

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**



**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN  
INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**“CARACTERIZACION DE LA SOBRERRESISTENCIA EN  
MARCOS DE CONCRETO REFORZADO CON  $Q = 2$ ”**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA**

INGENIERIA CIVIL - INGENIERIA SISMICA

P R E S E N T A :

**JUAN MANUEL FIGUEROA FIGUEROA**

TUTOR:

**DR. AMADOR TERAN GILMORE**

2007



## AGRADECIMIENTOS

Agradezco especialmente a mi tutor, **Dr. Amador Terán Gilmore**, por la dirección de esta tesis, por su enseñanza, motivación y apoyo, así como por la formación que me ha brindado.

A mis sinodales, Dra. Sonia Ruiz Gómez, Dr. Mario Gustavo Ordaz Shroeder, M.I. Octavio García Domínguez y Dr. Oscar López Bátiz, por sus valiosas observaciones y aportaciones a este trabajo.

A los Profesores del Posgrado en Ingeniería Estructural de la Universidad Nacional Autónoma de México por su generosa dedicación y contribución a la formación académica.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) por brindarme la oportunidad de cursar estudios de Posgrado en Ingeniería Estructural.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca que se me otorgó, cuya finalidad fue el financiamiento de mis estudios de Maestría.

A mis padres, **Eliseo Figuero Figueroa y María Ernestina Figueroa Guizar**, por la vida, el amor y la educación que me brindaron.

A **Teresa de Jesús Márquez Hernández**, por su amor, paciencia y apoyo.

## CONTENIDO GENERAL

<b>OBJETIVO</b> .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>ALCANCE</b> .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>3</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	<b>5</b>
1. INTRODUCCIÓN .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
1.1. Panorama General.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
1.2. Panorama Local .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
1.3. Importancia de la Resistencia Lateral.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
1.4. Espectros de Diseño.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
1.5. Indices de daño .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
1.6. Factor de reducción de resistencia ..	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
1.7. Contribución de esta tesis .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2. SOBRRRESISTENCIA .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2.1. Causas de la existencia de sobrerresistencia....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2.2. Sobrerresistencia debida a las características reales esfuerzo-deformación de los materiales ....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2.2.1. Concreto confinado.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2.2.2. Acero de refuerzo .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2.3. Efectos adversos de la sobrerresistencia.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2.4. Diseño por Capacidad .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2.5. Investigaciones analíticas.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
2.6. Apéndice A.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3. EDIFICIOS BAJO CONSIDERACIÓN. ....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.1. Generalidades .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.2. Geometría.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.3. Secciones transversales.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.4. Análisis Lineal.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.5. Cargas Muertas adicionales y Cargas Vivas....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.6. Condiciones de carga.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.7. Modos de vibrar.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.8. Edificio <i>I_3</i> .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.9. Edificio <i>III_3</i> .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.10. Edificio <i>I_9</i> .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.11. Edificio <i>III_9</i> .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
3.12. Edificio <i>I_15</i> .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>

---

- 3.13. Edificio *III\_15* ..... ;Error! Marcador no definido.
  - 4. DISEÑO ESTRUCTURAL ..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.1. Requisitos generales de diseño..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.2. Diseño de losas ..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.3. Diseño de vigas y columnas..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.4. Edificio *I\_3*..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.5. Edificio *III\_3* ..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.6. Edificio *I\_9*..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.7. Edificio *III\_9* ..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.8. Edificio *I\_15*..... ;Error! Marcador no definido.
    - 4.9. Edificio *III\_15* ..... ;Error! Marcador no definido.
  - 5. ANÁLISIS NO LINEAL..... ;Error! Marcador no definido.
    - 5.1. Análisis estático no-lineal ..... ;Error! Marcador no definido.
    - 5.2. Modelos..... ;Error! Marcador no definido.
    - 5.3. Propiedades de los elementos estructurales..... ;Error! Marcador no definido.
    - 5.4. Resultados ..... ;Error! Marcador no definido.
      - 5.4.1. Edificio *I\_3* ..... ;Error! Marcador no definido.
      - 5.4.2. Edificio *III\_3* ..... ;Error! Marcador no definido.
      - 5.4.3. Edificio *I\_9* ..... ;Error! Marcador no definido.
      - 5.4.4. Edificio *III\_9* ..... ;Error! Marcador no definido.
      - 5.4.5. Edificio *I\_15* ..... ;Error! Marcador no definido.
      - 5.4.6. Edificio *III\_15* ..... ;Error! Marcador no definido.
    - 5.5. Curvas de Sobrerresistencia..... ;Error! Marcador no definido.
    - 5.6. Momento de Inercia de Agrietamiento. ;Error! Marcador no definido.
  - 6. CONCLUSIONES ..... ;Error! Marcador no definido.
    - 6.1. Sobrerresistencias obtenidas ..... ;Error! Marcador no definido.
    - 6.2. Influencia de la revisión de las conexiones en la sobrerresistencia  
;Error! Marcador no definido.
    - 6.3. Agrietamiento en vigas y columnas ;Error! Marcador no definido.
    - 6.4. Investigaciones futuras ..... ;Error! Marcador no definido.
  - 7. REFERENCIAS ..... ;Error! Marcador no definido.
-

**LISTA DE FIGURAS**

<b>Figura 2.1</b>	Modelos de Park y Kent .....	12
<b>Figura 2.2</b>	Incremento teórico en la resistencia a flexión de una columna circular de concreto reforzado (Watson et al, 1994).....	12
<b>Figura 2.3</b>	Respuesta global de una estructura dúctil sujeta a un estado de deformación lateral monótonamente creciente.....	18
<b>Figura 2.4</b>	Curvas <i>fuerza-desplazamiento</i> para marco de 3 niveles: a) Zona Sísmica I, b) Zona Sísmica II, c) Zona Sísmica III, d) Zona Sísmica IV y e) Zona Sísmica V.....	22
<b>Figura 2.5</b>	Curvas <i>fuerza contra desplazamiento</i> para marco de: a) 3 niveles; b) 6 niveles; y c) 9 niveles .....	23
<b>Figura 2.6</b>	Variación de la sobrerresistencia para marco interno según la zona sísmica y el número de niveles.....	23
<b>Figura 2.7</b>	Sobrerresistencia estimada para marcos dúctiles.....	26
<b>Figura 2.8</b>	Sobrerresistencia obtenida para los marcos diseñados por Castro .....	26
<b>Figura 3.1</b>	Vista en planta de los edificios.....	28
<b>Figura 3.2</b>	Clasificación de columnas y vigas con fines de diseño.....	28
<b>Figura 3.3</b>	Vista en elevación de los edificios.....	29
<b>Figura 3.4</b>	Modos de vibrar 1, 3, 4 y 5, edificio <i>I_9</i> .....	36
<b>Figura 3.5</b>	Isométrico del modelo estructural del edificio <i>I_3</i> (programa Cadse).....	37
<b>Figura 3.6</b>	Isométrico del modelo estructural del edificio <i>I_9</i> (programa Etabs).....	40
<b>Figura 3.7</b>	Isométrico del modelo estructural del edificio <i>I_15</i> (programa Etabs).....	44
<b>Figura 4.1</b>	Dimensiones y armado de vigas, edificio <i>I_3</i> .....	53
<b>Figura 4.2</b>	Dimensiones y armado de columnas, edificio <i>I_3</i> .....	53
<b>Figura 4.3</b>	Dimensiones y armado de vigas, edificio <i>III_3</i> .....	54
<b>Figura 4.4</b>	Dimensiones y armado de columnas, edificio <i>III_3</i> .....	55
<b>Figura 4.5</b>	Espectros de aceleración usados en el análisis dinámico, y ubicación de los periodos de los edificios considerados.....	56
<b>Figura 4.6</b>	Dimensiones y armado de vigas, edificio <i>I_9_1</i> .....	57
<b>Figura 4.7</b>	Dimensiones y armado de columnas, edificio <i>I_9_1</i> .....	59
<b>Figura 4.8</b>	Dimensiones y armado de vigas, edificio <i>III_9</i> .....	60
<b>Figura 4.9</b>	Dimensiones y armado de columnas, edificio <i>III_9</i> .....	62
<b>Figura 4.10</b>	Dimensiones y armado de vigas, edificio <i>I_15_1</i> .....	65
<b>Figura 4.11</b>	Dimensiones y armado de columnas, edificio <i>I_15_1</i> .....	67
<b>Figura 4.12</b>	Dimensiones y armado de vigas, edificio <i>III_15</i> .....	69
<b>Figura 4.13</b>	Dimensiones y armado de columnas, edificio <i>III_15</i> .....	73
<b>Figura 5.1</b>	Diagramas de Interacción de las columnas del edificio <i>I_3</i> .....	83
<b>Figura 5.2</b>	Diagramas de Interacción de las columnas del edificio <i>III_3</i> .....	83
<b>Figura 5.3</b>	Curvas $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ de los modelos 1 al 5.....	86
<b>Figura 5.4</b>	Idealización Bilineal de las curvas $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ de los modelos 1 al 5.....	87
<b>Figura 5.5</b>	Patrones de desplazamiento lateral, modelo 4.....	88

---

<b>Figura 5.6</b>	Articulaciones plásticas existentes al instante de la falla, modelo 4 .....	88
<b>Figura 5.7</b>	Curvas $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ de los modelos 6 al 10.....	89
<b>Figura 5.8</b>	Idealización Bilineal de las curvas $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ de los modelos 6 al 10.....	90
<b>Figura 5.9</b>	Patrones de desplazamiento lateral, modelo 9.....	91
<b>Figura 5.10</b>	Articulaciones plásticas existentes al instante de la falla, modelo 9 .....	91
<b>Figura 5.11</b>	Curvas $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ de los modelos 11 y 12.....	92
<b>Figura 5.12</b>	Idealización Bilineal de las curvas $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ de los modelos 11 y 12.....	93
<b>Figura 5.13</b>	Patrones de desplazamiento lateral, modelo 11.....	94
<b>Figura 5.14</b>	Articulaciones plásticas existentes al instante de la falla, modelo 11.....	94
<b>Figura 5.15</b>	Idealización Bilineal de la curva $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ del modelo 13.....	95
<b>Figura 5.16</b>	Patrones de desplazamiento lateral, modelo 13.....	96
<b>Figura 5.17</b>	Curvas $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ de los modelos 14 y 15.....	97
<b>Figura 5.18</b>	Idealización Bilineal de las curvas $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ de los modelos 14 y 15.....	98
<b>Figura 5.19</b>	Patrones de desplazamiento lateral, modelo 14.....	98
<b>Figura 5.20</b>	Articulaciones plásticas existentes al instante de la falla, modelo 14 .....	99
<b>Figura 5.21</b>	Patrones de desplazamiento lateral, modelo 16.....	99
<b>Figura 5.22</b>	Curva $V_{bu}$ vs. $\delta_{az}$ del modelo 16.....	100
<b>Figura 5.23</b>	Curvas de <i>Sobrerresistencia</i> vs. <i>Número de niveles</i> .....	102

---

**LISTA DE TABLAS**

<b>Tabla 2.1</b>	Valores de resistencias en el acero de refuerzo que especifica del código neozelandés (Standards Association of New Zealand).....	14
<b>Tabla 3.1</b>	Notación utilizada para identificar los edificios.....	27
<b>Tabla 3.2</b>	Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio <i>I_3</i> .....	30
<b>Tabla 3.3</b>	Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio <i>III_3</i> .....	30
<b>Tabla 3.4</b>	Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio <i>I_9</i> .....	30
<b>Tabla 3.5</b>	Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio <i>III_9</i> .....	31
<b>Tabla 3.6</b>	Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio <i>I_15</i> .....	31
<b>Tabla 3.7</b>	Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio <i>III_15</i> .....	32
<b>Tabla 3.8</b>	Revisión del cortante basal dinámico.....	34
<b>Tabla 3.9</b>	Cargas Muertas adicionales y Cargas Vivas.....	35
<b>Tabla 3.10</b>	Fuerzas de torsión aplicadas al edificio <i>I_3</i> .....	37
<b>Tabla 3.11</b>	Pesos y masas de entrepiso, edificio <i>I_3</i> .....	38
<b>Tabla 3.12</b>	Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio <i>I_3</i> .....	38
<b>Tabla 3.13</b>	Propiedades dinámicas, edificio <i>I_3</i> .....	38
<b>Tabla 3.14</b>	Fuerzas de torsión aplicadas al edificio <i>III_3</i> .....	39
<b>Tabla 3.15</b>	Pesos y masas de entrepiso, edificio <i>III_3</i> .....	39
<b>Tabla 3.16</b>	Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio <i>III_3</i> .....	39
<b>Tabla 3.17</b>	Propiedades dinámicas, edificio <i>III_3</i> .....	39
<b>Tabla 3.18</b>	Fuerzas de torsión aplicadas al edificio <i>I_9</i> .....	41
<b>Tabla 3.19</b>	Pesos y masas de entrepiso, edificio <i>I_9</i> .....	41
<b>Tabla 3.20</b>	Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio <i>I_9</i> .....	41
<b>Tabla 3.21</b>	Propiedades dinámicas, edificio <i>I_9</i> .....	42
<b>Tabla 3.22</b>	Fuerzas de torsión aplicadas al edificio <i>III_9</i> .....	42
<b>Tabla 3.23</b>	Pesos y masas de entrepiso, edificio <i>III_9</i> .....	43
<b>Tabla 3.24</b>	Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio <i>III_9</i> .....	43
<b>Tabla 3.25</b>	Propiedades dinámicas, edificio <i>III_9</i> .....	43
<b>Tabla 3.26</b>	Fuerzas de torsión aplicadas al edificio <i>I_15</i> .....	45
<b>Tabla 3.27</b>	Pesos y masas de entrepiso, edificio <i>I_15</i> .....	45
<b>Tabla 3.28</b>	Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio <i>I_15</i> .....	46
<b>Tabla 3.29</b>	Propiedades dinámicas, edificio <i>I_15</i> .....	46
<b>Tabla 3.30</b>	Fuerzas de torsión aplicadas al edificio <i>III_15</i> .....	47
<b>Tabla 3.31</b>	Pesos y masas de entrepiso, edificio <i>III_15</i> .....	48
<b>Tabla 3.32</b>	Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio <i>III_15</i> .....	48
<b>Tabla 3.33</b>	Propiedades dinámicas, edificio <i>III_15</i> .....	49
<b>Tabla 4.1</b>	Revisión de nudos, edificio <i>I_3</i> .....	52
<b>Tabla 4.2</b>	Revisión de nudos, edificio <i>III_3</i> .....	55
<b>Tabla 4.3</b>	Revisión de nudos, edificio <i>I_9_1</i> .....	59

---



Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Contenido General

---

<b>Tabla 4.4</b>	Revisión de nudos, edificio <i>III_9</i> .....	63
<b>Tabla 4.5</b>	Sección transversal de vigas y columnas de la propuesta inicial del edificio <i>I_15</i> . .....	64
<b>Tabla 4.6</b>	Revisión de nudos, edificio <i>I_15_1</i> .....	64
<b>Tabla 4.7</b>	Revisión de nudos, edificio <i>III_15</i> .....	68
<b>Tabla 5.1</b>	Identificación de los modelos de análisis no-lineal.....	76
<b>Tabla 5.2</b>	Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 4.....	77
<b>Tabla 5.3</b>	Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 9.....	77
<b>Tabla 5.4</b>	Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 11.....	77
<b>Tabla 5.5</b>	Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 12.....	78
<b>Tabla 5.6</b>	Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 13.....	78
<b>Tabla 5.7</b>	Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 14.....	79
<b>Tabla 5.8</b>	Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 15.....	79
<b>Tabla 5.9</b>	Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 16.....	80
<b>Tabla 5.10</b>	Propiedades estructurales de las columnas de los 6 edificios.....	81
<b>Tabla 5.11</b>	Cortantes basales y sobrerresistencia para los modelos bajo consideración.....	84
<b>Tabla 5.12</b>	Incremento de los Periodos encontrados con el programa Drain2DX con respecto de los encontrados con los programas Cadse y Etabs.....	104

---

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Panorama General

Las pérdidas económicas y humanas derivadas de eventos sísmicos acontecidos en las dos últimas décadas, han estimulado la formulación de métodos de diseño basados en el control explícito de la respuesta dinámica de las estructuras. Dicho control requiere de una serie de herramientas que promuevan un comportamiento consistente, estable y controlado de las estructuras sismorresistentes. Entre estas herramientas pueden destacarse el enfoque de diseño por capacidad; la dinámica estructural, que provee bases para establecer las características mecánicas de la estructura de tal manera que le sea posible controlar adecuadamente su respuesta dinámica; y los índices de daño, que permiten establecer umbrales de respuesta consistentes con los niveles aceptables de daño. El uso de las herramientas antes mencionadas se ha formalizado y estructurado a través del llamado diseño por desempeño.

Dentro de este contexto, el planteamiento de un diseño basado en el control de las demandas máximas de deformación en la estructura a través del control de su desplazamiento lateral ha recibido especial atención (Moehle 1992, Priestley 2000). Esto ha dado lugar a diferentes opiniones en cuanto a la importancia de la resistencia lateral como parámetro de diseño sísmico. Mientras que algunos investigadores afirman que la resistencia lateral posee un papel primordial en el control de daño estructural (Bertero y Bertero 2000, Arroyo et al. 2000), otros sugieren que puede dejarse de lado durante el proceso de diseño sísmico (Priestley 2000).

La época actual se ha visto caracterizada por la continua actualización de los reglamentos de construcción, y hoy en día existe una amplia gama de requerimientos de diseño sísmico. Entre ellos existen algunos que ignoran la resistencia lateral de la estructura, tal como los incluidos en el FEMA 273 (1997). Otros requerimientos, como los incluidos en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones del D.F. (RCDF), han optado por modernizar y hacer más transparente un diseño sísmico basado en la resistencia lateral de la estructura.

### 1.2. Panorama Local

Algunos de los avances que en los últimos 20 años se han logrado alrededor del estudio del comportamiento estructural y de la respuesta de los suelos de Ciudad de México, han sustentado el planteamiento de criterios de diseño modernos que, aunque basados en la resistencia lateral, han permitido racionalizar y transparentar el proceso de diseño sísmico. Dichos criterios han sido incorporados al RCDF a través del Apéndice A de las NTCDS.

En particular, se propuso plantear espectros de diseño de manera más clara, acorde con lo siguiente (Miranda et al., 1999):

- a) Los espectros elásticos deben representar de manera realista los verdaderos niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural.
- b) Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en diferentes tipos de suelo deben reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad.
- c) Todas las reducciones de fuerzas o desplazamientos de diseño deben hacerse de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas.

A juicio de algunos investigadores (Ordaz et al, 2000), las actualizaciones más importantes introducidas por el Apéndice A son:

- a) Se parte de espectros elásticos de aceleración y desplazamiento que tienen tamaños y formas más realistas y que consideran una micro-zonificación que permite una mejor caracterización numérica de las excitaciones sísmicas de diseño.
- b) Se aplica explícitamente una reducción empírica por sobrerresistencia, lo cual permite un manejo transparente de las demandas y suministros de deformación en la estructura.
- c) Se utilizan reducciones por ductilidad con reglas más acordes con las reducciones que se observan en la realidad para sistemas de un grado de libertad.
- d) Se estipulan procedimientos más racionales para el cálculo de desplazamientos.
- e) Se hace explícita la existencia de dos estados límite de desplazamiento, con distorsiones de entrepiso permisibles que reflejan mejor el desempeño estructural que se quiere obtener, es decir, se contempla un diseño dual que considera criterios de desempeño de Operación Completa y Seguridad de Vida.

A pesar del avance que el Apéndice A representa para la ingeniería estructural mexicana, otros investigadores argumentan que los espectros de diseño incluidos en él no parecen contemplar algunas variables y efectos que debieron haber sido explícitamente tomados en cuenta durante su elaboración (Terán 2005). Entre éstas, se mencionan las demandas acumuladas de deformación plástica, las particularidades del comportamiento histerético de la estructura, y una evaluación adecuada de la sobrerresistencia real. Se sugiere que debido a lo anterior, las ordenadas de los espectros de diseño pueden resultar insuficientes para controlar adecuadamente el daño estructural en algunas estructuras desplantadas en la Zona del Lago del D.F. Por ejemplo, Terán (2005) comenta que para la Zona del Lago, el Apéndice A puede subestimar ó sobrestimar de manera importante la resistencia lateral requerida por estructuras que exhiben comportamiento degradante y exhiben un periodo ligeramente menor al periodo dominante del terreno.

Entre los pendientes de la ingeniería estructural mexicana está caracterizar de una forma más adecuada la sobrerresistencia lateral de las estructuras que se construyen en el Valle de

México, de manera de aportar elementos que permitan refinar los planteamientos que se hacen en el Apéndice A.

### **1.3. Importancia de la Resistencia Lateral**

Aunque el diseño basado en el control exclusivo del desplazamiento lateral es un enfoque razonable para la concepción y diseño de estructuras desplantadas en suelo firme, varios investigadores han observado que cuando las estructuras exhiben demandas muy severas de energía, la resistencia lateral tiene un papel fundamental en el control del daño estructural (Bertero y Bertero 2000, Arroyo et al. 2000). Dentro del contexto del diseño contra la fatiga de bajo número de ciclos, la resistencia lateral se provee para controlar las demandas máxima y acumulada de deformación plástica en la estructura, y así evitar la degradación excesiva e incontrolada de sus propiedades estructurales. Es decir, la resistencia lateral juega un papel fundamental al limitar la demanda máxima de ductilidad de la estructura y el número de ciclos de comportamiento plástico.

### **1.4. Espectros de Diseño**

El entendimiento de la respuesta sísmica de las estructuras sismorresistentes se ha visto beneficiado gracias a la dinámica estructural. A partir del estudio de la respuesta dinámica de sistemas sencillos, es posible aportar, en lo esencial, las bases para entender por qué una estructura sujeta a una excitación sísmica puede llegar a amplificar o de-amplificar de manera importante su respuesta ante el movimiento del terreno, y bajo qué circunstancias puede despreciarse el efecto dinámico de dichas excitaciones (Terán 2002).

La respuesta de un sistema estructural ante el movimiento del terreno puede ser amplificada o de-amplificada si su periodo fundamental de vibración (si se trata de terreno blando) o la zona de mayor amplificación dinámica (si se trata de terreno firme), se aproxima o aleja del periodo dominante de la excitación sísmica.

La posible amplificación del movimiento sísmico suele reflejarse adecuadamente en los espectros de resistencia y desplazamiento tanto para sistemas que permanecen elásticos como para sistemas que exhiben comportamiento plástico, aunque para estos últimos se requieren espectros de energía para identificar la posible amplificación o de-amplificación de la energía disipada (número de ciclos de comportamiento plástico), lo cual es importante considerar para evitar problemas de fatiga (Terán 2002).

Los espectros de respuesta presentan de una manera grafica la interacción dinámica que se da entre las características mecánicas de una estructura y las características dinámicas de la excitación sísmica, por lo que representan una herramienta que provee información de cómo las características mecánicas de la estructura, o un cambio en ellas, define su respuesta dinámica.

