00

Nivel	DriftY	DriftY*0.75*R/1000	Admisible/1000
NIVEL7	0.0013	5.11	7.00
NIVEL6	0.0013	5.27	7.00
NIVEL5	0.0013	5.30	7.00
NIVEL4	0.0013	5.10	7.00
NIVEL3	0.001145	4.51	7.00
NIVEL2	0.000787	3.10	7.00
NIVEL1	0.000198	0.78	7.00

Cuadro 4.12: Desplazamiento máximo del último nivel debido al Sismo en Y

Nivel	Point	UY	UY*0.75*R
AZOTEA	1	0.0311	0.12
AZOTEA	14	0.0311	0.12
AZOTEA	1742	0.0311	0.12
AZOTEA	1743	0.0311	0.12
AZOTEA	1766	0.0320	0.13
AZOTEA	1767	0.0313	0.12
AZOTEA	2559	0.0311	0.12
AZOTEA	3419	0.0319	0.13
AZOTEA	3438	0.0311	0.12
AZOTEA	3463	0.0309	0.12

Se puede observar que en la dirección Y, en ninguno de sus niveles se excede el límite de 0.70% establecido en la norma para estructuras de concreto armado, siendo el máximo desplazamiento de entrepiso igual a 0.53%. El desplazamiento máximo del último nivel es 13 cm.

4.3.5 Cortantes en cada nivel

En el cuadro 4.13 se presentan los valores de la fuerza cortante dinámica por nivel, debido al sismo en la dirección X.

Cuadro 4.13: Fuerzas Cortantes Dinámicas en la dirección X.

Nivel	Load	Loc	VX
AZOTEA	SDX	Top	44.57
AZOTEA	SDX	Bottom	44.57
NIVEL10	SDX	Top	74.61
NIVEL10	SDX	Bottom	74.61
NIVEL9	SDX	Top	92.53
NIVEL9	SDX	Bottom	92.53
NIVEL8	SDX	Top	104.09
NIVEL8	SDX	Bottom	104.09

Nivel	Load	Loc	VX
NIVEL7	SDX	Top	113.87
NIVEL7	SDX	Bottom	113.87
NIVEL6	SDX	Top	124.94
NIVEL6	SDX	Bottom	124.94
NIVEL5	SDX	Top	138.28
NIVEL5	SDX	Bottom	138.28
NIVEL4	SDX	Top	152.55
NIVEL4	SDX	Bottom	152.55
NIVEL3	SDX	Top	165.27
NIVEL3	SDX	Bottom	165.27
NIVEL2	SDX	Top	173.56
NIVEL2	SDX	Bottom	173.56
NIVEL1	SDX	Top	187.31
NIVEL1	SDX	Bottom	187.31

En el cuadro 4.14 se presentan los valores de la fuerza cortante dinámica por nivel, debido al sismo en la dirección Y.

Cuadro 4.14: Fuerzas Cortantes Dinámicas en la dirección Y.

Nivel	Load	Loc	VY
AZOTEA	SDY	Top	47.3
AZOTEA	SDY	Bottom	47.3
NIVEL10	SDY	Top	83.25
NIVEL10	SDY	Bottom	83.25
NIVEL9	SDY	Top	108.04
NIVEL9	SDY	Bottom	108.04
NIVEL8	SDY	Top	126.01
NIVEL8	SDY	Bottom	126.01
NIVEL7	SDY	Top	141.04
NIVEL7	SDY	Bottom	141.04
NIVEL6	SDY	Top	155.36
NIVEL6	SDY	Bottom	155.36
NIVEL5	SDY	Top	170.08
NIVEL5	SDY	Bottom	170.08
NIVEL4	SDY	Top	184.76
NIVEL4	SDY	Bottom	184.76
NIVEL3	SDY	Top	197.88
NIVEL3	SDY	Bottom	197.88
NIVEL2	SDY	Top	207.49
NIVEL2	SDY	Bottom	207.49
NIVEL1	SDY	Top	214.93
NIVEL1	SDY	Bottom	214.93

4.3.6 Cortantes Mayorados en cada nivel

En el cuadro 4.15 se presentan los valores de la fuerza cortante por nivel, debido al sismo en la dirección X, afectados por el coeficiente de mayoramiento 1.2016 calculado en el acápite 4.3.

Cuadro 4.15: Fuerzas Cortantes Mayoradas en la dirección X.