Un espectro de diseño sísmico trata de tomar en cuenta la intensidad real del movimiento sísmico asociada a un periodo de retorno en un sitio dado, la interacción dinámica entre las características de la excitación sísmica y de la estructura, y la capacidad que tiene esta última para acomodar demandas máxima y acumulada de deformación plástica. Dentro de un contexto de diseño basado en el control de la respuesta sísmica, todo ésto debe tomarse en cuenta de una manera explícita y transparente.

Vale la pena mencionar que los estudios que se han llevado a cabo hasta la fecha, para definir los espectros de diseño, tienen como fin caracterizar la intensidad real del movimiento sísmico. En sentido estricto, no se trata de la intensidad real, dado que prácticamente es imposible determinarla debido a lo limitado de nuestras herramientas numéricas y de la manera en que percibimos la realidad, sino que se trata de un acercamiento a ella. En tal sentido, algunos autores preferirán usar la palabra “esperada” como alternativa a la palabra “real”. Aunque en esta tesis se usará la palabra real, hacemos énfasis en no olvidar que se trata únicamente de un acercamiento a lo real.

### **1.5. Índices de daño**

La evidencia experimental y de campo sugieren que el nivel de daño o de degradación que una estructura exhibe después de una excitación sísmica, depende de los valores que durante la misma adquieren el desplazamiento máximo (elementos no estructurales), la deformación plástica máxima y acumulada (elementos estructurales), y la velocidad y la aceleración máximas (contenido, equipo, instalaciones, algunos dispositivos disipadores de energía), así como de la duración del sismo. A mayor nivel de respuesta y a mayor duración del sismo, mayor nivel de daño o degradación.

Un índice de daño o de respuesta relaciona la respuesta máxima y/o acumulada de la estructura con el nivel de daño estructural, no estructural y de su contenido. En este sentido, es posible utilizar dichos índices para establecer umbrales máximos de respuesta de acuerdo al nivel de daño aceptable en los diferentes componentes de la estructura.

Como se sugirió antes, la resistencia lateral juega un papel fundamental en el control de las demandas máxima y acumulada de deformación plástica, de tal manera que no resulta sorprendente que la resistencia lateral de diseño de una estructura sismorresistente dependa de manera importante del índice de daño que se utiliza para evaluar su desempeño estructural. Mientras que los requerimientos de resistencia de las NTCDS se basan en un juicio ingenieril complementado con un criterio basado en el control de la máxima demanda de deformación plástica, varios investigadores mexicanos han observado que el uso de otros criterios, tal como el de Park y Ang (1985) dan lugar a demandas de resistencia que pueden llegar a ser sustancialmente mayores. Aunque no existe un consenso en cuanto al tipo de índice de daño que debe utilizarse para establecer los espectros de diseño, cada vez existe mayor preocupación en cuanto a la necesidad de utilizar criterios que consideren explícitamente las demandas acumuladas de deformación plástica. Por ejemplo, Bojórquez

y Ruiz (2003) comentan: “En futuras versiones del Reglamento sería deseable incorporar de manera explícita factores de reducción que tomen en cuenta el efecto de la fatiga de bajo ciclaje, en especial para estructuras con periodos cercanos al periodo dominante del terreno sometidas a movimientos de larga duración, como ocurren el terreno blando de la ciudad de México”.

### **1.6. Factor de reducción de resistencia**

Normalmente los factores de reducción de resistencia usados en la práctica consideran de manera implícita que la resistencia lateral real de una estructura puede ser de dos a cinco veces su resistencia de diseño (Ordaz et al, 2000).

Un factor práctico de reducción de resistencia debe tomar en cuenta las reducciones debidas a comportamiento plástico y a la sobrerresistencia real en la estructura.

El apéndice A de las NTCDS especifica que las estructuras deben analizarse ante fuerzas reducidas por los factores  $Q'$  (ductilidad) y  $R$  (sobrerresistencia), y que debe suministrarse a las secciones una resistencia tal que se mantengan elásticas ante dichas fuerzas. Por tanto, si una sección fluye ante las cargas reducidas, deberá aumentarse su resistencia hasta que esto no ocurra. Se supone entonces que la resistencia nominal de la estructura es aquella con la cual ninguna sección fluye. En realidad algunas secciones fluirán ante el sismo de diseño, y los requisitos normativos están orientados a que las demandas de ductilidad en estas secciones no sobrepasen su capacidad. Dado que el comportamiento global de la estructura no es, en general, estrictamente elasto-plástico, y que existen varias fuentes de sobrerresistencia (que se discutirán en el capítulo siguiente), la resistencia global real de la estructura será siempre mayor que la nominal (Ordaz et al, 2000).

Aunque la sobrerresistencia debería tomarse en cuenta explícitamente cuando se evalúa la resistencia lateral de la estructura, actualmente se plantea su consideración dentro del proceso de diseño a través de un factor de reducción que permite establecer la resistencia lateral de diseño. Ordaz et al. (2000) observan que aunque el primero es un enfoque más racional, su planteamiento implica cambios profundos en los criterios de análisis estructural, lo que llevaría casi seguramente a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis.

### **1.7. Contribución de esta tesis**

Aunque el Apéndice A de las NTCDS representa un avance importante, todavía es necesario desarrollar nuevos estudios que permitan darle mayor sustento a las calibraciones que hasta ahora se han hecho de varios de los parámetros involucrados en la definición de los espectros de diseño. Por ejemplo, se reconoce que a falta de suficientes estudios, el factor de reducción por sobrerresistencia contemplado por el Apéndice A se estableció de

manera tal que se llegara a resistencias de diseño similares a aquellas que se obtenían con la versión anterior de dichas normas para valores de capacidad dúctil de entre 3 y 4. (Ordaz et al, 2000). Podrá concluirse que es necesario aportar información en cuanto a la sobrerresistencia real de diferentes estructuras sismorresistentes diseñadas conforme a la versión más reciente de las NTCDS para permitir su mejor calibración.

Esta tesis plantea un estudio del factor de sobrerresistencia de marcos de concreto reforzado. Aunque ya con anterioridad se ha estudiado la sobrerresistencia de este tipo de marcos en función del número de pisos y el valor de factor de comportamiento sísmico (Jain y Navin 1995, Castro 2002), esta tesis integra a estas dos variables una más que no ha recibido suficiente atención hasta el momento: la zona sísmica para la cual se diseña la estructura.

Además, se evalúa el impacto que sobre la sobrerresistencia han tenido los cambios más recientes de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDEC), y en función de ésto se discute la necesidad de que los equipos de trabajo encargados de actualizar las diferentes normas técnicas complementarias del RCDF trabajen de manera integrada para evitar inconsistencias como las que aquí se identifican.

## 2. RESÚMEN

El objetivo fue estudiar de manera analítica la sobrerresistencia lateral de edificios diseñados conforme a la última versión del Reglamento de Construcciones del D.F. y sus normas técnicas complementarias (2004), y estructurados con base en marcos de concreto reforzado con factor de comportamiento sísmico  $Q$  de 2. Se consideraron únicamente edificios con 3, 9 y 15 niveles, de planta simétrica y cuadrada y una misma estructuración en las dos direcciones. Para cada uno de los tres edificios se diseñaron dos versiones, una correspondientes a la *Sub-zona IIIb* y otra a la *Zona de Lomas*. Se llevó a cabo una serie de análisis lineales dinámicos y se realizó el diseño de columnas y vigas por resistencia, una vez que los edificios cumplían con las restricciones de deformación y después se revisó la capacidad a corte y flexión de las conexiones. Posteriormente se llevó a cabo una serie de análisis estáticos no lineales aplicados a modelos bidimensionales de los edificios, con el fin de determinar sus características mecánicas a nivel global. A través de las consideraciones de modelado se hizo un intento por capturar de manera razonable la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los elementos estructurales. Se contempló el nivel esperado de agrietamiento en las vigas y columnas, así como el efecto que la losa tiene en la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las vigas. Para cinco edificios, los valores de sobrerresistencia obtenidos son menores que 2, lo cual indica que los requerimientos considerados por el Apéndice A de las NTCDS pueden caer del lado de la inseguridad. Se encontró que modelar las vigas exteriores como sección  $L$  y utilizar los valores esperados de las propiedades de los materiales estructurales no son variables significativas y que la cuantía del acero longitudinal en las vigas (clave para el ingeniero de la práctica en la revisión de nudos) impacta en el valor de sobrerresistencia, por lo cual debe regularse en las especificaciones.

## **2. SOBRRRESISTENCIA**

Cualquier estructura diseñada con un reglamento actual de diseño sísmico presentará sobrerresistencia; es decir, su resistencia lateral real resultará mayor que lo indicado por las fuerzas laterales de diseño. Los estudios de esta tesis se limitan a cuantificar la sobrerresistencia lateral global de los edificios seleccionados.

Quizá no sea posible destacar lo suficiente la importancia de la sobrerresistencia para las estructuras sismorresistentes. Por ejemplo, Bertero et al. (1991) comentan que gracias a la sobrerresistencia ante cargas laterales, muchos edificios no han sufrido daños excesivos o aún colapso durante eventos sísmicos severos. A su vez Uang (1991) destaca el papel de la sobrerresistencia para la supervivencia de edificios cuyo periodo es pequeño, ya que en ellos la ductilidad no es efectiva para limitar las fuerzas sobre la estructura.

Desde otra perspectiva, la consideración explícita de la sobrerresistencia de los elementos estructurales es fundamental dentro del uso del enfoque de diseño por capacidad. Un buen proporcionamiento de la resistencia relativa de los diferentes elementos estructurales de una estructura le permite a ésta desarrollar niveles adecuados de comportamiento plástico durante sismos severos, y resulta en que el nivel de cargas sísmicas de diseño sea consistente con lo esperado en la estructura durante el sismo (Park, 1996).

Desde un enfoque de diseño basado en el control de la respuesta dinámica, es muy importante estimar de manera razonable la resistencia lateral de la estructura, ya que de aquélla dependen las demandas de ductilidad global de las estructuras, y las demandas locales de ductilidad en los elementos estructurales (Park y Paulay, 1992). Por ejemplo, Luna (1999) comenta que las demandas de deformación plástica estimadas en un modelo que considera las resistencias nominales de los elementos estructurales son mayores que aquellas correspondientes a un modelo que considera resistencias reales. Concluye Luna que un reglamento de diseño debiera calibrarse en función de la resistencia real de las estructuras (incluyendo la sobrerresistencia).

Dentro del contexto de uso de un formato de diseño sísmico basado en el uso de métodos de análisis elásticos, la única forma posible de manejar la resistencia real de las estructuras es a través de un factor de sobrerresistencia. Dicho de otra manera, para que sea posible proporcionar a una estructura sismorresistente una resistencia lateral adecuada dentro de los formatos actuales de diseño sísmico, es fundamental tener factores de sobrerresistencia bien calibrados.

### **2.1. Causas de la existencia de sobrerresistencia**

La sobrerresistencia de una estructura ante cargas laterales se origina en diversas fuentes, dentro de las cuales Paulay (1996) destaca:



- a) Uso de factores de carga y resistencia durante el diseño.
- b) La resistencia esperada de los materiales es mayor que su resistencia nominal.
- c) Las dimensiones de las secciones transversales y las cuantías de acero de los elementos estructurales suelen ser mayores que las mínimas requeridas por cuestiones de resistencia (debido a redondeos conservadores, propósitos constructivos, la satisfacción de requisitos mínimos de refuerzo y la disponibilidad de barras de cierto diámetro).
- d) Endurecimiento por deformación del acero.
- e) Sobre-diseño por cargas gravitacionales.
- f) La contribución de la losa a la capacidad sismorresistente de las vigas a momento negativo.
- g) La no fluencia simultánea de los elementos estructurales que forman parte del mecanismo plástico de la estructura.
- h) El uso de enfoques como el de diseño por capacidad, que resulta en requerimientos de resistencia mayores a los indicados por el análisis estructural, con la finalidad de favorecer los mecanismos de falla deseados, por ejemplo, el diseño a flexión de columnas se hace con elementos mecánicos substancialmente mayores a los obtenidos durante el análisis estructural.

Otros factores, destacados por Park (1996) son:

- i) Fuerzas axiales de compresión que se inducen en algunos elementos estructurales ante la ocurrencia de grandes desplazamientos (por ejemplo, la compresión en las vigas inducida por la losa cuando ésta trabaja a tensión para mantener la integridad estructural de un marco).
- j) Participación de elementos no estructurales.
- k) Sobrestimación de la rigidez en estructuras desplantadas sobre roca o suelo firme, lo que provoca la utilización de fuerzas sísmicas de diseño, en algunos casos, mayores.
- l) Muchos de los modelos que se emplean para evaluar resistencias tienen simplificaciones del lado de la seguridad (por ejemplo, presencia de carga axial no considerada en el diseño de elementos a flexión).

Luaces (1995) identifica otras fuentes de sobrerresistencia:

- m) Requisitos de capacidades resistentes mínimas (por ejemplo, el armado a flexión positiva que debe colocarse en los extremos de vigas de marcos dúctiles debe ser por lo menos la mitad de la resistencia proporcionada a momento negativo).
- n) Contribución del refuerzo a compresión en el diseño de elementos a flexión (suele despreciarse en la práctica la participación de refuerzo a compresión, lo que provoca utilizar mayor cantidad de refuerzo a tensión).
- o) Incremento de las resistencias de los materiales ante cargas rápidas (la mayoría de los ensayos de elementos de concreto reforzado se han hecho bajo cargas casi estáticas).
- p) Cargas vivas normativas mayores que las reales.
- q) Efectos tridimensionales (cuando se han usado análisis en un plano).

Finalmente, es posible identificar algunas otras causas:

- r) Redundancia de la estructura (Ordaz et al. 2000, Jain y Navin 1995).
- s) El análisis ignora algunos elementos que contribuyen a la resistencia.
- t) Uso de métodos de análisis conservadores, tal como el método estático de análisis sísmico.

Aunque existen muchas causas para la sobrerresistencia de una estructura, no todas ellas tienen el mismo peso en la resistencia lateral de una estructura. Shahrooz y Moehle (1990) observan, a partir del estudio experimental de marcos dúctiles, que las causas más significativas son:

- a) Requisito especiales de armado, tal como el que contempla el armado que debe colocarse a flexión positiva en vigas de marcos dúctiles para garantizar que su resistencia a momento positivo sea al menos la mitad de la resistencia proporcionada a momento negativo.
- b) La resistencia esperada de los materiales es mayor que su resistencia nominal.
- c) La contribución de la losa a la capacidad sismorresistente de las vigas a momento negativo (la cual aumenta conforme el tamaño y cuantía de acero en la viga se reduzcan, lo que implica que el impacto de la losa será mayor conforme se incrementa el valor de  $Q$  utilizado en el diseño). En particular, el efecto de la losa duplicó la resistencia a momento negativo en las vigas del marco de Shahrooz y Moehle, y consecuentemente la fuerza cortante actuante en las vigas se incrementó hasta un 50%.

Indudablemente, además de las tres causas anteriores, el procedimiento utilizado en el diseño de la estructura sismorresistente tiene un impacto importante en su resistencia lateral. Al respecto, Ordaz et al. (2000) observan: “Quizá la fuente más grande de sobrerresistencia en muchas estructuras sea el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias”. Como tratará de demostrar esta tesis, la sobrerresistencia no solo tiene que ver con la definición de las fuerzas laterales de diseño y el procedimiento de análisis, sino con el diseño local de los elementos estructurales y sus conexiones.

Vale la pena mencionar que no todas las causas que se han discutido deben considerarse en todos los casos como fuentes de sobrerresistencia. En particular, es muy importante considerar cómo se maneja el diseño de resistencia lateral en los diferentes códigos de diseño. En algunos de ellos, existen fuentes de sobrerresistencia identificadas que se toman en cuenta de manera implícita (de manera indirecta) de tal forma que no deben ser consideradas explícitamente como causas de sobrerresistencia (a riesgo de duplicar el efecto).

Particularmente, parece ser conveniente no contemplar la fuente de sobrerresistencia estructural debida a la sobrerresistencia de los materiales, dado que pudiera ser que para

algún edificio las propiedades de éstos resultaran ser menores a las propiedades esperadas de los mismos.

## **2.2. Sobrerresistencia debida a las características reales esfuerzo-deformación de los materiales**

### **2.2.1 Concreto confinado**

Las tres funciones básicas del refuerzo transversal en una columna de concreto reforzado son evitar el pandeo de las barras longitudinales, confinar el concreto a compresión y soportar fuerzas cortantes. En vigas, donde la carga axial no es de tanta importancia, la tercera función suele ser la más importante. El detallado transversal también permite al elemento desarrollar un comportamiento dúctil, al incrementar la deformación última a compresión del concreto mediante arreglos apropiados que muchas veces incluyen la distribución del refuerzo longitudinal. Además de lo anterior, el confinar el concreto resulta en un aumento importante de su resistencia máxima a compresión para niveles de carga axial superiores a la correspondiente a la falla balanceada, lo que permite que se incrementen la resistencia a flexión del elemento y su capacidad de deformación plástica (al hacer posible una redistribución del daño en una zona más amplia del mismo).

El incremento de resistencia que exhibe un concreto confinado puede tomarse en cuenta a través de modelos planteados ex profeso para esto. Por ejemplo, Kent y Park (1971) han propuesto, con base en evidencia experimental, una curva *esfuerzo-deformación* para concreto confinado por estribos (Figura 2.1). La curva sugerida retoma y combina muchas características de modelos propuestos anteriormente, como el de Hognestad (Kent y Park 1971). La parte ascendente de la curva propuesta no es afectada por el confinamiento. Los valores del esfuerzo máximo y su correspondiente deformación están dados, respectivamente, por  $f'_c$  y un  $\epsilon_o$  de 0.002. La rama descendente de la curva es una línea recta cuya pendiente está en función de la resistencia especificada de compresión del concreto, la relación entre el ancho del concreto confinado y la separación del refuerzo transversal, y la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto. La parte descendente de la curva se extiende hasta  $0.2 f'_c$  a partir de lo cual continúa en forma de una línea recta constante. Aunque este modelo sugiere que el confinamiento debido al refuerzo transversal no incrementa la resistencia del concreto, el efecto del confinamiento sobre la ductilidad sí queda capturado. Estos mismos investigadores presentaron en 1982 un modelo refinado, conocido como Modelo de Park y Kent Modificado, el cual toma en cuenta el incremento de la resistencia del concreto debido al confinamiento. La Figura 2.1 ilustra cómo el refuerzo transversal permite tanto aumentar la resistencia como la ductilidad de un elemento de concreto reforzado.

Las expresiones que contempla el modelo modificado de Kent y Park son:

Para  $\epsilon_c < 0.002K$

$$f_c = Kf'_c \left[ \left( \frac{2\epsilon_c}{0.002K} \right) + \left( \frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

Para  $\epsilon_c > 0.002K$

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m(\epsilon_c - 0.002K)] \quad (2.2)$$

pero no menor que  $0.002Kf'_c$

donde  $K = 1 + \rho_s (f_{yh} / f'_c)$  (2.3)

$$Z_m = \left[ \frac{0.5}{\left( \frac{3 + 0.0284f'_c}{14.21f'_c - 1000} \right) + \left( 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h_2}{s_h}} \right) - 0.002k} \right] \quad (2.4)$$

$$\rho_s = \frac{Vol_{acero-confinante}}{Vol_{concreto-confinado}} \quad (2.5)$$

$h_2$  = ancho del núcleo de concreto confinado (desde la parte de afuera del estribo)

La Figura 2.2 muestra el incremento en la resistencia teórica de la capacidad a flexión de una columna circular de concreto reforzado en función del nivel de confinamiento (Watson et al. 1994).  $N^*$  es la carga axial de compresión en la columna,  $f'_l$  el esfuerzo confinante lateral efectivo en el núcleo de concreto debido al refuerzo transversal,  $f'_{co}$  el esfuerzo de compresión máximo en la curva *esfuerzo-deformación* del concreto no confinado,  $M_{code}$  la resistencia a flexión calculada mediante el enfoque convencional de los reglamentos de diseño de concreto reforzado, y  $M_{max}$  la resistencia a flexión máxima calculada tomando en cuenta el incremento en la resistencia del concreto debida al confinamiento. Note que los incrementos en la resistencia a flexión dependen fuertemente del nivel de carga axial, ya que a mayor carga axial mayor profundidad del eje neutro, lo que implica un mayor porcentaje del concreto de la sección trabajando a compresión.

A juicio de algunos investigadores, es importante considerar la sobrerresistencia de los elementos estructurales de concreto reforzado debida al confinamiento de sus secciones

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Sobrerresistencia

transversales. Esto particularmente para el diseño de columnas dentro de un contexto de diseño por capacidad (Watson et al, 1994).

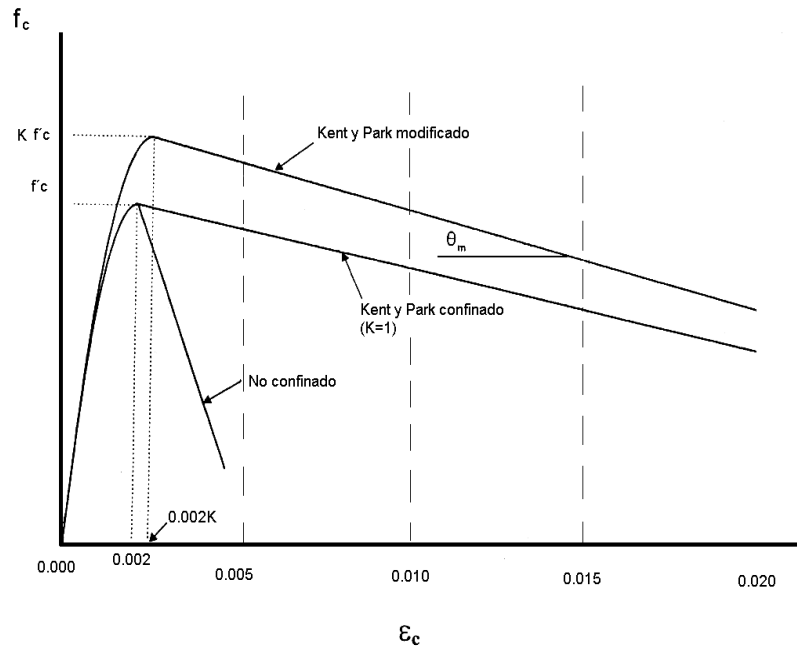


Figura 2.1 Modelos de Park y Kent

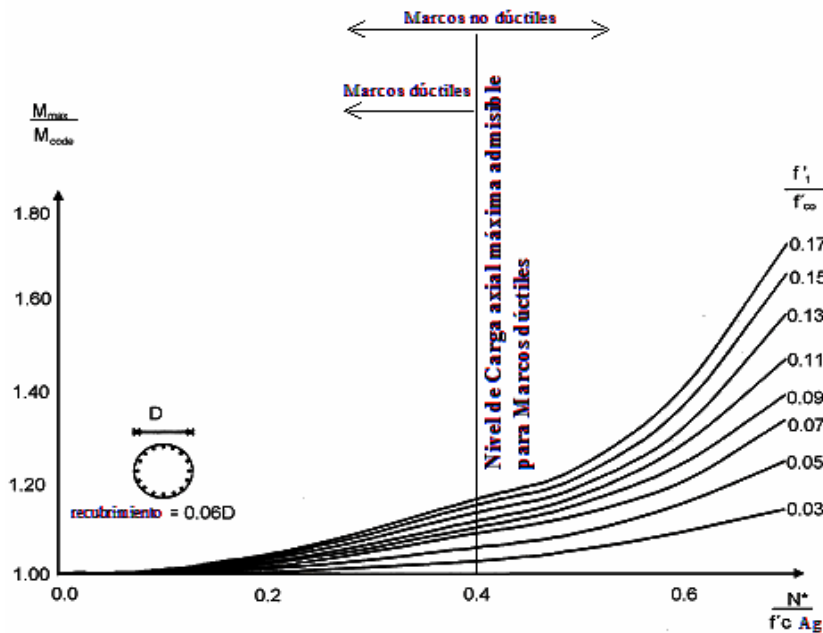


Figura 2.2 Incremento teórico en la resistencia a flexión de una columna circular de concreto reforzado (Watson et al, 1994).