Nivel	Load	Loc	VX
AZOTEA	SDFX	Top	53.56
AZOTEA	SDFX	Bottom	53.56
NIVEL10	SDFX	Top	89.65
NIVEL10	SDFX	Bottom	89.65
NIVEL9	SDFX	Top	111.18
NIVEL9	SDFX	Bottom	111.18
NIVEL8	SDFX	Top	125.07
NIVEL8	SDFX	Bottom	125.07
NIVEL7	SDFX	Top	136.83
NIVEL7	SDFX	Bottom	136.83
NIVEL6	SDFX	Top	150.13
NIVEL6	SDFX	Bottom	150.13
NIVEL5	SDFX	Top	166.16
NIVEL5	SDFX	Bottom	166.16
NIVEL4	SDFX	Top	183.30
NIVEL4	SDFX	Bottom	183.30
NIVEL3	SDFX	Top	198.59
NIVEL3	SDFX	Bottom	198.59
NIVEL2	SDFX	Top	208.55
NIVEL2	SDFX	Bottom	208.55
NIVEL1	SDFX	Top	225.07
NIVEL1	SDFX	Bottom	225.07

En el cuadro 4.16 se presentan los valores de la fuerza cortante por nivel, debido al sismo en la dirección Y, afectados por el coeficiente de mayoramiento 1.2362 calculado en el acápite 4.3.

Cuadro 4.16: Fuerzas Cortantes Mayoradas, en la dirección Y.

Nivel	Load	Loc	VY
AZOTEA	SDFY	Top	58.47
AZOTEA	SDFY	Bottom	58.47
NIVEL10	SDFY	Top	102.91
NIVEL10	SDFY	Bottom	102.91
NIVEL9	SDFY	Top	133.56

Nivel	Load	Loc	VY
NIVEL9	SDFY	Bottom	133.56
NIVEL8	SDFY	Top	155.77
NIVEL8	SDFY	Bottom	155.77
NIVEL7	SDFY	Top	174.35
NIVEL7	SDFY	Bottom	174.35
NIVEL6	SDFY	Top	192.06
NIVEL6	SDFY	Bottom	192.06
NIVEL5	SDFY	Top	210.25
NIVEL5	SDFY	Bottom	210.25
NIVEL4	SDFY	Top	228.40
NIVEL4	SDFY	Bottom	228.40
NIVEL3	SDFY	Top	244.62
NIVEL3	SDFY	Bottom	244.62
NIVEL2	SDFY	Top	256.50
NIVEL2	SDFY	Bottom	256.50
NIVEL1	SDFY	Top	265.70
NIVEL1	SDFY	Bottom	265.70

Como ya se revisó, la fuerza cortante en la base tiene un valor mínimo con el fin de garantizar una resistencia horizontal mínima en la edificación.

CONCLUSIONES

1. Los criterios actuales de estructuración (traducido en normas de diseño) reconocen la inviabilidad técnica y económica de dar protección completa a las estructuras frente a todos los sismos.
2. La estructura presentada será capaz de brindar una aceptable expectativa de funcionalidad ante sollicitaciones sísmicas moderadas.
3. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es 0.54%, menor al valor admisible de 0.70%. El desplazamiento máximo del último nivel es 13 cm.
4. Los elementos que aportan rigidez lateral (placas) fueron dispuestos en el lado opuesto del edificio para balancear la excesiva desigualdad de rigideces introducida por las cajas de los ascensores anexados al bloque de departamentos, de tal forma que se redujeron los efectos de torsión.
5. Aunque en este caso la simetría absoluta no fue obligatoria, ya que la disposición de las placas permitió disipar la torsión, siempre se debe tener en cuenta que mientras más simétrico sea el edificio, se reducirá su tendencia a sufrir concentraciones de esfuerzos y torsión, y su comportamiento ante cargas sísmicas será menos difícil de analizar y más predecible.
6. Para el caso específico del edificio modelado, en el que las escaleras y ascensores están anexados al bloque de departamentos, no es conveniente formar un cerramiento lateral con muros rígidos en la zona de escaleras, debido a que se produce torsión en el eje vertical del edificio con respecto al bloque de viviendas.
7. El análisis numérico elaborado durante el desarrollo del informe ofrece información detallada de las demandas estructurales, en base a una concepción de estructuración basada en la disposición de los muros de corte o placas, teniendo en cuenta los criterios de limitación de la flexibilidad lateral de los pórticos, el control los efectos de torsión, y de los desplazamientos admisibles.