### 2.2.2 Acero de refuerzo

Las características esperadas de la curva *esfuerzo-deformación* del acero, y por tanto, su esfuerzo de fluencia esperado, juegan un rol importante en el comportamiento post-elástico de los elementos de concreto reforzado. Ante la ocurrencia de un sismo severo, las regiones designadas para la aparición de articulaciones plásticas pueden exhibir deformaciones en su acero de refuerzo longitudinal cercanas a veinte veces la correspondiente al esfuerzo de primera fluencia. Bajo estas circunstancias, es muy probable que el acero alcance su zona de endurecimiento por deformación. Debido a lo anterior, se ha llegado a discutir la necesidad de realizar análisis estadísticos de las propiedades esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, y que el diseño sísmico debe utilizar dichas propiedades (Park 1996).

Rodríguez y Botero (1994) estudiaron las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México. Con base en ello plantearon un análisis estadístico de sus propiedades mecánicas, y definieron curvas típicas esfuerzo-deformación. Los estudios de acero mexicano indican que existen diferencias importantes entre las estadísticas correspondientes a las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo de diámetros grandes (5/8" o mayores) y las correspondientes a diámetros pequeños (1/2" o menores). Además, estudios analíticos que complementaron los anteriores indican que la capacidad máxima real en secciones de concreto reforzado oscila entre 1.16 y  $1.24M_i$ , donde  $M_i$  es la capacidad que se obtiene de acuerdo a los criterios normativos.

En Nueva Zelanda se han llevado a cabo diversos estudios estadísticos en una muestra de cinco años de producción de los grados de acero de refuerzo manufacturados en dicho país (Andriono y Park 1986). Los resultados estadísticos fueron utilizados en análisis momento-curvatura de secciones de vigas de concreto reforzado, lo que permitió evaluar, a través de la técnica de simulación de Monte Carlo, los factores de sobrerresistencia a flexión en vigas debidas a la variación en las propiedades del acero y del concreto.

El código neozelandés (Standards Association of New Zealand) considera que debe utilizarse el valor asociado al percentil 5 del esfuerzo de fluencia, conocido como el menor valor característico del esfuerzo de fluencia, para determinar las áreas de refuerzo requeridas por resistencia durante el diseño de elementos de concreto reforzado. También requiere que el valor asociado al percentil 95, conocido como el valor mayor característico del esfuerzo de fluencia, no exceda un valor específico para asegurar que la sobrerresistencia del acero no sea muy grande. Este mismo código especifica valores mínimos y máximos del esfuerzo de fluencia, de tal forma que ningún valor del esfuerzo de fluencia debe caer fuera del intervalo de estos valores. Los valores especificados para el esfuerzo de fluencia en los dos grados de acero de refuerzo manufacturados en Nueva Zelanda se resumen en la Tabla 2.1 (Park, 1996).

En el estudio realizado por Andriono y Park, se establece que la sobrerresistencia a flexión provocada por el acero de refuerzo neozelandés en las articulaciones plásticas de vigas de concreto debe tomarse como  $1.25 M_n$ , donde  $M_n$  es la resistencia nominal a flexión de la sección calculada utilizando el menor valor característico del esfuerzo de fluencia del

acero. El 25% de incremento en  $M_n$  toma en cuenta tanto la probabilidad de que el esfuerzo de fluencia real del acero sea mayor que el menor valor característico, como el incremento en el esfuerzo del acero sobre el esfuerzo de fluencia debido al endurecimiento por deformación (Park 1996). La deformación en el acero correspondiente al esfuerzo último debe ser al menos de 10%, para asegurar que aparezcan factores de ductilidad de curvatura altos en las vigas (Park, 1996).

Tabla 2.1 Valores de resistencias en el acero de refuerzo que especifica del código neozelandés (Standards Association of New Zealand)

Esfuerzo de fluencia	Mínimo (Mpa)	Menor valor característico (Mpa)	Mayor valor característico (Mpa)	Máximo (Mpa)
Grado 300	275	300	355	380
Grado 430	410	430	500	520

Notas: 1 Mpa = 10.19 Kg/cm<sup>2</sup>. La relación entre los valores característicos del esfuerzo de fluencia mayor y menor es igual a 1.17 en promedio. El intervalo permitido para la relación entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia es de 1.15 a 1.4 ó 1.5

Puede concluirse que un estudio de la sobrerresistencia de estructuras de concreto reforzado debe tomar en cuenta una representación razonable de la curva *esfuerzo-deformación* del acero de refuerzo.

### 2.3. Efectos adversos de la sobrerresistencia

Los efectos de la sobrerresistencia no son siempre benéficos para una estructura. Por ejemplo, la sobrerresistencia a flexión de las vigas de un marco dúctil puede producir la formación de un piso suave. También puede ocasionar que el momento de volteo de un edificio aumente a tal grado que el efecto sobre la cimentación conduzca al colapso de la estructura. Otro ejemplo importante es que la sobrerresistencia a flexión de los elementos estructurales resulta en un incremento importante en las fuerzas cortantes que actúan en ellos, lo que puede resultar en un comportamiento dominado por corte que resulte en fallas frágiles por corte. La sobrerresistencia en el acero puede ocasionar un deterioro excesivo de su adherencia con la matriz de concreto.

Debido a los posibles efectos adversos de la sobrerresistencia, es importante considerarla durante el diseño local de los elementos estructurales y sus conexiones, así como durante el diseño global de resistencia de la estructura. De esta manera será posible fomentar mecanismos deseables de comportamiento a través de jerarquizar los modos de comportamiento y falla en la estructura (Park 1996), y racionalizar el diseño de su resistencia lateral.

## 2.4. Diseño por Capacidad

Desde los años setenta se ha utilizado en Nueva Zelanda un procedimiento de diseño sísmico que fomenta el desarrollo del mecanismo más apropiado de deformación inelástica ante sismos severos (Park 1996). Este enfoque, conocido como Diseño por Capacidad, fue el primero en tomar en cuenta explícitamente la sobrerresistencia de los elementos de concreto reforzado.

El diseño por capacidad, que ha sido incorporado a varios reglamentos de diseño sísmico de estructuras, resulta de un esfuerzo por darle igual o mayor importancia a la concepción adecuada de la estructura que al aspecto numérico involucrado en su diseño sísmico. Dicho enfoque resalta la importancia de considerar, desde un punto de vista conceptual, el comportamiento real de la estructura ante la excitación sísmica de diseño, antes de llevar a cabo un análisis estructural u otro tipo de cálculo.

El objetivo del método de diseño por capacidad es producir sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, y que sean capaces de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce en la estructura (Park y Paulay 1978, Paulay 1996). Los pasos de un diseño por capacidad pueden resumirse conforme a lo siguiente:

- a) Identificación de los posibles modos de comportamiento y falla de la estructura, estableciendo entre ellos una jerarquía de ocurrencia, la cual favorezca los modos de comportamiento dúctil, e identifique como altamente indeseable todo modo de falla frágil (como los originados por inestabilidad, cortante o adherencia).
- b) Selección, de entre todos los modos de comportamiento identificados como deseables, de un mecanismo plástico estable. La selección de este mecanismo debe hacerse tomando en consideración el desempeño sísmico de la estructura y el costo de construcción. La selección del mecanismo plástico implica la selección del material y sistema estructural, así como la identificación de las zonas de la estructura donde se concentrarán las demandas de comportamiento plástico.
- c) Diseño de la estructura para que responda, ante cualquier excitación sísmica, a través del mecanismo plástico seleccionado. Lo anterior se logra mediante la selección de configuraciones estructurales adecuadas, el diseño contra los modos de comportamiento indeseables (se les proporciona suficiente resistencia para que excedan la capacidad resistente de las articulaciones plásticas del modo deseable, considerando que éstas desarrollan sobrerresistencia), y el detallado de las zonas que concentran el comportamiento plástico. Las zonas potencialmente frágiles o aquellos elementos no diseñados para disipar energía son protegidos a través de que su resistencia exceda las demandas originadas por la resistencia real, incluida la sobrerresistencia, de las articulaciones plásticas. De esta manera se promueve que, hasta cierto límite de intensidad del sismo, las zonas frágiles permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del movimiento del terreno o de la magnitud de las deformaciones inelásticas que pudieran ocurrir.



El concepto de diseño por capacidad, que plantea evitar fallas frágiles para que la estructura conserve su integridad estructural cuando requiera ingresar de manera importante en su rango plástico de comportamiento, ha sido adoptado, de una u otra manera, en los códigos de diseño sísmico de varios países. De hecho, reglamentos como el ACI (American Concrete Institute), UBC (Uniform Building Code), CAN (Canadian Standards) y el RCDF han incorporando progresivamente principios del diseño por capacidad, que toman de manera explícita el concepto de sobrerresistencia. En particular, el RCDF ha adoptado este enfoque para el diseño de algunos sistemas estructurales, como es el caso de marcos y muros dúctiles de concreto reforzado, e incluso ha incorporado algunos principios elementales para una mejor concepción y diseño de estructuras de ductilidad limitada.

Si se considera el caso de marcos dúctiles de concreto reforzado, un comportamiento plástico estable de éstos implica la formación de un mecanismo de desplazamiento lateral dominado por la aparición de articulaciones plásticas en las vigas. De esta forma se promueve el enfoque de columna fuerte/viga débil que contemplan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDEC). En el diseño de las articulaciones plásticas por cortante, y en el diseño de las demás regiones de la estructura por flexión y cortante, se toman en cuenta las máximas acciones posibles que se impondrán en dichas regiones, las cuales deberán calcularse tomando en cuenta los efectos de sobrerresistencia a flexión en las articulaciones plásticas. Con lo anterior se busca que el comportamiento de la estructura esté dominado por la flexión en las vigas, ya que éste es el mecanismo más estable, tanto para deformaciones plásticas monotónicas como reversibles.

La sobrerresistencia, tanto de los elementos estructurales como de la estructura misma, suele ser mucho mayor que la resistencia de diseño a flexión. Si esto no se toma en cuenta, es posible que los efectos de corte dominen sobre los de flexión, lo cual es indeseable desde el punto de vista de la estabilidad de los lazos histeréticos de la estructura. La fuerza cortante de diseño debe entonces determinarse a partir del equilibrio del miembro entre las caras de los apoyos, suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades esperadas del elemento en esas secciones. Esto implica no utilizar factores de reducción de resistencia, utilizar un esfuerzo de tensión en el acero de  $1.25f_y$ , y considerar que a lo largo del miembro actúan las cargas verticales multiplicadas por el factor de carga. Con esto se fomenta un comportamiento dominado por flexión en los elementos estructurales. Además, el diseño de las columnas se establece de tal manera que la suma de los momentos resistentes de las columnas que llegan a un nudo sea mayor que la suma de los momentos reales de las vigas que llegan a ese mismo nudo. Lo anterior pretende evitar la formación de mecanismos de desplazamiento lateral en columnas (llamados “de piso suave”), que involucran una demanda excesiva de rotación plástica en las columnas de un solo nivel (Park 1996).

Terán (2004) explica las contribuciones más importantes del diseño por capacidad. En particular, hace énfasis en el planteamiento de una fase conceptual para el diseño sísmico y en el desarrollo de herramientas de diseño que fomentan la construcción de estructuras que son capaces de exhibir una respuesta sísmica consistente y controlada.

En cuanto a sus limitaciones, es importante recalcar que el método de diseño por capacidad no se ha planteado para establecer el valor de las características mecánicas globales de la estructura con fines de control, sino que consiste en un planteamiento que, a través de la correcta distribución de los suministros locales de resistencia, busca fomentar el buen desempeño sísmico de la estructura. Por tanto, aunque esta filosofía ha aportado un adelanto conceptual dentro del contexto de la ingeniería sísmica, no aporta elementos suficientes para plantear un control adecuado de las demandas sísmicas, por lo que debe complementarse con otro tipo de requerimientos de diseño sísmico, derivados de la dinámica estructural y del uso de índices de daño.

## 2.5. Investigaciones analíticas

Algunos investigadores han estudiado y propuesto fórmulas para establecer el valor del factor de reducción de fuerzas ( $R$ ), y el valor del factor de amplificación de desplazamientos ( $C_d$ ) usados por el Programa Nacional de Reducción de Riesgos Sísmicos de los EE.UU. (NEHRP). El planteamiento y calibración de estos factores ha resultado la parte más controversial en el desarrollo de normas para el diseño sísmico de edificios (Uang 1991). El uso del factor de comportamiento del sistema ( $R_w$ ) planteado por el Uniform Building Code (UBC 1988) y por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1988), es conceptualmente similar al uso del factor  $R$ .

Considere la respuesta global de una estructura dúctil ante cargas laterales. La Figura 2.3 muestra la resistencia elástica requerida, expresada en términos del cortante basal  $C_{eu} = V_e/W$ , donde  $W$  es el peso de las masas reactivas y  $V_e$  es el cortante basal máximo que desarrollaría la estructura si fuera capaz de permanecer en el rango elástico de comportamiento. Dado que una estructura dúctil correctamente diseñada es capaz de exhibir comportamiento plástico de importancia, ésta puede diseñarse para desarrollar una resistencia real máxima de  $C_y W$  que es mucho menor a  $C_{eu} W$ . Tanto el valor de  $C_y$  (correspondiente a la resistencia de fluencia de la estructura) como el valor de desplazamiento lateral máximo que la estructura alcanza durante la excitación sísmica de diseño,  $\Delta_{max}$ , son cantidades que generalmente no son cuantificadas de una manera explícita durante el proceso de diseño.

Para fines de diseño, los requerimientos de NEHRP reducen  $C_y$  a un coeficiente sísmico de diseño  $C_s$  que corresponde a la formación de la primera articulación plástica. Este nivel de resistencia, mostrado en la Figura 2.3, es comúnmente llamado “nivel de la primera fluencia significativa” (Uang 1991) y es consistente con el utilizado por varios códigos que manejan un “enfoque de diseño por resistencias” (por ejemplo, el ACI y el AISC). El UBC reduce aún más la resistencia de diseño desde  $C_s$  a  $C_w$  (Figura 2.3), que corresponde a cargas de servicio:

$$C_w = C_s / \gamma \quad (2.6)$$

donde  $\gamma$  es un factor mayor que uno.

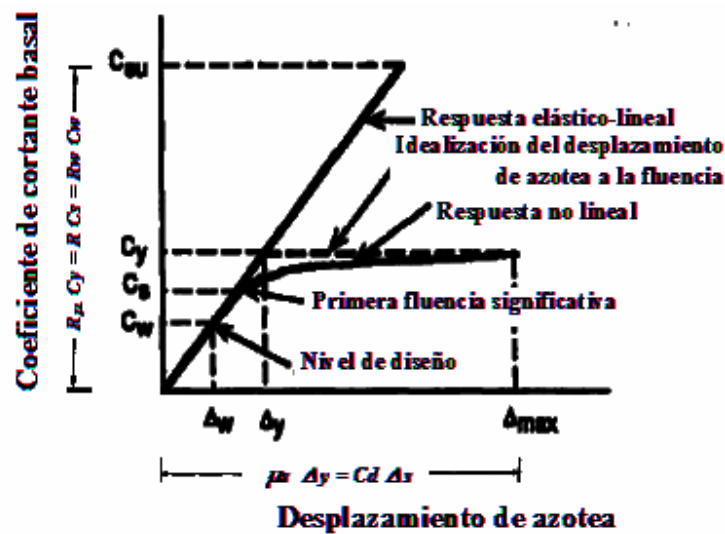


Figura 2.3 Respuesta global de una estructura dúctil sujeta a un estado de deformación lateral monótonamente creciente

Aunque establecer  $C_s$  o  $C_w$  como el nivel de diseño implica que el diseñador sólo necesita desarrollar un análisis lineal de la estructura, este enfoque da lugar a desconocer la resistencia real de la estructura, y a no poder establecer el desplazamiento inelástico máximo que la estructura exhibirá durante la excitación sísmica de diseño, ni aquel que la estructura es capaz de desarrollar. En parte, estas deficiencias se corrigen a través de una estimación simplificada del desplazamiento máximo. Tanto los requerimientos del NEHRP como los del UBC plantean factores para tratar de predecir el máximo desplazamiento inelástico a partir del desplazamiento producido por las fuerzas sísmicas de diseño.

Es importante hacer notar que el factor de reducción de fuerzas  $R$  contempla tanto la reducción por ductilidad como por sobrerresistencia:

$$R = R_\mu \Omega \quad (2.7)$$

donde  $R_\mu$  es el factor de reducción por ductilidad y  $\Omega$  el factor de reducción por sobrerresistencia. Este último se define como:

$$\Omega = C_y / C_s \quad (2.8)$$

El factor de amplificación de desplazamientos  $C_d$  queda definido entonces como:

$$C_d = \Delta_{max} / \Delta_s = \Omega \mu \quad (2.9)$$

Aunque el valor de  $R$  se hace depender en función del sistema estructural y su detallado, los requerimientos de diseño no manejan de manera explícita los valores de  $R_\mu$  y  $\Omega$ .

Se han llevado a cabo varios estudios para relacionar el valor de  $R_{\mu}$  con la ductilidad de la estructura ( $\mu$ ). Aunque existen varios estudios modernos que establecen dicha relación de una manera transparente, hasta el momento las reglas de relación más conocidas y aceptadas son las planteadas por Newmark and Hall (1982), pero éstas aplican solo a terreno firme.

Uang (1991) comenta que los valores de  $R$  y  $C_d$  utilizados por varios reglamentos no están adecuadamente justificados, de tal manera que es necesario cuantificarlos por medio de estudios analíticos y experimentales. En todo caso, faltaría dirigir e instrumentar los resultados obtenidos de algunas investigaciones a diversos códigos de diseño sísmico.

La gran importancia de la sobrerresistencia en el diseño sísmico ha llevado a la realización de numerosas investigaciones analíticas con el fin de establecer qué factores juegan un papel relevante en su valor. A continuación se citan algunas de ellas. Es importante destacar que las investigaciones no han arrojado hasta el momento una evidencia contundente que permita cuantificar confiablemente el factor de sobrerresistencia. Quizá la razón más importante para esto sea que los diferentes investigadores han obtenido valores de sobrerresistencia que son muy diferentes entre sí; esto como resultado de un manejo poco consistente de las causas de sobrerresistencia identificadas en la Sección 2.1 de esta tesis y de la definición misma de este concepto. Debido a lo anterior, en ocasiones los valores de sobrerresistencia reportados por los diferentes investigadores no son directamente comparables. Además, es importante mencionar que la gran mayoría de los estudios analíticos no consideran varios factores de importancia en la estimación de la sobrerresistencia, tal como la contribución de los elementos no estructurales, la contribución de algunos componentes estructurales secundarios, la variación del perfil de fuerzas laterales, etc.

Miranda y Bertero (1989) encontraron que para edificios de baja altura desplantados en la Ciudad de México la sobrerresistencia ante carga lateral varía de 2 a 5, y que el valor de la sobrerresistencia varía de manera importante en función de si se toma en cuenta para estimarla la contribución de los muros de mampostería y de la losa.

Osteras y Krawinkler (1990) investigaron la sobrerresistencia estructural en sistemas estructurados con base en marcos de acero. Para ello consideraron marcos distribuidos dominados por flexión, marcos perimetrales dominados por flexión y marcos con contraventeos concéntricos, todos ellos diseñados conforme al UBC. Reportan valores de sobrerresistencia en un intervalo de 1.8 a 6.5, y mencionan que el valor de sobrerresistencia depende del sistema estructural.

Shahrooz y Moehle (1990) encontraron, a partir del estudio experimental de un modelo escala 1:4 de una estructura de seis niveles estructurada con marcos de concreto reforzado, una sobrerresistencia de 7.65.

Meli (1992) observa que la sobrerresistencia varía mucho en función del tipo de estructuración y de las características del movimiento del terreno.

Cassis y Bonelli (1992) encontraron valores de sobrerresistencias entre 3 y 5. Su estudio, que incluyó sistemas estructurados con base en muros, marcos, y mixtos, concluye que la sobrerresistencia en los marcos tiende a ser mayor que en los otros dos sistemas estructurales.

Uang (1991) reporta resultados obtenidos por Assaf en 1989. En su estudio, Assaf considero edificios localizados en regiones de alto riesgo sísmico, y estructurados con base en marcos de acero de 1, 3 y 5 crujías, y de 4, 8 y 12 niveles. El valor de los factores de sobrerresistencia (considerando las propiedades nominales de los materiales), que fueron obtenidos a partir de análisis estáticos inelásticos, oscila entre 2 y 3. Assaf encontró que la sobrerresistencia disminuye conforme se incrementa el número de niveles en los edificios, y que el número de crujías no parece tener una influencia considerable.

Uang enfatiza en su trabajo de 1991 lo siguiente:

- a) Aunque se llevaran a cabo varios estudios analíticos para establecer los niveles de los factores de sobrerresistencia para diferentes sistemas estructurales, lo cierto es que estos factores de sobrerresistencia solo podrían ser aplicados a estructuras con redundancia similar a la de las estructuras estudiadas.
- b) Los requerimientos de la mayoría de los códigos vigentes en varios países no requieren que los diseñadores cuantifiquen de manera explícita el nivel de sobrerresistencia. Esto tiene como consecuencia que el uso del factor de reducción  $R$  no de lugar a un nivel uniforme de seguridad ante el colapso, especialmente para estructuras con muy poca redundancia. Es por tanto necesario incorporar explícitamente al proceso de diseño sísmico un método que permita cuantificar la sobrerresistencia estructural real de la estructura.
- c) Algunos reglamentos, como el japonés, requieren que la sobrerresistencia última de la estructura sea verificada. En caso contrario, obliga a incrementar las fuerzas sísmicas de diseño por utilizarse durante el análisis de la estructura. Esto garantiza que al menos cierta sobrerresistencia mínima sea provista durante el proceso de diseño.
- d) Aunque los factores de sobrerresistencia puedan ser estimados con buen grado de aproximación por medios analíticos, es conveniente establecer la capacidad de ductilidad y de disipación de energía de elementos o sistemas estructurales por medio de pruebas experimentales.

Zhu et al. (1992) observan que la sobrerresistencia tiende a ser mayor en estructuras de baja altura, y que edificios diseñados con fuerzas sísmicas pequeñas tienden a exhibir mayor sobrerresistencia que aquellos diseñados con fuerzas sísmicas mayores.

Jain y Navin (1995) reportan la sobrerresistencia de marcos de concreto reforzado de 4 crujías, y de 3, 6 y 9 niveles (todos con la misma geometría y estructuración en planta). Se diseñaron versiones de los edificios para cinco zonas sísmicas de la India, denotadas como I a V. La fuerza sísmica de diseño para estas zonas varía con relaciones 1:2:4:5:8, lo cual significa que el cortante basal correspondiente a la zona sísmica V vale 8 veces el

correspondiente a la zona I. Para cada estructura se encontraron las fuerzas sísmicas laterales relacionadas con el primer modo de vibración de la estructura. Se estableció un perfil de fuerzas laterales proporcional a dichas fuerzas, y se llevó a cabo un análisis estático no lineal (pushover) de cada versión de cada edificio. Se encontró que la sobrerresistencia varía con la zona sísmica, el número de niveles y con la carga de gravedad, y que la primera es la causa que arroja una mayor variación de sobrerresistencia. El promedio de la sobrerresistencia en las zonas V y I fue de 2.84 y 12.7, respectivamente. La sobrerresistencia se incrementa conforme el número de pisos disminuye (la sobrerresistencia del marco del edificio de tres niveles es 36% mayor que el de 9 niveles para la zona V y 49% mayor para la zona I).

Los marcos estudiados por Jain y Navin fueron diseñados conforme al código IS:13920-1993, que contempla el método de diseño de estado al límite y que contiene requerimientos de detallado similares a los considerados en otros reglamentos (excepto que no considera el requisito de columna fuerte/viga débil). Entre los requerimientos contemplados, por ejemplo, se encuentran:

- a) El momento resistente positivo en el extremo de la viga (en la unión con la columna) debe valer al menos la mitad del momento negativo allí considerado.
- b) Las fuerzas cortantes de diseño se obtiene del análisis de la viga considerando articulaciones en sus extremos.
- c) La separación del acero transversal en los extremos de las vigas no debe exceder una cuarta parte del peralte efectivo de la viga.
- d) La separación del acero transversal en los extremos de las columnas no debe exceder una cuarta parte de la dimensión menor del elemento ni de 10 cm.

Es probable que los valores obtenidos de sobrerresistencia hubieran sido mayores si se hubiera considerado el requisito de columna fuerte/viga débil.

La Figura 2.4 muestra las curvas *cortante basal contra desplazamiento de azotea* correspondientes al marco interior y exterior del edificio de tres niveles para las cinco zonas sísmicas. Debido al efecto de cargas gravitacionales mayores, los marcos interiores de las distintas versiones del edificio de tres pisos exhiben mayor sobrerresistencia. De hecho, la diferencia entre las sobrerresistencias asociadas a marcos interiores y exteriores es mayor en la zona sísmica I, ya que las cargas de gravedad tienen una mayor influencia para fuerzas sísmicas menores. Un caso análogo al anterior es el de estructuras diseñados para diferentes cargas vivas, es decir, la sobrerresistencia en un edificio diseñado para cargas vivas mayores (un almacén) mostrará mayor sobrerresistencia que uno diseñado para cargas vivas menores (un edificio de departamentos habitacionales).

La Figura 2.5, que incluye curvas *fuerza contra desplazamiento* para cada versión de cada edificio bajo consideración, resume los valores de sobrerresistencia ( $Q$ ) obtenidos durante el estudio. La Figura 2.6 también resume los valores de sobrerresistencia obtenidos para los marcos internos. Puede verse claramente que la sobrerresistencia se incrementa conforme disminuye el número de niveles del edificio, y que esta tendencia se remarca conforme

disminuyen las fuerzas sísmicas de diseño. La sobrerresistencia se incrementa sustancialmente conforme disminuyen las fuerzas sísmicas de diseño, y puede alcanzar

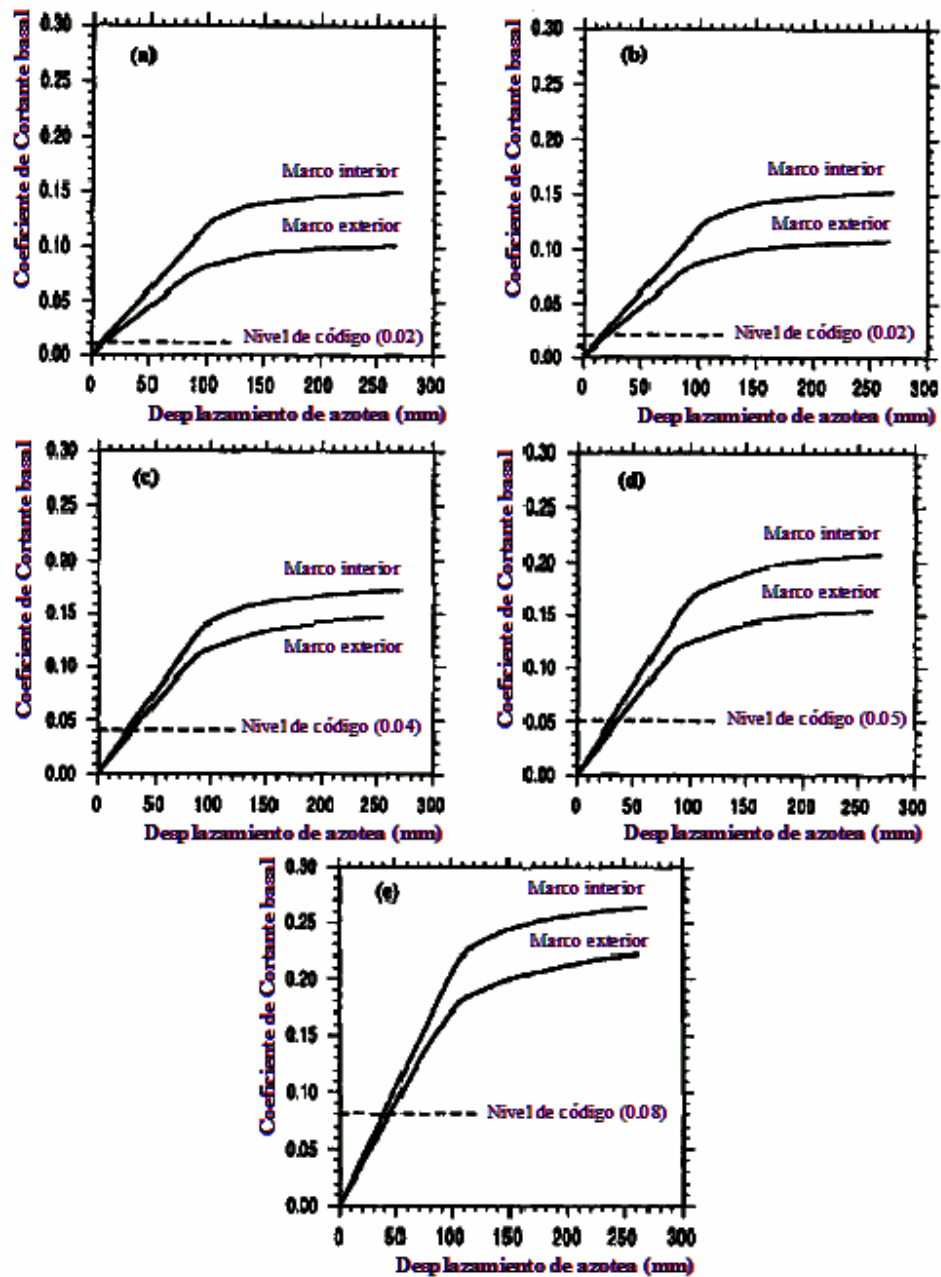


Figura 2.4 Curvas *fuerza-desplazamiento* para marco de 3 niveles: a) Zona Sísmica I, b) Zona Sísmica II, c) Zona Sísmica III, d) Zona Sísmica IV y e) Zona Sísmica V

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Sobrerresistencia

valores cercanos a 15 para fuerzas sísmicas muy bajas, de tal manera que pueden observarse diferencias de hasta 500% en los valores de sobrerresistencia correspondientes a las diferentes zonas. Esta observación es de mucha relevancia, ya que los valores de sobrerresistencia especificados por el Apéndice A de las NTCDS se establecen de manera independiente a la zona sísmica. Vale la pena mencionar que en el D.F. las diferencias de coeficiente sísmico son menores a las contempladas por la India. Sin embargo note que para una diferencia de coeficiente sísmico de 1 a 2 (zona III vs. zona V, del código de la India), se observan diferencias en el valor de sobrerresistencia de 2 a 4.

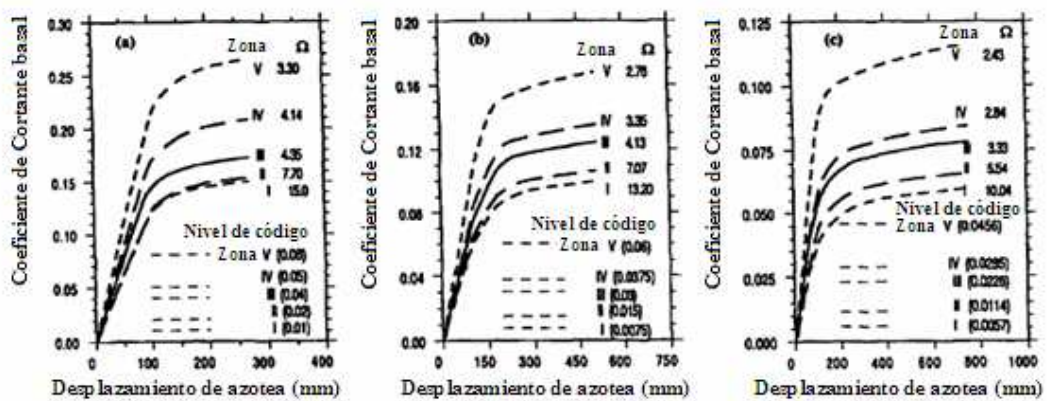


Figura 2.5 Curvas fuerza contra desplazamiento para marco de: a) 3 niveles; b) 6 niveles; y c) 9 niveles

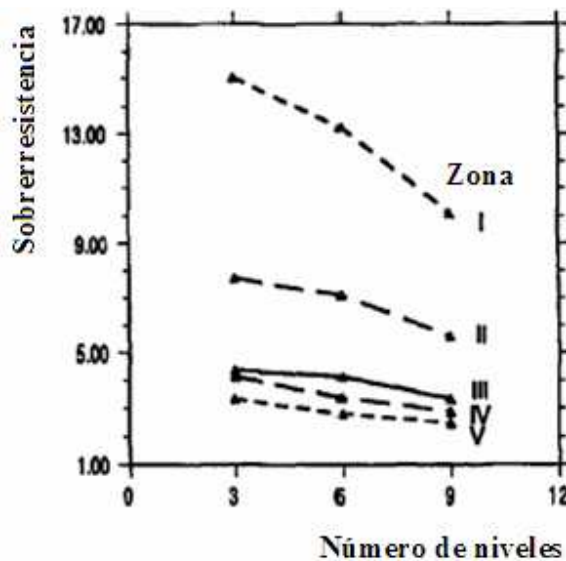


Figura 2.6 Variación de la sobrerresistencia para marco interno según la zona sísmica y el número de niveles



Jain y Navin (1995) enfatizan la incongruencia entre lo encontrado por ellos en su estudio y lo prescrito en varios reglamentos del mundo (incluidas las NTCDS). En particular, mientras que el valor de la sobrerresistencia puede variar hasta 500% para diferentes zonas sísmicas, y hasta 40% para diferente número de niveles, los reglamentos consideran variaciones sustancialmente menores a éstas e incluso, llegan a considerar la sobrerresistencia como independiente de la zona sísmica y del número de niveles del edificio. Vale la pena destacar que, como en cualquier otro estudio, Jain y Navin despreciaron el efecto de varias variables que pueden llegar a ser relevantes. Por ejemplo, no consideraron el incremento en la resistencia del concreto debido al confinamiento, los efectos P- $\Delta$ , ni los efectos derivados del comportamiento tridimensional de las estructuras.

Rahgozar and Humar (1998) obtuvieron factores de sobrerresistencia que varían de 1.5 a 3.5 para diferentes tipos de marcos contraventeados de 10 niveles.

Balendra y Huang (2003) reportan la sobrerresistencia de marcos de acero de 3 crujeas y de 3, 6 y 10 niveles. Se consideraron 3 tipos diferentes de marcos: marcos dominados por flexión, marcos con contravientos concéntricos, y marcos semi-rígidos. El diseño de los edificios solo contempló el efecto de las cargas gravitacionales conforme al reglamento BS 5950. Como era de esperarse, se obtuvieron valores muy altos de sobrerresistencia debido a que, como ya se mencionó, el diseño de los marcos solo contempló las cargas gravitacionales.

Puede concluirse a través de los estudios reportados en esta sección, que el valor de la sobrerresistencia de una estructura depende de muchas cosas, entre las cuales pueden mencionarse el número de pisos, el sistema estructural, y la zona sísmica donde se desplanta la estructura. Además, es importante mencionar que existen otras fuentes que son muy difíciles de cuantificar, tal como el enfoque o filosofía que usa el ingeniero estructural durante el diseño sísmico de la estructura.

En esta tesis se usará una definición similar a la utilizada en los EE.UU. Al respecto, el factor de sobrerresistencia estará asociado exclusivamente a la resistencia lateral global (cortante basal) de la estructura sismorresistente. La definición considerada es la siguiente:

$$\Omega = \frac{V_{bu}}{V_{bd}} \quad (2.10)$$

donde  $V_{bu}$  es el cortante basal último, obtenido del análisis no-lineal y  $V_{bd}$  es el cortante basal de diseño derivado del análisis lineal dinámico, con base en el cual se diseñaron los edificios.

Obsérvese que si el edificio se diseña sólo por cargas gravitacionales y es simétrico (el cortante basal vale cero), entonces la Ecuación 2.10 arroja resultados inconsistentes. Mientras se considere diseño sísmico ( $V_{bd}$  es diferente de cero) la definición ofrecida es aceptable.

## 2.6. Apéndice A

Las NTCDS, a través de su Apéndice A, utiliza el concepto de sobrerresistencia dentro de sus requerimientos de diseño. Es importante notar que dicho apéndice denota  $R$  al factor de reducción de resistencia lateral asociado a la sobrerresistencia (no confundir con el factor  $R$  de la NEHRP, que considera reducción por comportamiento plástico y por sobrerresistencia).

Dentro del contexto de las NTCDS, la sobrerresistencia se define como el cociente resultante de dividir la resistencia última de la estructura entre su resistencia de diseño. Para establecer el coeficiente sísmico de diseño, el espectro elástico de diseño debe ser reducido por los factores  $Q'$  y  $R$ , que se estima en función del período fundamental de la estructura conforme a lo siguiente:

$$R = \frac{10}{\left(4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}\right)} \quad \text{si } T \leq T_a \quad (2.11)$$

$$R = 2 \quad \text{si } T > T_a$$

donde  $T_a$  y  $T_b$  son los periodos característicos menor y mayor, respectivamente, del espectro de diseño.

Conforme a lo anterior,  $R$  vale 2.5 para  $T$  de cero, y exhibe un valor de dos para  $T$  mayor que  $T_a$ . Aunque no existen bases teóricas o empíricas para explicar una variación como la establecida por la Ecuación 2.11, dicha ecuación se planteó dado que, como se ha señalado con anterioridad, conduce a resistencias laterales del orden de las que se obtienen actualmente con el cuerpo principal de las NTCDS para  $Q$  de 3 o 4.

Terán (1998) encontró que los valores de sobrerresistencia de edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados para la Zona del Lago, exhiben una buena coincidencia con los valores de  $R$  arrojados por la Ecuación 2.11, excepto para la zona de periodos bajos, donde se observa una mayor sobrerresistencia en los edificios. Esto puede apreciarse en la Figura 2.7, que compara, para un sitio con periodo dominante de 2 segundos, el valor de  $R$  derivado del Apéndice A (línea roja), con los valores de  $R$  para los edificios (puntos azules).

Se ha observado además, que el valor de  $R$  estimado para edificios mexicanos no solo depende del valor de  $T$ , sino del material y sistema estructural utilizados, y el coeficiente sísmico de diseño (Osteraas y Krawinkler 1989, Terán 1998, Castro 2002, Tapia 2005). Correa (2005) observó que además de lo anterior, las consideraciones utilizadas durante el diseño de la estructura pueden afectar de manera importante el valor de la sobrerresistencia.

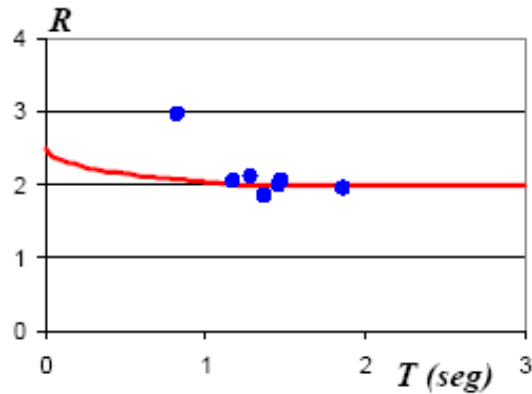


Figura 2.7 Sobrerresistencia estimada para marcos dúctiles

Los estudios de Castro (2002) consideran tres series de marcos de concreto reforzado con diferente número de niveles ubicados en la Zona del Lago del D.F. Se diseñaron tres versiones de cada marco conforme al método estático de las NTCDS para valores de  $Q$  de 2, 3 y 4 (se despreciaron los efectos de torsión y se consideraron los marcos como regulares desde el punto de vista de estructuración). La Figura 2.8 muestra los valores de  $R$  en función del número de pisos. Puede observarse que el valor de  $R$  depende del valor de  $Q$  utilizado en el diseño de los marcos, y por tanto, de su coeficiente sísmico de diseño y que la propuesta del Apéndice A luce no conservadora con respecto a los valores de  $R$  obtenidos para  $Q$  de dos.

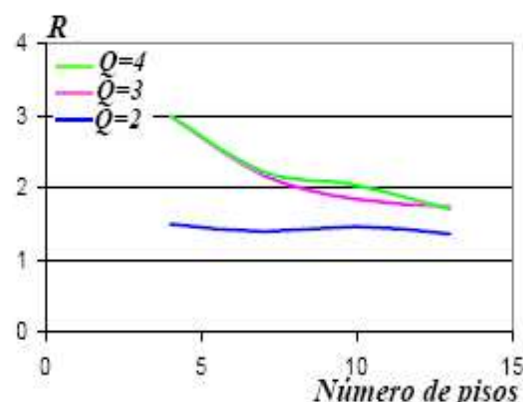


Figura 2.8 Sobrerresistencia obtenida para los marcos diseñados por Castro

### 3. EDIFICIOS BAJO CONSIDERACIÓN

En este capítulo se presentan los edificios considerados para los estudios presentados en esta tesis, así como los criterios para seleccionarlos y diseñarlos. En lo esencial se buscó que los edificios abarcaran un intervalo suficiente del valor de las variables por considerar, que fueron el número de pisos y la zona sísmica para la cual se diseña el edificio. La estructuración del edificio, el material de construcción y el valor del factor de comportamiento sísmico, que son otras tres variables que afectan la sobrerresistencia, no fueron considerados como variables dentro del estudio.

#### 3.1. Generalidades

Se consideraron edificios con 3, 9 y 15 niveles, estructurados con base en marcos de concreto reforzado. Para cada uno de los tres edificios se diseñaron dos versiones, una desplantada en la *Zona de Lago (Sub-zona IIIb)* y otra en la *Zona de Lomas*. La Tabla 3.1 resume la notación utilizada para identificar cada edificio. Las zonas sísmicas se establecieron de tal manera que se hiciera evidente la influencia del valor de las fuerzas laterales de diseño en la sobrerresistencia. Con un objetivo similar, se decidió abarcar un amplio intervalo de número de pisos. Note que la gran mayoría de los edificios construidos en el D.F. cae en el intervalo de número de pisos bajo consideración, y que el estudio que se presenta excluye edificios de gran altura.

Para el diseño de los edificios se utilizó el RCDF y sus normas técnicas complementarias, particularmente las NTCDS y NTCDEC. A todos los edificios se les asignó en factor de comportamiento sísmico  $Q$  de 2. Los esfuerzos de diseño fueron  $f'_c$  de  $250 \text{ kg/cm}^2$  para el concreto de vigas y losas, y de  $350 \text{ kg/cm}^2$  para columnas, siendo ambos concretos de clase I. En cuanto al acero de refuerzo, se utilizó un  $f_y$  de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Tabla 3.1 Notación utilizada para identificar los edificios

Zona \ # de Niveles	I	III
3	I_3	III_3
9	I_9	III_9
15	I_15	III_15

### 3.2. Geometría

La Figura 3.1 muestra la planta que comparten todos los pisos de los edificios. La planta, de 28 x 28 metros, exhibe la misma estructuración en las dos direcciones de análisis. La Figura 3.2 muestra los diferentes grupos en que se clasificaron las columnas y vigas de los edificios con fines de diseño. La Figura 3.3 muestra una vista frontal de los edificios de 3, 9 y 15 niveles. Mientras que el primer entrepiso tiene una altura de 5 metros, los entrepisos restantes exhiben una altura de 4 metros.