8. La fuerza cortante en la base obtenida por el método dinámico resultó menor al valor mínimo establecido por el método estático, por lo que fue necesario escalar los resultados.
9. Dado que en los últimos años se ha reconocido con mayor claridad la directa relación entre el daño estructural y los niveles de desplazamiento lateral, fue fundamental para la realización del análisis de la torre modelo el controlar estos desplazamientos y mantenerlos dentro de límites seguros, y de esta forma reducir los daños a la edificación.
10. Se configuraron los elementos resistentes de la torre modelo de manera que exista continuidad en la estructura tanto en planta como en elevación. Es importante que las fuerzas sigan trayectorias regulares y directas a través de líneas continuas hasta alcanzar la cimentación del edificio.
11. La estructura diseñada posee elementos estructurales básicamente muros de corte que absorben la energía sísmica, y otorgan rigidez a la estructura, lo cual se comprueba en los resultados de los máximos desplazamientos relativos de entrepiso, que en ningún caso excedió el 0.70% exigido por la norma.
12. En la configuración del edificio modelo, al evitarse un cambio brusco de la resistencia y la rigidez entre los elementos estructurales del primer nivel y del resto de la edificación, se protegió la estructura ante un posible efecto de piso blando.
13. La metodología expuesta en el presente informe contribuirá a futuros proyectos estructurales de características similares, ya que en la exposición se muestra que con la asistencia de los muros de corte, del manejo de sus dimensiones y la conveniente disposición de los mismos, se pueden controlar los desplazamientos laterales, y evitar la introducción de efectos de torsión.

RECOMENDACIONES

1. Se sugiere que para futuros trabajos se investigue si la excentricidad accidental del 5% usada en las normativas estadounidense y peruana es suficiente o si se debería incrementar para asegurar un comportamiento adecuado de las estructuras sujetas a torsión.
2. Se recomienda respetar los valores de sobrecarga mostrados durante la elaboración del análisis considerando el uso para el que ha sido designado, sin llegar de ninguna manera a sobrepasar esos valores.
3. El buen comportamiento sísmico de las edificaciones se basa en su disposición arquitectónica, por lo que es recomendable que ingenieros y arquitectos coordinen constantemente los aspectos del diseño de edificios durante todas las etapas de su concepción.
4. Se sugiere investigar el comportamiento de la estructura estableciendo cambios de sección de los elementos resistentes (muros de corte) conforme aumenta la altura, empleando un suave acartelamiento, en comparación con un escalonamiento más abrupto.

BIBLIOGRAFÍA

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)*. ACI. Farmington Hills, Michigan, 2005.
2. ARGOTE DE LOS RÍOS, G. *Estructuración de una edificación multifamiliar de 7 niveles y un nivel de sótano*. Informe de Suficiencia. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, 2006.
3. BLANCO BLASCO, ANTONIO. *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Segunda Edición. Colegio de Ingenieros del Perú. Lima, 1994.
4. BOZZO ROTONDO, LUIS M.; BARBAT BARBAT, HORIA A. *Diseño Sismorresistente de Estructuras*. Primera Edición. Fondo Editorial ICG. Lima, 2002.
5. COMPUTERS AND STRUCTURES. *ETABS version 8: Introductory User's Guide*. CSI. Berkeley, California, 2003.
6. DAS, BRAJA M. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Quinta Edición. Thomson Editores. México D.F., 2006.
7. GARCÍA AGUIRRE, CARLOS. *Análisis y Diseño de un Edificio de Concreto Armado con Muros de Corte*. Informe de Ingeniería. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, 2005.
8. HARMSSEN, TEODORO E. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Tercera Edición. Fondo Editorial PUCP. Lima, 2002
9. INSTITUTO DE LA CONSTRUCCIÓN Y GERENCIA. *Diseño Estructural Sismorresistente*. Segunda Edición. Fondo Editorial ICG. Lima, 2008.
10. LAMBE, T. WILLIAM; WHITMAN, ROBERT *Mecánica de Suelos*. Segunda Edición. Editorial Limusa. México, 1997.
11. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú, 2006.
12. MORALES MORALES, ROBERTO. *Diseño en Concreto Armado*. Tercera Edición. Fondo Editorial ICG. Lima, 2006.
13. MUÑOZ PELÁEZ, ALEJANDRO. *Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente*. Artículo publicado en http://www.prismaing.com/download/fuy_den030.pdf