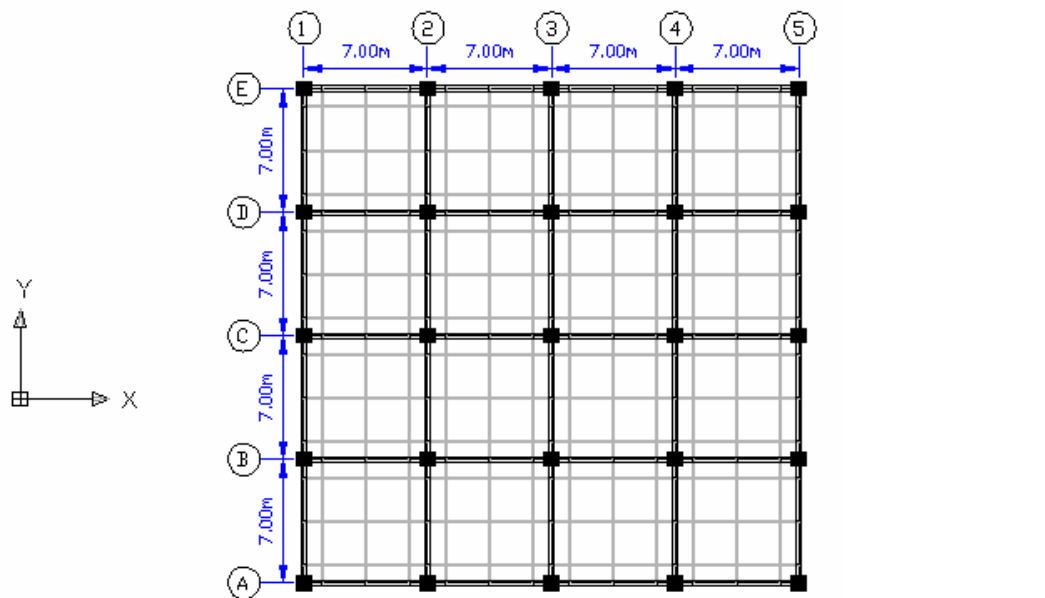


Figura 3.1 Vista en planta de los edificios

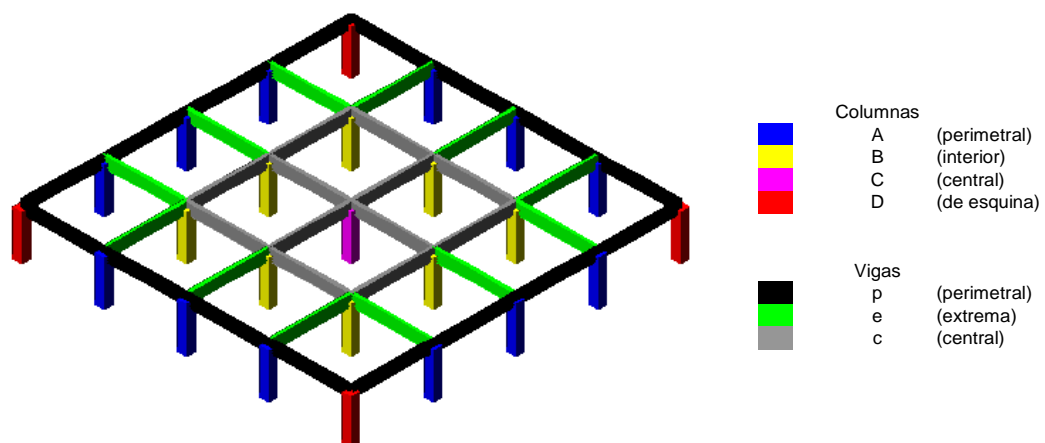


Figura 3.2 Clasificación de columnas y vigas con fines de diseño

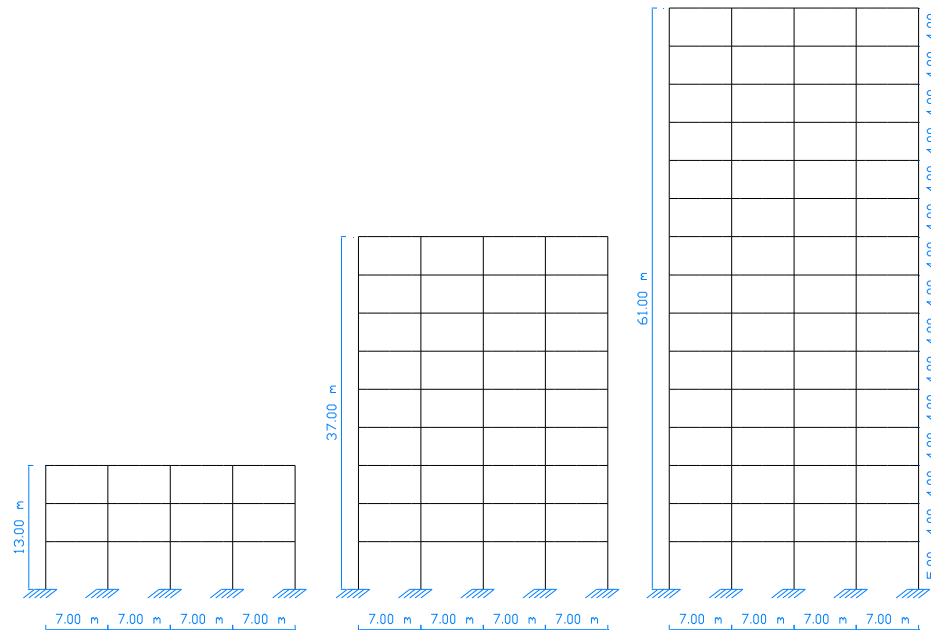


Figura 3.3 Vista en elevación de los edificios

### 3.3. Secciones transversales

Las Tablas 3.2 a 3.7 resumen las secciones transversales de los elementos estructurales de la versión final de los edificios. Para cada edificio se planteó un modelo inicial que se fue refinando conforme a los resultados de los análisis lineales estáticos y dinámicos, y a la revisión que se hizo de las distorsiones máximas de entrepiso y deflexiones en vigas y losas.

El diseño de los elementos estructurales de los edificios se llevó a cabo en dos etapas. La etapa 1 consistió en el diseño de columnas y vigas por resistencia una vez que los edificios cumplieran con las restricciones de deformación. La etapa 2 consistió en la revisión de la capacidad a corte de las conexiones, así como de los requisitos de flexión mínima de las columnas, que para  $Q$  de 2 implican que la sumatoria de los momentos en las vigas que llegan al nudo sean iguales o menores que la sumatoria de los momentos de las columnas que llegan al mismo. En todos los casos, se encontró que los nudos no cumplían o sus requisitos de corte o los correspondientes a columna fuerte/viga débil. Para corregir esta situación se procedió de dos formas:

- Se modificó el armado, tanto de vigas como de columnas, o
- Se modificaron las secciones transversales de vigas y columnas, lo que implicó el planteamiento de un nuevo modelo de análisis.

Sólo para los edificios *III\_9* y *III\_15* fue suficiente modificar el armado de vigas y columnas (reducción de la cuantía de acero longitudinal en vigas en combinación con un incremento de dicha cuantía para columnas). En todos los demás casos, fue necesario modificar las

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

secciones transversales inicialmente planteadas y recurrir a varias iteraciones de análisis-diseño. Vale la pena mencionar que la principal razón por la que hubo que modificar las dimensiones transversales de los elementos estructurales fue para que las conexiones de los marcos tuvieran suficiente capacidad a corte.

Tabla 3.2 Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio *I\_3*

	Nivel (#)	Viga (#)	Sección	Tipo		Nivel (#)	Columna (#)	Sección	Tipo
Vigas	N1	1	20 x 70	p	Columnas				
	N1	2	20 x 70	c y e					
	N2	3	20 x 70	p		N1 a N3	1	45 x 45	A, B y C
	N2	4	20 x 70	c y e		N1 a N3	2	45 x 45	D
	N3	5	20 x 70	p					
	N3	6	20 x 70	c y e					

Tabla 3.3 Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio *III\_3*

	Nivel (#)	Viga (#)	Sección	Tipo		Nivel (#)	Columna (#)	Sección	Tipo
Vigas	N1	1	30 x 60	p	Columnas				
	N1	2	30 x 60	e					
	N1	3	30 x 60	c		N1 a N3	1	65 x 65	A y D
	N2	4	30 x 60	p		N1 a N3	2	65 x 65	B y C
	N2	5	30 x 60	c y e					
	N3	6	30 x 60	p					
	N3	7	30 x 60	c y e					

Tabla 3.4 Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio *I\_9*

	Nivel (#)	Viga (#)	Sección	Tipo		Nivel (#)	Columna (#)	Sección	Tipo
Vigas	N1	1	25 x 75	p	Columnas				
	N1	2	25 x 75	c					
	N1	3	25 x 75	e					
	N2 a N3	4	25 x 70	p		N1 a N3	1	55 x 55	A
	N2 a N3	5	25 x 70	c		N1 a N3	2	50 x 50	B y C
	N2 a N3	6	25 x 70	e		N1 a N3	3	40 x 40	D
	N4 a N6	7	25 x 65	p		N4 a N6	4	50 x 50	A, B y C
	N4 a N6	8	25 x 65	c		N4 a N6	5	35 x 35	D
	N4 a N6	9	25 x 65	e		N7 a N9	6	45 x 45	A, B y C
	N7 a N8	10	20 x 65	p		N7 a N9	7	30 x 30	D
	N7 a N8	11	20 x 65	c					
	N7 a N8	12	20 x 65	e					
	N9	13	20 x 55	p					
	N9	14	20 x 55	c y e					

Tabla 3.5 Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio *III\_9*

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

	<i>Nivel (#)</i>	<i>Viga (#)</i>	<i>Sección</i>	<i>Tipo</i>		<i>Nivel (#)</i>	<i>Columna (#)</i>	<i>Sección</i>	<i>Tipo</i>
<b>Vigas</b>	N1	1	30 x 115	p	<b>Columnas</b>				
	N1	2	30 x 115	c					
	N1	3	30 x 115	e					
	N2 a N4	4	25 x 110	p		N1 a N4	1	80 x 80	A
	N2 a N4	5	25 x 110	c		N1 a N4	2	80 x 80	B y C
	N2 a N4	6	25 x 110	e		N1 a N4	3	80 x 80	D
	N5 a N6	7	25 x 100	p		N5 a N7	4	70 x 70	A
	N5 a N6	8	25 x 100	c y e		N5 a N7	5	70 x 70	B y C
	N7	9	20 x 80	p		N5 a N7	6	70 x 70	D
	N7	10	20 x 80	c y e		N8 a N9	7	55 x 55	A y D
	N8	11B	20 x 75	p		N8 a N9	8	55 x 55	B y C
	N8	12B	20 x 75	c y e					
	N9	13	20 x 65	p					
	N9	14	20 x 65	c y e					

Tabla 3.6 Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio *I\_15*

	<i>Nivel (#)</i>	<i>Viga (#)</i>	<i>Sección</i>	<i>Tipo</i>		<i>Nivel (#)</i>	<i>Columna (#)</i>	<i>Sección</i>	<i>Tipo</i>
<b>Vigas</b>	N1 a N6	1	25 x 75	p	<b>Columnas</b>				
	N1 a N4	2	25 x 75	c y e					
	N5 a N6	3	25 x 75	c					
	N5 a N6	4	25 x 75	e					
	N7 a N8	5	25 x 75	p		N1 a N4	1	65 x 65	B y C
	N7 a N8	6	25 x 75	c		N1 a N4	2	55 x 55	A
	N7 a N8	3	25 x 75	e		N1 a N4	3	55 x 55	D
	N9 a N10	7	25 x 70	p		N5 a N8	4	55 x 55	A, B y C
	N9 a N10	8	25 x 70	c		N5 a N8	5	55 x 55	D
	N9 a N10	9	25 x 70	e		N9 a N12	6	50 x 50	A
	N11 a N12	10	25 x 70	p		N9 a N12	7	50 x 50	B y C
	N11 a N12	11	25 x 70	c		N9 a N12	8	50 x 50	D
	N11 a N12	8	25 x 70	e		N13 a N15	9	45 x 45	A
	N13 a N14	12	20 x 65	p		N13 a N15	10	45 x 45	B, C y D
	N13 a N14	13	20 x 65	c					
	N13 a N14	14	20 x 65	e					
	N15	15	20 x 60	p					
	N15	15B	20 x 60	c					
N15	16	20 x 60	e						

Tabla 3.7 Clasificación y distribución de vigas y columnas, edificio *III\_15*

	<i>Nivel (#)</i>	<i>Viga (#)</i>	<i>Sección</i>	<i>Tipo</i>		<i>Nivel (#)</i>	<i>Columna (#)</i>	<i>Sección</i>	<i>Tipo</i>
--	------------------	-----------------	----------------	-------------	--	------------------	--------------------	----------------	-------------



Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

Vigas	N1 a N4	1	35 x 130	p	Columnas				
	N1 a N4	2	35 x 130	c					
	N1 a N4	3	35 x 130	e					
	N5 a N6	4	35 x 125	p					
	N5 a N6	5	35 x 125	c					
	N5 a N6	6	35 x 125	e					
	N7 a N8	7	35 x 125	p					
	N7 a N8	8	35 x 125	c					
	N7 a N8	9	35 x 125	e					
	N9	10	30 x 120	p					
	N9	11	30 x 120	c					
	N9	10B	30 x 120	e					
	N10	12	25 x 120	p					
	N10	13	25 x 120	c					
	N10	12B	25 x 120	e					
	N11	14	25 x 110	p					
	N11	15	25 x 110	c					
	N11	14B	25 x 110	e					
	N12	16	25 x 100	p					
	N12	17	25 x 100	c					
	N12	16B	25 x 100	e					
	N13	18	25 x 90	p					
N13	19	25 x 90	c						
N13	18B	25 x 90	e						
N14	20	20 x 80	p						
N14	21	20 x 80	c						
N14	20B	20 x 80	e						
N15	22	20 x 80	p						
N15	23	20 x 80	c						
N15	22B	20 x 80	e						
					N1 a N4	1	100 x 100	A	
					N1 a N4	2	100 x 100	B y C	
					N1 a N4	3	105 x 105	D	
					N5 a N8	4	90 x 90	A	
					N5 a N8	5	90 x 90	B y C	
					N5 a N8	6	90 x 90	D	
					N9 a N12	7	80 x 80	A	
					N9 a N12	8	80 x 80	B y C	
					N9 a N12	9	80 x 80	D	
					N13 a N15	10	70 x 70	A	
					N13 a N15	11	70 x 70	B y C	
					N13 a N15	12	70 x 70	D	

Durante el dimensionado de los elementos estructurales de los edificios se contemplaron criterios que normalmente se usan en la práctica de la ingeniería estructural. En cuanto al costo de la estructura, se decidió iniciar el diseño con modelos que exhibían secciones transversales pequeñas, tal como se hace en muchos despachos de cálculo estructural. Posteriormente, se ajustó el modelo en función de si cumplía o no con los requerimientos de rigidez y resistencia planteados por el RCDF y sus normas técnicas complementarias. Además, pensando en facilitar el proceso de construcción, se plantearon secciones y armados tipo para vigas y columnas, llegando incluso a plantear plantas tipo con el fin de simplificar el proceso constructivo.

Vale la pena mencionar que la búsqueda de eficiencia en cuanto al proceso constructivo no implicó sobre-simplificar el dimensionado y diseño de los elementos estructurales. A manera de ejemplo, considere que se tomaron en cuenta 30 tipos de vigas y 12 tipos de columnas durante el diseño de la versión final del edificio *III\_15*. Dada la geometría del edificio y la estructuración seleccionada, se decidió utilizar columnas cuadradas.

### 3.4. Análisis Lineal

Mientras que las diferentes versiones del edificio de 3 niveles fueron modelados con el programa CADSE, los edificios de 9 y 15 niveles fueron modelados con el programa ETABS. El programa CADSE (Computación para el Análisis y Diseño de Sistemas Estructurales), elaborado por el Dr. Jaime Antoniano y Mateos, hace posible el uso de análisis estáticos y dinámicos, y contempla explícitamente las condiciones de análisis planteadas por el RCDF. El programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems), elaborado por la compañía Computers and Structures Inc., es un programa de análisis ampliamente conocido en el gremio de la ingeniería estructural.

El análisis y diseño de los edificios se apegó a dos condiciones:

- a) Requerimientos planteados por el RCDF y sus normas técnicas complementarias,
- b) Requerimientos prácticos utilizados normalmente en los despachos de cálculo

En cuanto a los requerimientos planteados por el RCDF y sus normas técnicas complementarias se cuidó entre otras cosas, que:

- La revisión de deflexiones en vigas correspondiera a lo especificado en el inciso 3.2.1.1 de las NTCDEC,
- La revisión por agrietamiento en vigas correspondiera a lo especificado en el inciso 3.3 de las NTCDEC,
- El modelado de los edificios consideraran el momento de inercia bruto para columnas, y la mitad del momento de inercia bruto en vigas, tal como lo especifica el inciso 1.4.1 de las NTCDEC,
- El diseño de las columnas por flexocompresión contemplara una excentricidad mínima,
- El valor del cortante basal dinámico,  $V_o$ , fuera mayor que  $0.8aW_o/Q'$  y que  $a_oW_o$ , tal como lo especifica el inciso 9.3 de las NTCDS (la Tabla 3.8 resume esta revisión para todos los edificios bajo consideración).
- Los momentos al paño rigieran el dimensionado y diseño a flexión de los elementos estructurales.

En cuanto a los requerimientos prácticos, puede mencionarse lo siguiente:

- Los modelos analizados con el programa CADSE no consideraron zonas rígidas en las uniones viga-columna (por limitaciones propias del software).
- Las vigas se consideraron rectangulares y simplemente armadas para su diseño a flexión.
- Para la revisión de deflexiones en losas no se aplicó el inciso 6.3.35 de las NTCDEC, que permite obtener un peralte mínimo para el cual no es necesario revisar la deflexión, sino que se procedió a revisarla.
- Se utilizaron solo dos diámetros diferentes para el armado longitudinal.

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

- El diseño de la columna que se encuentra en la parte superior de un nodo trata de acoplarse al diseño de la que se encuentra debajo, de tal manera de aprovechar mejor el refuerzo longitudinal.
- Se hizo un esfuerzo especial por eficientizar el diseño a flexocompresión de las columnas (que el momento resistente se acercara lo más posible al momento de diseño).

En cuanto a los elementos no-estructurales, se consideró que los edificios tendrían muros divisorios de tablaroca y muros perimetrales de mampostería. Además, se consideró que ambos tipos de muros se encuentran desligados de la estructura, de tal manera que la distorsión de entrepiso permitida por las NTCDS es de 0.012. En cuanto al impacto de los muros en la carga gravitacional, se consideraron cargas muertas distribuidas en toda la superficie de cada nivel igual a 0.015 y 0.025 ton/m<sup>2</sup>.

Se consideró un factor de irregularidad de 0.9 para todos los edificios, lo que toma en cuenta las áreas huecas que las losas deben exhibir para acomodar los servicios (elevadores) y la asimetría en la rigidez que éstos originan. Para evitar el fenómeno conocido como “latigazo” o “chicoteo”, se procuró no reducir demasiado las secciones transversales de los elementos estructurales de los pisos superiores, aunque por cuestión de resistencia y distorsión máxima sí fuera posible.

Tabla 3.8 Revisión del cortante basal dinámico

Edificio	I_3	I_9	I_15	III_3	III_9	III_15
$a_o$	0,04	0,04	0,04	0,11	0,11	0,11
$c$	0,16	0,16	0,16	0,45	0,45	0,45
$T_a$	0,20	0,20	0,20	0,85	0,85	0,85
$T_b$	1,35	1,35	1,35	3,00	3,00	3,00
$r$	1,00	1,00	1,00	2,00	2,00	2,00
$T$	0,94	1,79	2,60	0,70	0,91	1,16
$q$	---	0,75	0,52	---	---	---
$a$	0,16	0,12	0,08	0,45	0,45	0,45
$Q$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
$FI$	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
$Q'$	1,80	1,80	1,80	1,65	1,80	1,80
$W_o$	1857,36	5699,27	9927,90	2001,06	6828,98	13510,32
$V_o$	179,93	356,01	435,57	430,49	1403,30	2682,32
$0.8 a W_o / Q'$	132,08	305,66	366,57	436,59	1365,80	2702,06
$ao W_o$	74,29	227,97	397,12	220,12	751,19	1486,14
$FEM$	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,01

Donde:

$V_o$  = Cortante basal

$a$  = Ordenada de los espectros de diseño como fracción de la aceleración de gravedad

$a_o$  = Valor de  $a$  que corresponde a  $T=0$

$c$  = Coeficiente sísmico

$W_o$  = Peso sísmico acumulado

$T_a$  y  $T_b$  = Periodos característicos de los espectros de diseño

$r$  = Exponente para el cálculo de las ordenadas espectrales

$q = (T_b / T)^r$

$T$  = Periodo fundamental (natural de vibración)

$Q'$  = Factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño

$Q$  = Factor de comportamiento sísmico

$FI$  = Factor de Irregularidad

$FEM$  = Factor por el cual deberán multiplicarse los elementos mecánicos

### 3.5. Cargas Muertas adicionales y Cargas Vivas

Las cargas muertas actuantes en los edificios se clasificaron en dos grupos:

- a) Peso Propio, que se refiere únicamente al peso propio de columnas y trabes.

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

- b) Cargas Muertas, que se refiere al peso propio de losas y muros, así como a cargas debidas a rellenos, acabados, instalaciones, pretilas, tinacos y carga extra reglamentaria.

La Tabla 3.9 resume las cargas muertas adicionales y cargas vivas contempladas para el análisis estructural de los edificios.

### 3.6. Condiciones de carga

Además de las cargas gravitacionales y sísmicas, se consideró explícitamente la torsión inducida por las fuerzas laterales, como se especifica en el inciso 9.1 de las NTCDS. Una de las particularidades que tuvo el análisis por sismo de los 6 edificios fue que las fuerzas de torsión se estimaron exclusivamente a partir de la carga viva instantánea y contemplando una excentricidad igual a la décima parte de la dimensión en planta de la estructura. La torsión se modeló, como se hace en algunos despachos de cálculo estructural, a partir de

Tabla 3.9 Cargas Muertas adicionales y Cargas Vivas

	<i>Análisis Gravitacional</i>		<i>Análisis Sísmico</i>	
<b><i>Losa Azotea</i></b>				
<i>Losa de 12 cm</i>	0,288	ton/m <sup>2</sup>	0,288	ton/m <sup>2</sup>
<i>Acabados y rellenos</i>	0,050	ton/m <sup>2</sup>	0,050	ton/m <sup>2</sup>
<i>Instalaciones</i>	0,010	ton/m <sup>2</sup>	0,010	ton/m <sup>2</sup>
<i>Pretilas, tinacos, otros</i>	0,032	ton/m <sup>2</sup>	0,032	ton/m <sup>2</sup>
<i>Adicional por RCDF</i>	0,040	ton/m <sup>2</sup>	0,040	ton/m <sup>2</sup>
<b><i>Total de carga muerta</i></b>	<b>0,420</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>	<b>0,420</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Carga Viva de Azotea (pend. Menor a 5%)</i></b>	<b>0,100</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>	<b>0,070</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Suma C.M. y C.V.</i></b>	<b>0,520</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>	<b>0,490</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Losa tipo</i></b>				
<i>Losa de 12 cm</i>	0,288	ton/m <sup>2</sup>	0,288	ton/m <sup>2</sup>
<i>Piso</i>	0,040	ton/m <sup>2</sup>	0,040	ton/m <sup>2</sup>
<i>Instalaciones</i>	0,030	ton/m <sup>2</sup>	0,030	ton/m <sup>2</sup>
<i>Densidad de muros divisorios y perimetrales</i>	0,040	ton/m <sup>2</sup>	0,040	ton/m <sup>2</sup>
<i>Adicional por RCDF</i>	0,040	ton/m <sup>2</sup>	0,040	ton/m <sup>2</sup>
<b><i>Total de carga muerta</i></b>	<b>0,438</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>	<b>0,438</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Carga Viva de Oficinas</i></b>	<b>0,250</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>	<b>0,180</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>
<b><i>Suma C.M. y C.V.</i></b>	<b>0,688</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>	<b>0,618</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

---

fuerzas laterales de igual magnitud y sentido contrario (par de fuerzas) aplicadas en dos nodos opuestos ubicados en el perímetro de cada planta de la edificación. La magnitud de estas fuerzas fue igual a la décima parte de la carga viva instantánea, multiplicada por el factor:  $c FF FC / Q' FI$  donde  $c$  es el coeficiente sísmico,  $FF$  es un factor de forma proporcional a la altura del nivel considerado,  $FC$  es el factor de carga,  $Q'$  es el factor de reducción de fuerzas sísmicas y  $FI$  es el factor de irregularidad.

Llegaron a considerarse hasta 17 combinaciones de carga durante el análisis estructural de los edificios para contemplar correctamente los efectos de torsión derivados de las cargas sísmicas. Conforme a lo estipulado en las NTCDS, se aplicaron 100% de las cargas sísmicas en una de las direcciones principales de análisis y 30% en la dirección perpendicular, y viceversa.

### 3.7. Modos de vibrar

Se estimaron las propiedades dinámicas para cada uno de los edificios bajo consideración. La Figura 3.4 presenta, a manera de ejemplo, algunos de los modos de vibrar del edificio *I\_9*.

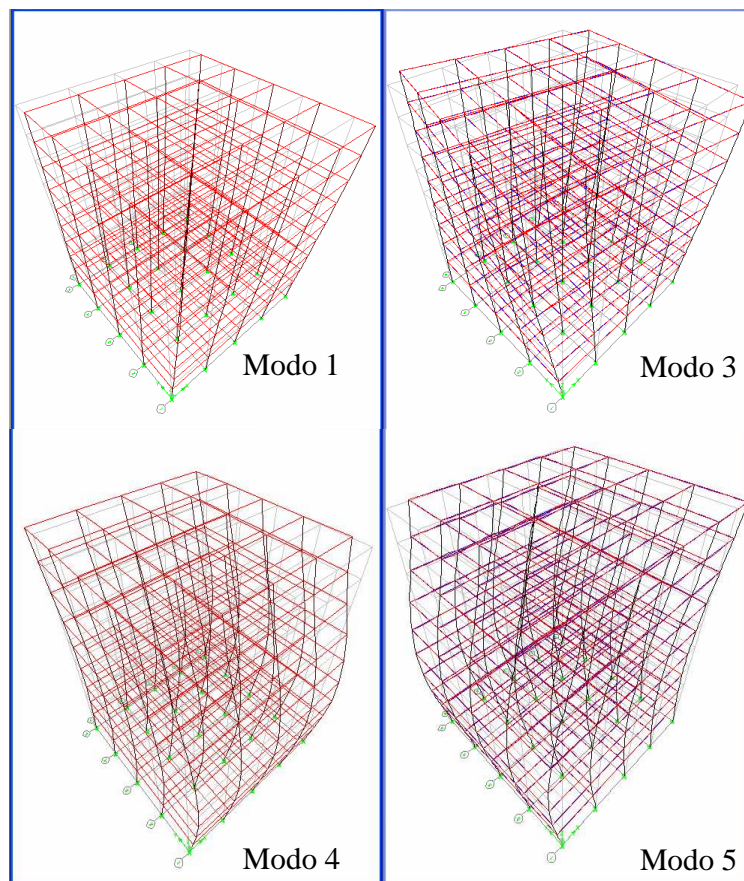


Figura 3.4 Modos de vibrar 1, 3, 4 y 5, edificio *I\_9*

### 3.8. Edificio $I_3$

La Figura 3.5 muestra un isométrico del modelo estructural del edificio  $I_3$ . Las fuerzas de torsión, cuyos valores se indican en la Tabla 3.10, se aplicaron en dos nodos opuestos de cada nivel.

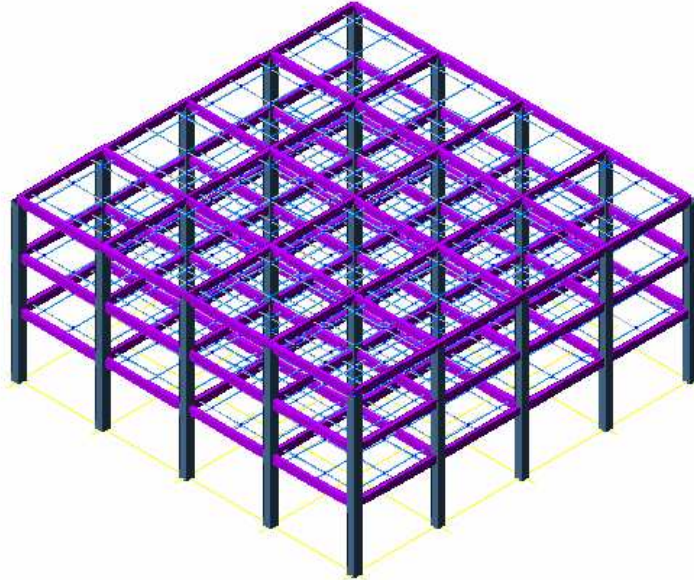


Figura 3.5 Isométrico del modelo estructural del edificio  $I_3$  (programa CADSE)

Tabla 3.10 Fuerzas de torsión aplicadas al edificio  $I_3$

<i>Nivel</i>	<i>Fza Nodal</i>
<i>(#)</i>	<i>(ton)</i>
N03	1,69
N02	1,12
N01	0,56
Total:	3,37

Como se mencionó con anterioridad, este edificio sufrió varias iteraciones de análisis y diseño antes de que se obtuvieran las dimensiones y armados definitivos de los elementos estructurales. La Tabla 3.11 resume para cada nivel de la versión final del edificio, las cargas correspondientes a peso propio, carga muerta y carga viva. El área de cada nivel es de  $784 \text{ m}^2$ . Se muestra también el peso sísmico, denotado  $W$ . La Tabla 3.12 resume, para cada nivel del edificio, las fuerzas y desplazamientos de diseño obtenidos a partir del análisis dinámico (tanto los desplazamientos como las distorsiones que se reportan han sido multiplicados por el factor  $Q$ ). En la tabla,  $d_i$  denota el desplazamiento de cada nivel,  $dr_i$  el correspondiente desplazamiento relativo y  $dr_i/h_i$  la distorsión de entrepiso. Por ser cuadrada la planta del edificio, los valores corresponden tanto a la dirección X como a la dirección Y.

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

A pesar de que las distorsiones reportadas en la Tabla 3.12 son considerablemente menores a las permitidas por el cuerpo principal de las NTCDS ( $0.005 < 0.012$ ), el periodo de la estructura es mayor que el periodo que comúnmente se esperaría para una edificación de tres pisos (Tabla 3.13), el cual suele estimarse como el número de pisos entre 10. Al respecto, vale la pena mencionar que el dimensionado de los elementos estructurales estuvo regido inicialmente por flexión (y después por la revisión a corte de las conexiones) y no por los requerimientos reglamentarios de desplazamiento lateral.

Tabla 3.11 Pesos y masas de entrepiso, edificio *I\_3*

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>PP</i>	<i>CM</i>	<i>CV grav.</i>	<i>CV sísm.</i>	<i>W</i>	<i>Masas</i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-s <sup>2</sup> /m)
N03	13	141,46	344,96	78,40	54,88	541,30	55,18
N02	9	141,46	382,59	196,00	141,12	665,17	67,81
N01	5	157,28	382,59	196,00	141,12	680,99	69,42
Total:		440,19	1110,14	470,40	337,12	1887,45	192,40

Tabla 3.12 Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio *I\_3*

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>W</i>	<i>W<sub>acum.</sub></i>	<i>V<sub>i</sub></i>	<i>d<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub> / h<sub>i</sub></i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	
N01	5	660,02	1857,36	179,93	0,026	0,026	0,005
N02	9	653,94	1197,34	135,44	0,046	0,020	0,005
N03	13	543,40	543,40	69,20	0,056	0,010	0,003

Tabla 3.13 Propiedades dinámicas, edificio *I\_3*

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Participación</i>	
		(%)	<i>acum.</i> (%)
1	0,944	90,19	90,19
2	0,29	9,27	99,46
3	0,163	0,55	100,00

### 3.9. Edificio *III\_3*

Las consideraciones para el análisis del edificio *III\_3* son similares a las hechas para el edificio *I\_3*. Mientras que la Tabla 3.14 resume las fuerzas de torsión aplicadas al edificio, las Tablas 3.15, 3.16 y 3.17 resumen algunas de las propiedades estructurales y dinámicas de la versión final del edificio *III\_3* (también para este edificio hubo necesidad de llevar a cabo varias iteraciones de análisis-diseño), así como el valor de las fuerzas y desplazamientos obtenidos durante los análisis dinámicos del mismo.

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

Como en el caso del edificio *I\_3*, el dimensionado de los elementos estructurales del edificio *III\_3* estuvo regido por su resistencia a flexión y la capacidad a corte de las conexiones. Mientras que la Tabla 3.16 muestra que las distorsiones de diseño son mucho menores que la distorsiones permitidas por el cuerpo principal de las NTCDS ( $0.007 < 0.012$ ); la Tabla 3.17 refleja, a partir de los periodos que reporta, que el edificio *III\_3* es un edificio relativamente flexible con respecto a lo que se esperaría para una edificación de tres pisos.

Tabla 3.14 Fuerzas de torsión aplicadas al edificio *III\_3*

<i>Nivel</i>	<i>Fza Nodal</i>
(#)	(ton)
N03	4,74
N02	3,16
N01	1,58
Total:	9,48

Tabla 3.15 Pesos y masas de entrepiso, edificio *III\_3*

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>PP</i>	<i>CM</i>	<i>CV grav.</i>	<i>CV sísm.</i>	<i>W</i>	<i>Masas</i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-s <sup>2</sup> /m)
N03	13	218,42	344,96	78,40	54,88	618,26	63,02
N02	9	218,42	382,59	196,00	141,12	742,13	75,65
N01	5	255,59	382,59	196,00	141,12	779,30	79,44
Total:		692,43	1110,14	470,40	337,12	2139,69	218,11

Tabla 3.16 Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio *III\_3*

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>W</i>	<i>W<sub>acum.</sub></i>	<i>V<sub>i</sub></i>	<i>d<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub> / h<sub>i</sub></i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	
N01	5	721,12	2001,06	430,49	0,026	0,026	0,005
N02	9	708,44	1279,94	345,18	0,056	0,030	0,007
N03	13	571,50	571,50	182,84	0,078	0,022	0,006

Tabla 3.17 Propiedades dinámicas, edificio *III\_3*

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Participación</i>	
		(%)	<i>acum.</i> (%)
(#)	(s)		
1	0,701	82,47	82,47
2	0,193	15,79	98,26
3	0,092	1,70	100,00

### 3.10. Edificio *I\_9*.



Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

---

La Figura 3.6 muestra un isométrico del modelo estructural del edificio *I\_9*. Mientras que la Tabla 3.18 muestra las fuerzas de torsión aplicadas al edificio, las Tablas 3.19, 3.20 y 3.21 resumen algunas de las propiedades estructurales y dinámicas de la versión final del edificio *I\_9* (también para este edificio hubo necesidad de llevar a cabo varias iteraciones de análisis-diseño), así como el valor de las fuerzas y desplazamientos obtenidos durante los análisis dinámicos del edificio.

Una vez más, el dimensionado de los elementos estructurales fue regido por su resistencia a flexión y los requerimientos de cortante y flexión de los nudos. A pesar que la Tabla 3.20 resume distorsiones que son mucho menores que la distorsión permitida ( $0.006 < 0.012$ ), el valor de periodo fundamental resumido en la Tabla 3.21 sugiere que el edificio *I\_9* es un edificio relativamente flexible.

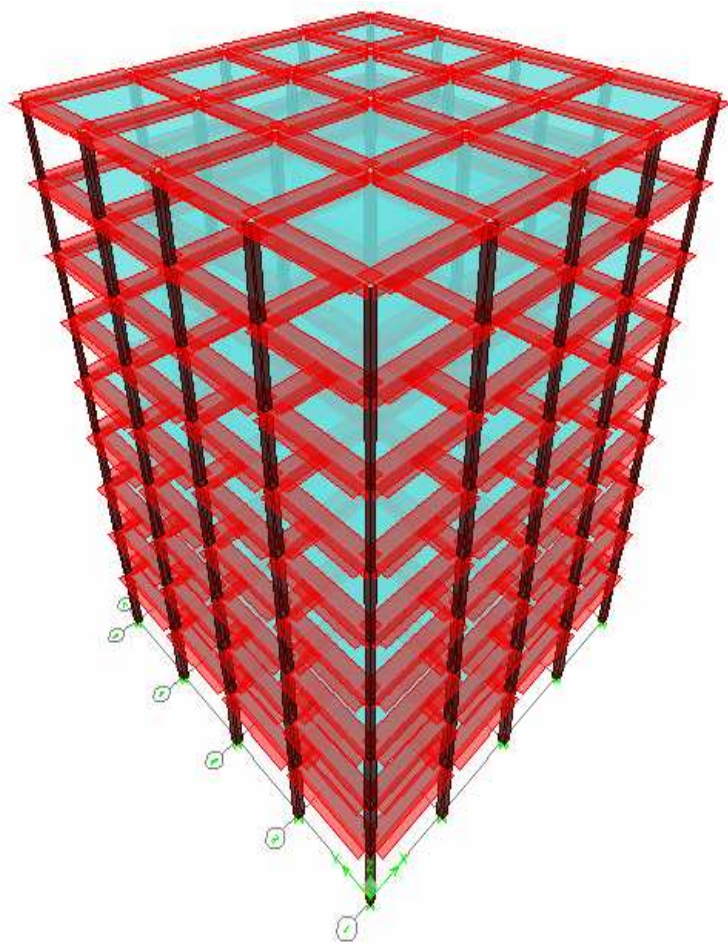


Figura 3.6 Isométrico del modelo estructural del edificio *I\_9* (programa ETABS)

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

Tabla 3.18 Fuerzas de torsión aplicadas al edificio I\_9

<i>Nivel</i>	<i>Fza Nodal</i>
(#)	(ton)
N09	2,37
N08	2,10
N07	1,84
N06	1,58
N05	1,32
N04	1,05
N03	0,79
N02	0,53
N01	0,26
Total:	11,84

Tabla 3.19 Pesos y masas de entrepiso, edificio I\_9

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>PP</i>	<i>CM</i>	<i>CV grav.</i>	<i>CV sísm.</i>	<i>W</i>	<i>Masas</i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-s <sup>2</sup> /m)
N09	37	118,20	329,28	78,40	54,88	502,36	51,21
N08	33	131,64	343,39	196,00	141,12	616,15	62,81
N07	29	131,64	343,39	196,00	141,12	616,15	62,81
N06	25	164,30	343,39	196,00	141,12	648,82	66,14
N05	21	164,30	343,39	196,00	141,12	648,82	66,14
N04	17	164,30	343,39	196,00	141,12	648,82	66,14
N03	13	180,19	343,39	196,00	141,12	664,70	67,76
N02	9	180,19	343,39	196,00	141,12	664,70	67,76
N01	5	204,24	343,39	196,00	141,12	688,75	70,21
Total:		1439,02	3076,42	1646,40	1183,84	5699,27	580,97

Tabla 3.20 Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio I\_9

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>W</i>	<i>W<sub>acum.</sub></i>	<i>V<sub>i</sub></i>	<i>d<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub> / h<sub>i</sub></i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	
N01	5	688,75	5699,27	356,01	0,023	0,023	0,005
N02	9	664,70	5010,52	343,87	0,044	0,021	0,005
N03	13	664,70	4345,82	323,49	0,066	0,021	0,005
N04	17	648,82	3681,11	296,32	0,089	0,023	0,006
N05	21	648,82	3032,30	262,57	0,111	0,022	0,006
N06	25	648,82	2383,48	221,87	0,130	0,019	0,005
N07	29	616,15	1734,66	175,01	0,148	0,018	0,005
N08	33	616,15	1118,51	121,46	0,162	0,014	0,003
N09	37	502,36	502,36	58,40	0,171	0,009	0,002

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

---

Tabla 3.21 Propiedades dinámicas, edificio *I\_9*

<i>Modo</i> (#)	<i>Periodo</i> (s)	<i>Participación</i>	
		(%)	<i>acum.</i> (%)
1	1,78	81,20	81,20
2	0,64	11,51	92,71
3	0,37	3,95	96,66
4	0,25	1,53	98,20
5	0,19	0,94	99,14
6	0,15	0,47	99,61
7	0,12	0,19	99,79
8	0,10	0,13	99,92
9	0,09	0,08	100,00

### 3.11. Edificio *III\_9*

Aunque las consideraciones para el análisis y diseño del edificio *III\_9* son similares a las hechas para el edificio *I\_9*, en el caso del primero no hubo necesidad de llevar a cabo iteraciones de análisis-diseño. Mientras que la Tabla 3.22 muestra las fuerzas de torsión aplicadas al edificio, las Tablas 3.23, 3.24 y 3.25 resumen algunas de las propiedades estructurales y dinámicas del edificio *III\_9*, así como el valor de las fuerzas y desplazamientos obtenidos durante el análisis dinámico del edificio. Tal como lo reporta la Tabla 3.25, el edificio *III\_9* exhibe un periodo fundamental de vibración que es muy similar a su número de pisos dividido entre 10.

El dimensionado de los elementos estructurales fue regido por su resistencia a flexión. La Tabla 3.24 reporta valores de distorsión mucho menores que la distorsión permitida ( $0.006 < 0.012$ ).

Tabla 3.22 Fuerzas de torsión aplicadas al edificio *III\_9*

<i>Nivel</i> (#)	<i>Fza Nodal</i> (ton)
N09	6,66
N08	5,92
N07	5,18
N06	4,44
N05	3,70
N04	2,96
N03	2,22
N02	1,48
N01	0,74
Total:	33,30

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

Tabla 3.23 Pesos y masas de entrepiso, edificio III\_9

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>PP</i>	<i>CM</i>	<i>CV grav.</i>	<i>CV sísm.</i>	<i>W</i>	<i>Masas</i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-s <sup>2</sup> /m)
N09	37	159,96	329,28	78,40	54,88	544,12	55,47
N08	33	173,40	343,39	196,00	141,12	657,91	67,07
N07	29	225,12	343,39	196,00	141,12	709,63	72,34
N06	25	285,60	343,39	196,00	141,12	770,11	78,50
N05	21	285,60	343,39	196,00	141,12	770,11	78,50
N04	17	338,40	343,39	196,00	141,12	822,91	83,89
N03	13	338,40	343,39	196,00	141,12	822,91	83,89
N02	9	338,40	343,39	196,00	141,12	822,91	83,89
N01	5	423,84	343,39	196,00	141,12	908,35	92,59
Total:		2568,72	3076,42	1646,40	1183,84	6828,98	696,12

Tabla 3.24 Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio III\_9

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>W</i>	<i>W<sub>acum.</sub></i>	<i>V<sub>i</sub></i>	<i>d<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub> / h<sub>i</sub></i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	
N01	5	908,35	6828,98	1403,35	0,017	0,017	0,003
N02	9	822,91	5920,62	1365,08	0,035	0,018	0,004
N03	13	822,91	5097,71	1293,76	0,054	0,019	0,005
N04	17	822,91	4274,80	1187,05	0,072	0,018	0,004
N05	21	770,11	3451,89	1050,67	0,092	0,020	0,005
N06	25	770,11	2681,78	884,89	0,111	0,020	0,005
N07	29	709,63	1911,66	685,48	0,133	0,022	0,005
N08	33	657,91	1202,03	471,25	0,157	0,024	0,006
N09	37	544,12	544,12	221,71	0,175	0,017	0,004

Tabla 3.25 Propiedades dinámicas, edificio III\_9

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i>	<i>Participación</i>	
		(#)	(s)
1	0,91	75,32	75,32
2	0,37	13,99	89,32
3	0,21	5,33	94,64
4	0,14	2,35	97,00
5	0,11	1,53	98,53
6	0,08	0,68	99,21
7	0,06	0,48	99,69
8	0,05	0,20	99,89
9	0,05	0,00	99,89

### 3.12. Edificio *I\_15*

La Figura 3.7 muestra un isométrico del modelo estructural del edificio *I\_15*. Mientras que la Tabla 3.26 muestra las fuerzas de torsión aplicadas al edificio, las Tablas 3.27, 3.28 y 3.29 resumen algunas de las propiedades estructurales y dinámicas de la versión final del edificio *I\_15* (también para este edificio hubo necesidad de llevar a cabo varias iteraciones de análisis-diseño), así como el valor de las fuerzas y desplazamientos obtenidos durante los análisis dinámicos del edificio.

Una vez más, el dimensionado de los elementos estructurales fue regido por su resistencia a flexión y los requerimientos de cortante y flexión de los nudos. A pesar que la Tabla 3.28 resume distorsiones que son mucho menores que la distorsión permitida ( $0.005 < 0.012$ ), el valor de periodo fundamental resumido en la Tabla 3.29 sugiere que el edificio *I\_15* es un edificio relativamente flexible.

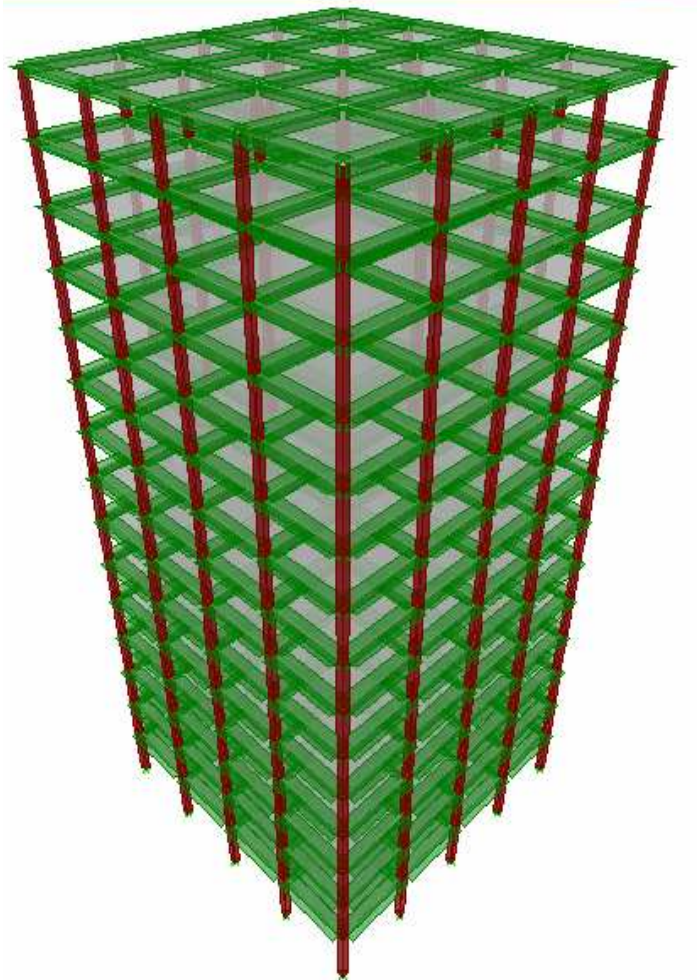


Figura 3.7 Isométrico del modelo estructural del edificio *I\_15* (programa ETABS)

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

Tabla 3.26 Fuerzas de torsión aplicadas al edificio *I\_15*

<i>Nivel</i>	<i>Fza Nodal</i>
(#)	(ton)
N15	2,54
N14	2,37
N13	2,20
N12	2,03
N11	1,86
N10	1,69
N09	1,52
N08	1,35
N07	1,18
N06	1,02
N05	0,85
N04	0,68
N03	0,51
N02	0,34
N01	0,17
Total:	20,31

3.27 Pesos y masas de entrepiso, edificio *I\_15*

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>PP</i>	<i>CM</i>	<i>CV grav.</i>	<i>CV sísm.</i>	<i>W</i>	<i>Masas</i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-s <sup>2</sup> /m)
N15	61	129,24	329,28	78,40	54,88	513,40	52,33
N14	57	135,96	343,39	196,00	141,12	620,47	63,25
N13	53	135,96	343,39	196,00	141,12	620,47	63,25
N12	49	177,60	343,39	196,00	141,12	662,11	67,49
N11	45	177,60	343,39	196,00	141,12	662,11	67,49
N10	41	177,60	343,39	196,00	141,12	662,11	67,49
N09	37	177,60	343,39	196,00	141,12	662,11	67,49
N08	33	198,60	343,39	196,00	141,12	683,11	69,63
N07	29	198,60	343,39	196,00	141,12	683,11	69,63
N06	25	198,60	343,39	196,00	141,12	683,11	69,63
N05	21	198,60	343,39	196,00	141,12	683,11	69,63
N04	17	208,98	343,39	196,00	141,12	693,49	70,69
N03	13	208,98	343,39	196,00	141,12	693,49	70,69
N02	9	208,98	343,39	196,00	141,12	693,49	70,69
N01	5	227,76	343,39	196,00	141,12	712,27	72,61
Total:		2760,65	5136,77	2822,40	2030,56	9927,98	1012,03

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

Tabla 3.28 Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio *I\_15*

<i>Nivel</i> (#)	<i>h<sub>acum.</sub></i> (m)	<i>W</i> (ton)	<i>W<sub>acum.</sub></i> (ton)	<i>V<sub>i</sub></i> (ton)	<i>d<sub>i</sub></i> (m)	<i>dr<sub>i</sub></i> (m)	<i>dr<sub>i</sub>/h<sub>i</sub></i>
N01	5	712,27	9.927,98	435,57	0,021	0,021	0,004
N02	9	693,49	9.215,71	428,33	0,041	0,020	0,005
N03	13	693,49	8.522,22	416,27	0,061	0,020	0,005
N04	17	693,49	7.828,73	400,31	0,081	0,020	0,005
N05	21	683,11	7.135,24	381,60	0,102	0,021	0,005
N06	25	683,11	6.452,13	360,53	0,121	0,020	0,005
N07	29	683,11	5.769,02	337,51	0,140	0,019	0,005
N08	33	683,11	5.085,90	312,88	0,158	0,018	0,004
N09	37	662,11	4.402,79	286,96	0,178	0,020	0,005
N10	41	662,11	3.740,68	258,74	0,197	0,019	0,005
N11	45	662,11	3.078,57	226,81	0,214	0,017	0,004
N12	49	662,11	2.416,46	190,66	0,229	0,015	0,004
N13	53	620,47	1.754,34	150,31	0,244	0,015	0,004
N14	57	620,47	1.133,87	104,88	0,256	0,012	0,003
N15	61	513,40	513,40	50,74	0,264	0,008	0,002

Tabla 3.29 Propiedades dinámicas, edificio *I\_15*

<i>Modo</i> (#)	<i>Periodo</i> (s)	<i>Participación</i>	
		(%)	<i>acum.</i> (%)
1	2,61	79,38	79,38
2	0,94	11,54	90,93
3	0,55	3,76	94,69
4	0,39	2,09	96,78
5	0,29	1,06	97,84
6	0,23	0,71	98,55
7	0,19	0,44	98,99
8	0,16	0,36	99,35
9	0,14	0,19	99,54
10	0,12	0,14	99,68
11	0,11	0,11	99,79
12	0,09	0,08	99,87
13	0,09	0,06	99,93
14	0,08	0,04	99,97
15	0,07	0,03	100,00

### 3.13. Edificio *III\_15*

Aunque las consideraciones para el análisis y diseño del edificio *III\_15* son similares a las hechas para el edificio *I\_15*, en el caso del primero no hubo necesidad de llevar a cabo iteraciones de análisis-diseño. Mientras que la Tabla 3.30 muestra las fuerzas de torsión aplicadas al edificio, las Tablas 3.31, 3.32 y 3.33 resumen algunas de las propiedades estructurales y dinámicas del edificio *III\_15*, así como el valor de las fuerzas y desplazamientos obtenidos durante el análisis dinámico del edificio. Tal como lo reporta la Tabla 3.33, el edificio *III\_15* exhibe un periodo fundamental de vibración que es similar (ligeramente menor) que su número de pisos dividido entre 10.

El dimensionado de los elementos estructurales fue regido por su resistencia a flexión. La Tabla 3.32 reporta valores de distorsión mucho menores que la distorsión permitida ( $0.006 < 0.012$ ).

Tabla 3.30 Fuerzas de torsión aplicadas al edificio *III\_15*

<i>Nivel</i>	<i>Fza Nodal</i>
(#)	(ton)
N15	7,14
N14	6,66
N13	6,19
N12	5,71
N11	5,24
N10	4,76
N09	4,28
N08	3,81
N07	3,33
N06	2,86
N05	2,38
N04	1,9
N03	1,43
N02	0,95
N01	0,48
Total:	57,11



Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

Tabla 3.31 Pesos y masas de entrepiso, edificio III\_15

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>PP</i>	<i>CM</i>	<i>CV grav.</i>	<i>CV sísm.</i>	<i>W</i>	<i>Masas</i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-s <sup>2</sup> /m)
N15	61	225,12	329,28	78,4	54,88	609,28	62,11
N14	57	225,12	343,39	196	141,12	709,63	72,34
N13	53	268,80	343,39	196	141,12	753,31	76,79
N12	49	321,60	343,39	196	141,12	806,11	82,17
N11	45	338,40	343,39	196	141,12	822,91	83,89
N10	41	355,20	343,39	196	141,12	839,71	85,60
N09	37	395,52	343,39	196	141,12	880,03	89,71
N08	33	488,40	343,39	196	141,12	972,91	99,18
N07	29	488,40	343,39	196	141,12	972,91	99,18
N06	25	488,40	343,39	196	141,12	972,91	99,18
N05	21	488,40	343,39	196	141,12	972,91	99,18
N04	17	549,66	343,39	196	141,12	1034,18	105,42
N03	13	549,66	343,39	196	141,12	1034,18	105,42
N02	9	549,66	343,39	196	141,12	1034,18	105,42
N01	5	610,64	343,39	196	141,12	1095,15	111,64
Total:		6342,99	5136,77	2.822,40	2030,56	13510,32	1377,20

Tabla 3.32 Fuerzas y desplazamientos de entrepiso, edificio III\_15

<i>Nivel</i>	<i>h<sub>acum.</sub></i>	<i>W</i>	<i>W<sub>acum.</sub></i>	<i>V<sub>i</sub></i>	<i>d<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub></i>	<i>dr<sub>i</sub> / h<sub>i</sub></i>
(#)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	
N01	5	1092,67	13501,88	2682,32	0,013	0,013	0,003
N02	9	1032,19	12409,21	2655,19	0,030	0,017	0,004
N03	13	1032,19	11377,02	2601,82	0,048	0,018	0,004
N04	17	1032,19	10344,83	2521,51	0,066	0,018	0,005
N05	21	972,91	9312,64	2417,55	0,086	0,020	0,005
N06	25	972,91	8339,73	2290,07	0,106	0,020	0,005
N07	29	972,91	7366,82	2136,36	0,126	0,019	0,005
N08	33	972,91	6393,90	1957,90	0,144	0,019	0,005
N09	37	880,03	5420,99	1760,53	0,165	0,021	0,005
N10	41	839,71	4540,96	1552,65	0,186	0,021	0,005
N11	45	822,91	3701,25	1329,35	0,207	0,021	0,005
N12	49	806,11	2878,34	1084,76	0,229	0,022	0,005
N13	53	753,31	2072,22	824,04	0,251	0,023	0,006
N14	57	709,63	1318,91	543,88	0,272	0,020	0,005
N15	61	609,28	609,28	248,65	0,287	0,015	0,004

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Edificios bajo consideración

---

Tabla 3.33 Propiedades dinámicas, edificio III\_15

<i>Modo</i> (#)	<i>Periodo</i> (s)	<i>Participación</i>	
		(%)	<i>acum.</i> (%)
1	1,16	73,34	73,34
2	0,46	14,16	87,50
3	0,27	5,25	92,75
4	0,19	2,79	95,54
5	0,14	1,36	96,90
6	0,11	1,02	97,92
7	0,09	0,66	98,58
8	0,07	0,48	99,07
9	0,06	0,26	99,32
10	0,05	0,19	99,52
11	0,05	0,00	99,52
12	0,05	0,00	99,52
13	0,05	0,17	99,69
14	0,04	0,00	99,69

## 4. DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se presentan los requisitos generales de diseño para los edificios bajo consideración. Se comenta de manera más detallada cómo la revisión de las conexiones viga-columna implicó, en casi todos los casos, la necesidad de hacer varias iteraciones de diseño. Finalmente, se presenta, para cada edificio, la clasificación de vigas y columnas, así como los armados definitivos.

### 4.1. Requisitos generales de diseño

En resumen, los elementos estructurales de los edificios se dimensionaron y diseñaron para que cumplieran con los siguientes requisitos:

- a) Las distorsiones producidas por las fuerzas laterales de diseño deben ser menores que 0.012 (se consideró que los muros no estructurales se encuentran adecuadamente desligados de la estructura).
- b) La resistencia de los elementos estructurales debe cumplir con lo especificado en el Capítulo 2 de las NTCDEC.
- c) Las deflexiones máximas estimadas en vigas y losas deben ser menores a lo permitido por las NTCDEC.

Una vez que los elementos estructurales se dimensionaron y diseñaron conforme a lo anterior, se procedió a revisar las uniones viga-columna conforme a lo estipulado en el Capítulo 6 de las NTCDEC. Varios nudos de cada edificio no cumplieron con los requisitos establecidos, de tal manera que, con excepción de los edificios *III\_9* y *III\_15*, hubo la necesidad de modificar la sección transversal de algunos elementos estructurales (normalmente esto implicó incrementar las secciones), y hacer varias iteraciones de análisis-diseño. Es importante mencionar que hay algunos despachos de cálculo estructural que no acostumbran revisar los requisitos establecidos para las conexiones, a pesar de que esto contraviene lo dispuesto por las NTCDEC.

La revisión de las uniones viga-columna de un edificio diseñado para  $Q$  de dos debe contemplar que la suma de momentos resistentes de las columnas que llegan a un nudo sea mayor o igual a la suma de los momentos resistentes de las vigas que llegan a ese mismo nudo, y que los nudos tengan suficiente capacidad para acomodar el corte que en ellos inducen las vigas. En cuanto a lo primero, hubo necesidad de: 1) Disminuir la cuantía de acero longitudinal en vigas (los armados longitudinales inicialmente estaban algo sobrados), de tal manera que su momento resistente fuera muy cercano al demandado; y 2) Aumentar la cuantía de acero longitudinal de algunas columnas. En cuanto a lo segundo, se recurrió a: 1) Disminuir la cuantía de acero longitudinal en vigas, de tal manera que su momento resistente fuera muy cercano al demandado; 2) Aumentar el peralte de algunas vigas para que requirieran menos cuantía de acero longitudinal y de esa manera reducir la demanda de corte en los nudos; y 3) Aumentar las dimensiones de algunas columnas.

#### 4.2. Diseño de losas

En el caso de los modelos de análisis para el programa CADSE, la losa se modeló a través de tres elementos de 12 cm de peralte en cada dirección principal de análisis (Figura 3.5). El modelado de la losa parte de la suposición de que ésta será colada monolíticamente con sus apoyos. A partir de los elementos mecánicos que resultaron del análisis estructural y de los estimados con ayuda de la Tabla 6.1 de las NTCDEC, se establecieron los momentos de diseño. Con fines de determinar el acero longitudinal de la losa, ésta se trató como viga, lo cual resultó en el uso de varillas del número 2.5 espaciadas en las franjas centrales a 30 cm y 12 cm para flexión positiva y negativa, respectivamente (para la flexión positiva rigió el requisito mínimo de acero por contracción y temperatura). En las franjas laterales el acero negativo se espació a 20 cm, ya que las NTCDEC indican que en éstas es suficiente con proporcionar el 60% del acero colocado en las franjas centrales.

Vale la pena precisar dos aspectos relacionados con el diseño de las losas: 1) Se tomó en cuenta el acero de la losa para la revisión a corte de los nudos; y 2) Inicialmente se estimó que el espesor de losa requerido para no revisar deflexiones era de 16 cm, el cual se consideró demasiado grande, de tal manera que se procedió a estimar las deflexiones obtenidas con el modelo de análisis de CADSE, y luego de sumarle la parte correspondiente a las deflexiones diferidas, se les comparó con las permitidas por las NTCDEC. La revisión resultó apenas satisfactoria. Se procedió a revisarla por segunda ocasión, pero ahora utilizando los momentos obtenidos a partir de la Tabla 6.1 de las mismas normas, y lo especificado por éstas en los incisos 3.1 y 3.2, excepto que para encontrar el valor del momento de Inercia  $I$  se consideró, en lugar de la Ecuación 3.3 de las NTCDEC (correspondiente a elementos que trabajan en una dirección) una modificación de la misma, mostrada a continuación:

$$I = \frac{2(I_{extremo}) + 8(I_{central})}{10} \quad (4.1)$$

Se consideró una franja de losa de un metro de ancho empotrada en sus extremos y se le estudió como si se tratara de una viga. Como el momento positivo actuante, correspondiente al estado límite de servicio, resultó valer casi lo mismo que el Momento de agrietamiento (0.46 ton-m y 0.45 ton-m, respectivamente) entonces en toda la longitud, excepto en los extremos, se recurrió a la sección bruta, y solo para los extremos se usó la sección transformada agrietada. También esta segunda revisión resultó apenas satisfactoria. Se procedió entonces a aceptar un espesor de losa de 12 cm. Dado que la planta de todos los edificios es similar, independientemente del número de pisos y de la zona para la que se diseñó, se consideró la misma losa para todos ellos.

#### 4.3. Diseño de vigas y columnas

Las vigas se diseñaron para acomodar los elementos mecánicos (cortantes y momentos flexionantes) obtenidos a partir del análisis estructural. Además, se revisó que todas las vigas cumplieran con los requisitos de deflexión y agrietamiento establecidos en las NTCDEC. Como se indica en el inciso 6.1.3 de las mismas, en las paredes de vigas con

peraltes superiores a 75 cm se proporcionó refuerzo longitudinal por cambios volumétricos, usándose varilla del número 2.5, que substituirá a las indicadas con el número 2 en las Figuras de este capítulo, con el fin de cumplir lo especificado en el inciso 1.5.2 (se indica que la barras de refuerzo deberán ser corrugadas), si la presentación comercial de estas últimas sigue siendo únicamente del tipo de barras lisas.

Inicialmente, las columnas se diseñaron por flexocompresión, cuidando que para todas las combinaciones de carga los puntos axial-momento se ubicaran dentro de los diagramas de flexocompresión de diseño. Una vez concluido el diseño por flexocompresión se procedió a diseñarlas por corte. Finalmente se revisó, conforme a los requerimientos de las NTCDEC para  $Q$  de 2, que la suma de momentos resistentes de las columnas que llegan a un nudo sea mayor o igual a la suma de los momentos resistentes de las vigas que llegan a ese mismo nudo

#### 4.4. Edificio I\_3

Conforme a lo discutido en el capítulo 3, el dimensionado y diseño de vigas y columnas se llevó a cabo en dos etapas: 1) Se cumplió primero con las limitaciones de deflexión vertical y desplazamientos laterales especificadas por las NTCDEC y NTCDS, respectivamente, y se revisó que las dimensiones y cuantía de acero longitudinal de los elementos estructurales fueran suficientes para acomodar los elementos mecánicos obtenidos directamente del análisis; y 2) Se revisó después que se cumpliera con el requerimiento de columna fuerte/viga débil, y que los nudos pudieran acomodar las fuerzas cortantes inducidas en ellos por las vigas.

Las secciones que se obtuvieron para la primera etapa fueron columnas de 40 cm x 40 cm, y vigas de 20 cm x 60 cm. Dado que durante la segunda etapa se estableció que las conexiones del edificio no podían acomodar las demandas de corte, se procedió a disminuir la cuantía de acero longitudinal en las vigas. Como ésto no fue suficiente, se decidió modificar las secciones, de tal manera que se obtuvieron columnas de 45 cm x 45 cm y vigas de 20 cm x 70 cm. Finalmente se incrementó la cuantía de acero en las columnas con respecto a la inicialmente propuesta, de tal manera que se cumpliera con el requisito de columna fuerte/viga débil. La Tabla 4.1 resume la revisión de las conexiones (tanto para cumplir con el requisito de columna fuerte/viga débil como para cumplir con el requisito a

Tabla 4.1 Revisión de nudos, edificio I\_3

Nudo		Viga		Columna		Rev. al Corte	Estatus	Resistencias	Estatus	Estatus
Nivel	Tipo	Base	Peralte	Sup.	Inf.	$(V_R/V_D \times 100)$	parcial	$\Sigma M_V < \Sigma M_C$	parcial	general
(#)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		(ton-m)		¿Cumple?
N1	p	20	70	45	45	108	OK	$42,0 < 57,9$	OK	Sí
	e	20	70	45	45	145	OK	$28,0 < 76,5$	OK	Sí
	c	20	70	45	45	108	OK	$42,0 < 57,9$	OK	Sí
N3	p	20	70	45	---	105	OK	$28,2 < 29,0$	OK	Sí
	c	20	70	45	---	105	OK	$28,2 < 29,0$	OK	Sí

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

corte). Las Figuras 4.1 y 4.2 muestran, respectivamente, los armados definitivos de vigas y columnas.

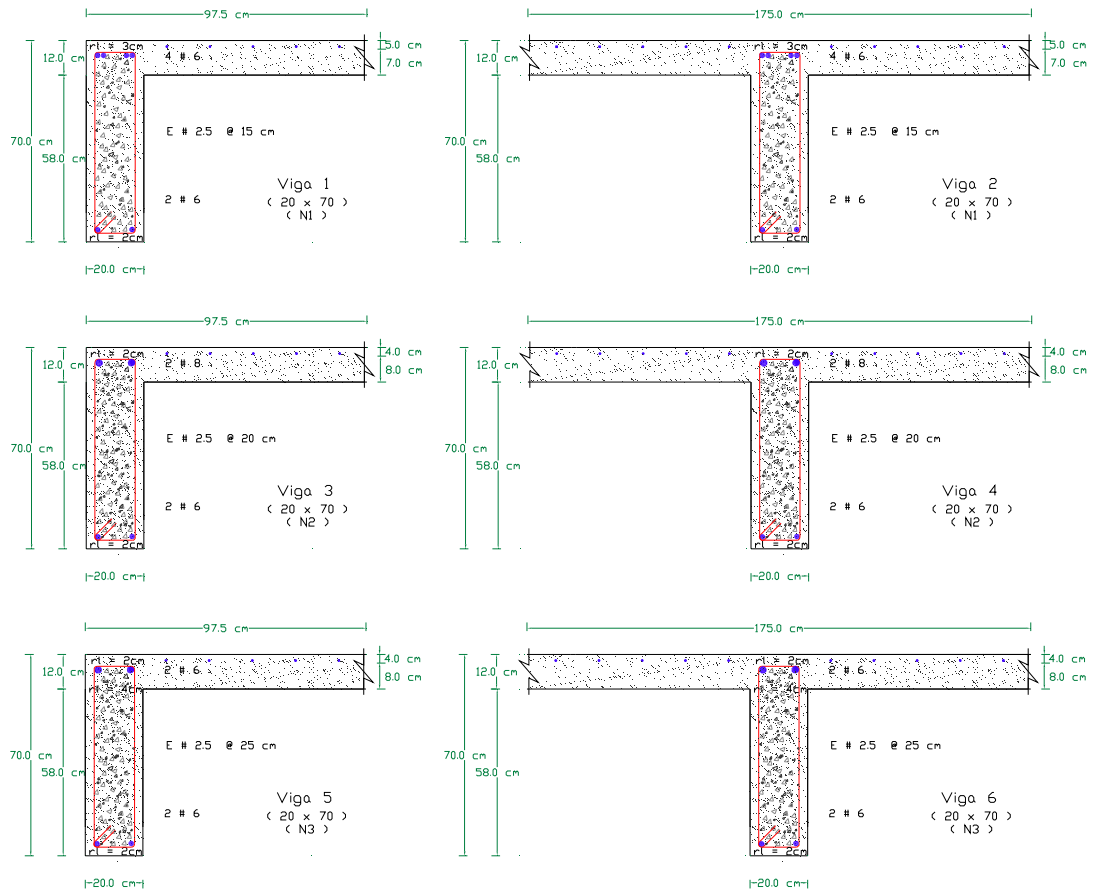


Figura 4.1 Dimensiones y armado de vigas, edificio I<sub>3</sub>

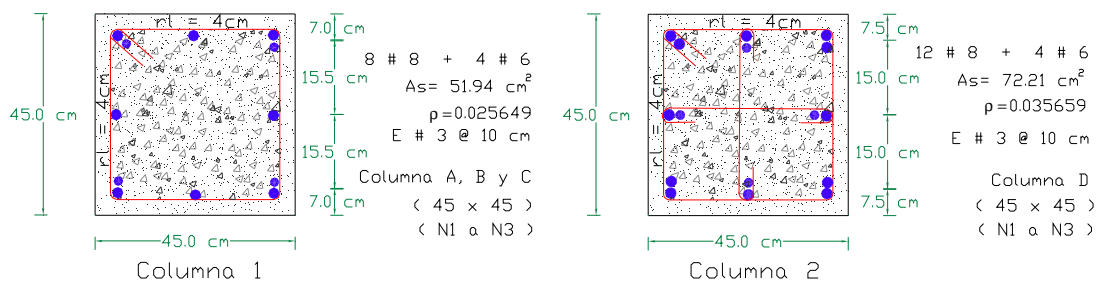


Figura 4.2 Dimensiones y armado de columnas, edificio I<sub>3</sub>

### 4.5. Edificio III\_3

Las secciones que se obtuvieron para la primera etapa fueron columnas de 50 cm x 50 cm, y vigas de 30 cm x 60 cm. Dado que durante la segunda etapa se estableció que las conexiones del edificio no cumplían con el requisito columna fuerte/viga débil y no podían acomodar las demandas de corte, se incrementó la sección transversal de las columnas a 65 cm x 65 cm y se redujo la cuantía de acero longitudinal de las vigas. La Tabla 4.2 resume la revisión de las conexiones. Las Figuras 4.3 y 4.4 muestran, respectivamente, los armados definitivos de vigas y columnas.

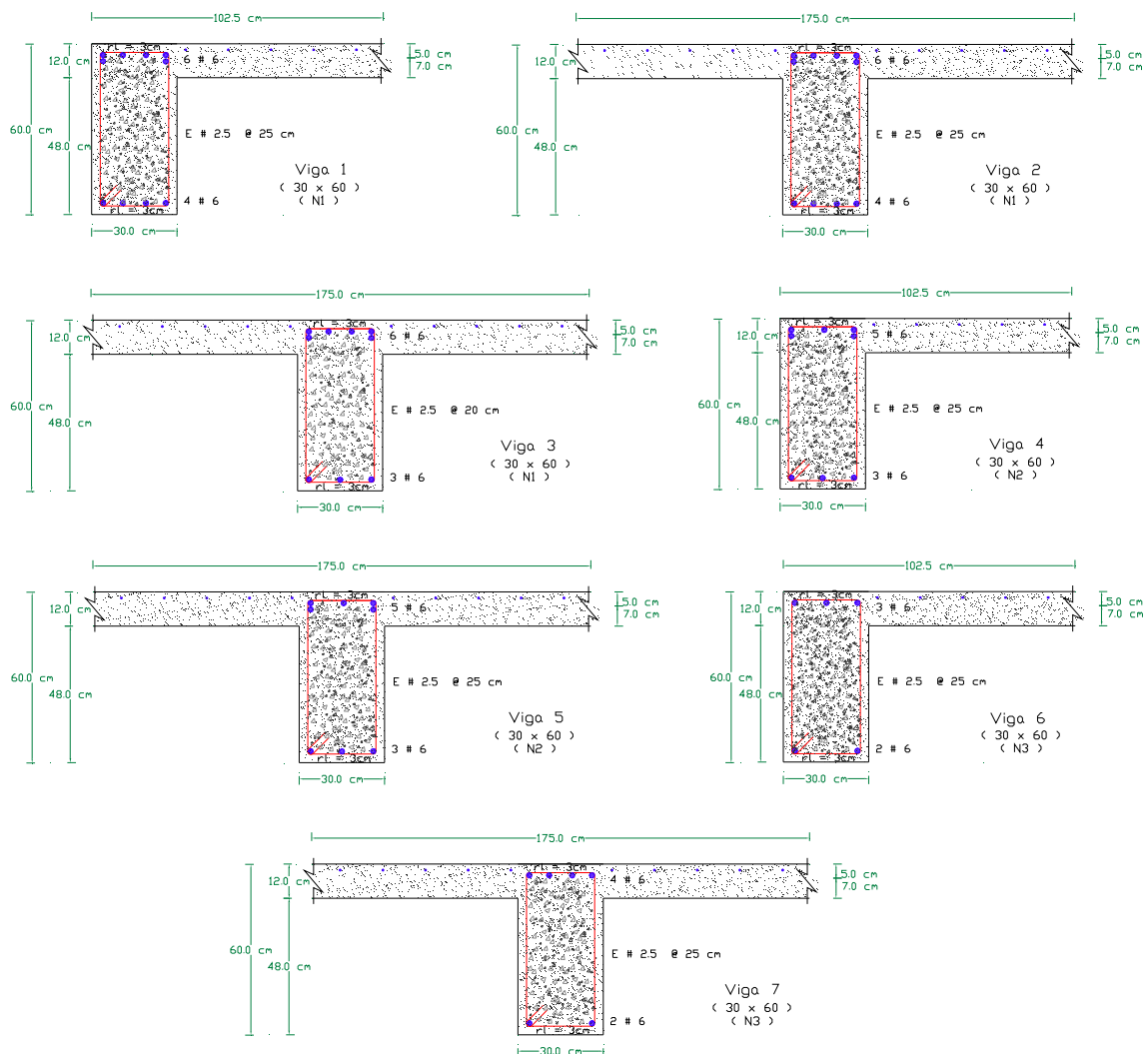


Figura 4.3 Dimensiones y armado de vigas, edificio III\_3

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

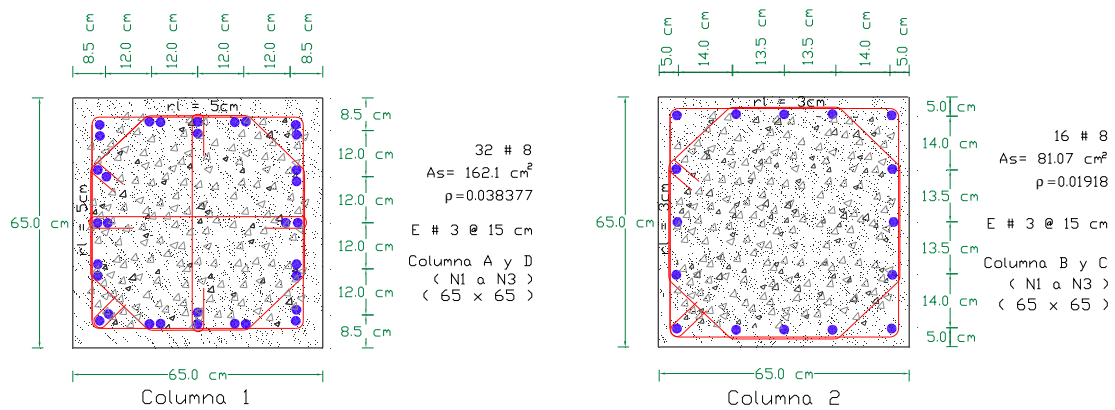


Figura 4.4 Dimensiones y armado de columnas, edificio III\_3

Tabla 4.2 Revisión de nudos, edificio III\_3

Nudo		Viga		Columna		Rev. al Corte	Estatus	Resistencias	Estatus	Estatus
Nivel	Tipo	Base	Peralte	Sup.	Inf.	( $V_R/V_D \times 100$ )	parcial	$\Sigma M_V < \Sigma M_C$	parcial	general
(#)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		(ton-m)		¿Cumple?
N1	p	30	60	65	65	150	OK	59,0 < 241,0	OK	Sí
	c	30	60	65	65	166	OK	53,0 < 136,0	OK	Sí
N3	p	30	60	65	---	192	OK	29,0 < 120,0	OK	Sí
	c	30	60	65	---	134	OK	35,0 < 68,0	OK	Sí

#### 4.6. Edificio I\_9

Este edificio contempló durante la primera etapa columnas con dimensiones que iban de 50 cm x 50 cm en los tres primeros niveles, hasta dimensiones de 40 cm x 40 cm para los dos niveles superiores. En cuanto a las vigas, se consideraron dimensiones variables que incluyeron secciones desde 25 cm x 75 cm en la planta baja hasta secciones de 20 cm x 55 cm en el último piso.

Debido al requerimiento de columna fuerte/viga débil impuesto en la segunda etapa, se tuvo la necesidad de aumentar la cuantía de acero longitudinal en las columnas. A pesar de lo anterior, no se logró que las conexiones tuvieran suficiente capacidad a corte, de tal manera que se recurrió a incrementar las secciones transversales de vigas y columnas. Sin embargo, se observó que el incremento de las secciones transversales de los elementos estructurales del edificio resultaron en un decremento de su periodo fundamental de vibración, lo que a su vez se vio reflejado en un incremento significativo de las fuerzas laterales de diseño (el edificio se encuentra ubicado en la rama descendente del espectro de diseño, como se muestra en la Figura 4.5). Dado que esto resultó en fuerzas laterales de diseño



considerablemente mayores que las contempladas inicialmente, se decidió regresar al dimensionado original de la edificación, y disminuir la sección transversal de las columnas de esquina (las demandas de corte en ellas son menores), y seleccionar rigurosamente las columnas cuyas dimensiones tuvieran que ser aumentadas, con la finalidad de no aumentar la rigidez global del edificio. Esto, junto con una reducción en el acero longitudinal de las vigas resultó, después de varias iteraciones, en que las conexiones cumplieran con sus requisitos de corte.

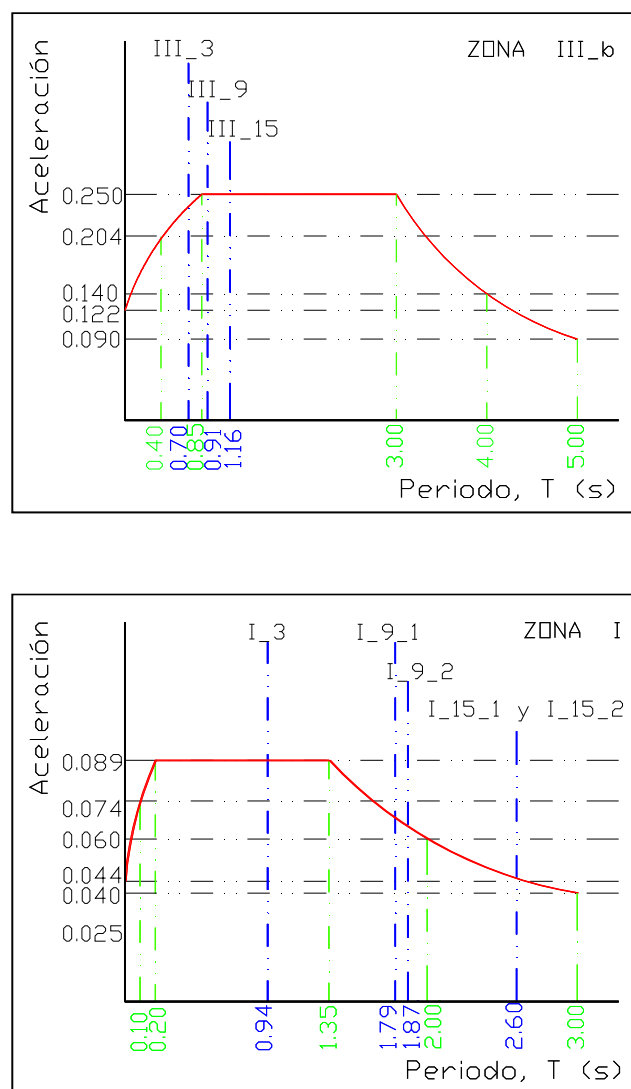


Figura 4.5 Espectros de aceleración usados en el análisis dinámico, y ubicación de los periodos de los edificios considerados

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

Dado lo complejo que resultó encontrar una solución eficiente que cumpliera con los requisitos de corte en las conexiones, se decidió estudiar el impacto de esta revisión en la sobrerresistencia del edificio. Con tal fin se establecieron dos versiones del edificio  $I_9$ : 1) Una que cumple con los requerimientos de corte en las conexiones ( $I_9_1$ ), y que corresponde a lo que hasta ahora se ha nombrado simplemente como edificio  $I_9$ , y 2) Otra que no cumple ( $I_9_2$ ).

Mientras que la Tabla 3.4 resume las dimensiones de columnas y vigas del edificio  $I_9_1$ , la Tabla 4.3 resume la revisión de sus conexiones. En esta última puede observarse que se aceptaron como satisfactorias las conexiones que cumplían al 88% con la revisión a corte, dado que en versiones preliminares se observó que para cumplir al 100% era necesario emplear secciones transversales exageradamente robustas, lo cual no sería aceptable para ningún despacho de cálculo estructural sujeto a las demandas de ahorro económico impuestas por el cliente. Las Figuras 4.6 y 4.7 muestran, respectivamente, los armados definitivos de vigas y columnas.

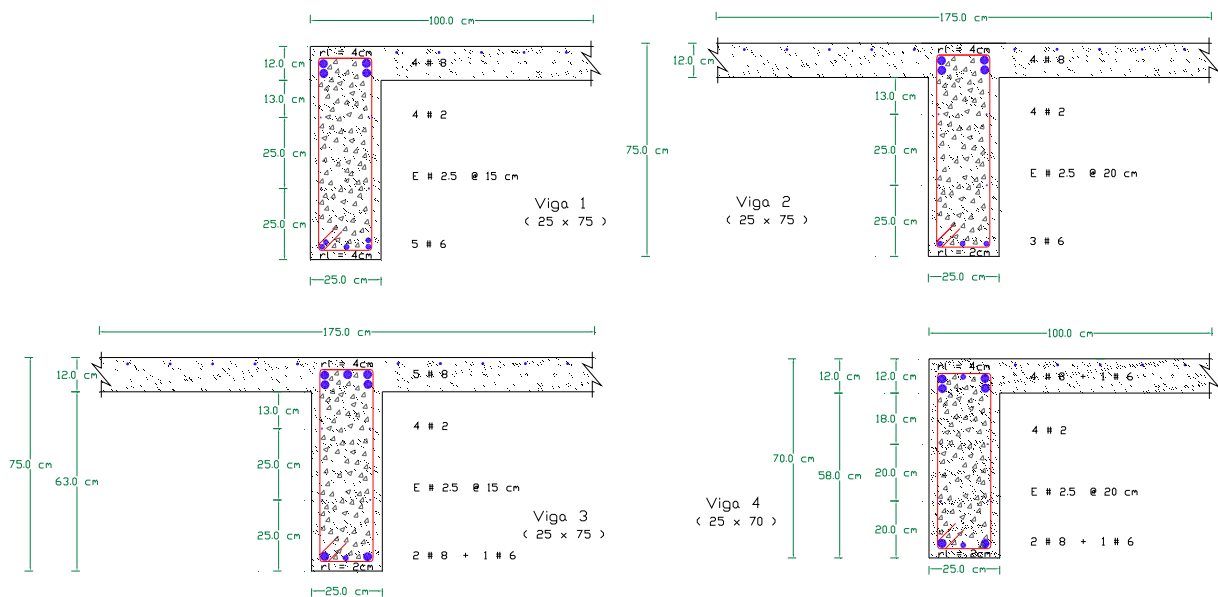


Figura 4.6 Dimensiones y armado de vigas, edificio  $I_9_1$

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

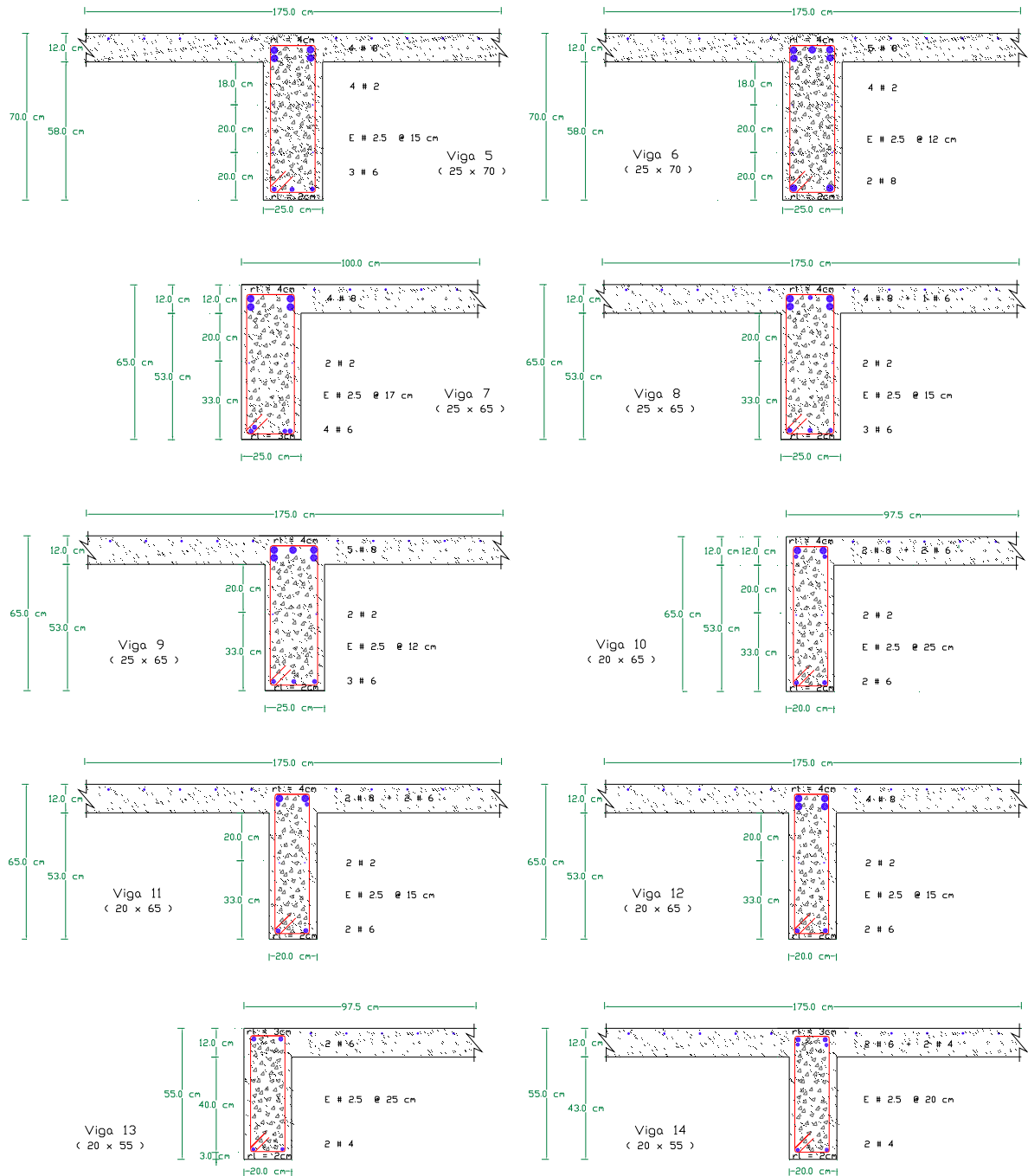


Figura 4.6 Dimensiones y armado de vigas, edificio *I\_9\_1* (continuación)

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

Tabla 4.3 Resultados de la revisión de nudos del edificio *I\_9\_1*

Nudo		Viga		Columna		Rev. al Corte	Estatus	Resistencias		Estatus	Estatus	
Nivel	Tipo	Base	Peralte	Inf.	Sup.	( $V_R/V_D \times 100$ )	parcial	$\Sigma M_V < \Sigma M_C$		parcial	general	
(#)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		(ton-m)	(ton-m)		¿Cumple?	
N1	c	25	75	50	50	94	OK	73,7	<	126,9	OK	Sí
	p	25	75	55	55	95	OK	88,3	<	110,2	OK	Sí
N2	c	25	70	50	50	96	OK	69,2	<	126,9	OK	Sí
	p	25	70	55	55	93	OK	87,0	<	110,2	OK	Sí
N3	c	25	70	50	50	96	OK	69,2	<	103,8	OK	Sí
	p	25	70	55	50	93	OK	87,0	<	95,0	OK	Sí
N4yN5	c	25	65	50	50	88	OK	70,0	<	80,8	OK	Sí
	p	25	65	50	50	88	OK	70,3	<	80,8	OK	Sí
N6	c	25	65	50	45	88	OK	70,0	<	75,6	OK	Sí
	p	25	65	50	45	88	OK	70,3	<	75,6	OK	Sí
N7yN8	c	20	65	45	45	94	OK	49,6	<	70,4	OK	Sí
	p	20	65	45	45	94	OK	49,6	<	70,4	OK	Sí
N9	c	20	55	45	---	151	OK	20,6	<	35,2	OK	Sí
	p	20	55	45	---	180	OK	15,8	<	35,2	OK	Sí

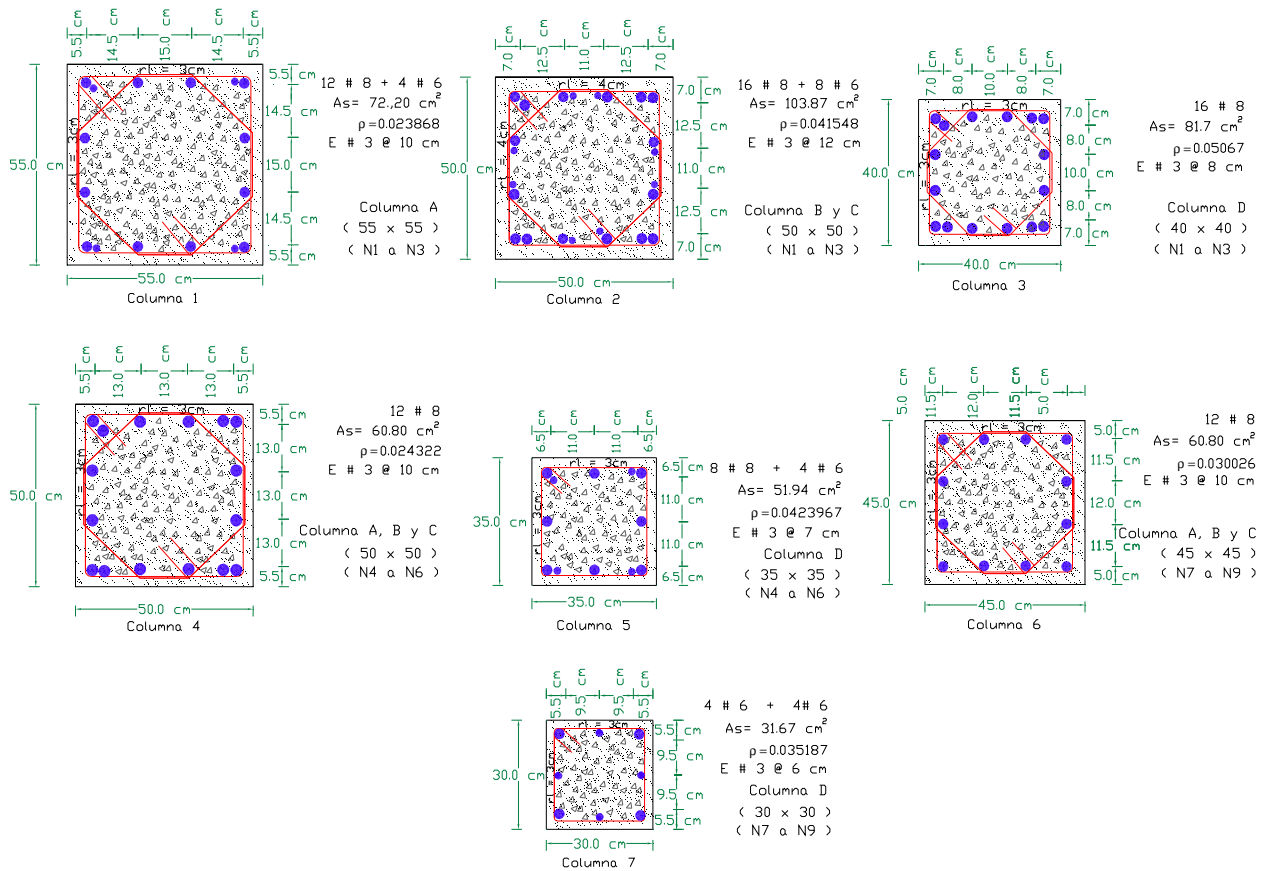


Figura 4.7 Dimensiones y armado de columnas, edificio *I\_9\_1*

#### 4.7. Edificio III\_9

Este edificio contempló durante la primera etapa columnas con dimensiones que iban de 80 cm x 80 cm en los cuatro primeros niveles, hasta dimensiones de 55 cm x 55 cm para los dos niveles superiores. En cuanto a las vigas, se consideraron dimensiones variables que incluyeron secciones desde 30 cm x 115 cm en la planta baja hasta secciones de 20 cm x 65 cm en el último piso. Dado que durante el diseño de los demás edificios fue necesario disminuir la cuantía de acero longitudinal en las vigas con respecto a lo inicialmente contemplado (para que se cumpliera con el requisito columna fuerte/viga débil), el diseño de las vigas del edificio III\_9 contempló desde el inicio cuantías bajas de acero (muy cercanas al límite inferior). A pesar de esto, fue necesario incrementar en 10 cm el peralte de las vigas de los niveles 5 y 6 para hacer posible que las conexiones pasaran su revisión a corte. La cuantía del acero longitudinal contemplado inicialmente para algunas columnas tuvo que incrementarse para cumplir con el requisito columna fuerte/viga débil. En la Tabla 4.4, que resume la revisión de las conexiones, puede observarse que se aceptaron como satisfactorias las conexiones que cumplían al 90% con la revisión a corte, dado que en versiones preliminares se observó que para cumplir al 100% era necesario emplear secciones transversales exageradamente robustas, lo cual no sería aceptable para ningún despacho de cálculo estructural sujeto a las demandas de ahorro económico impuestas por el cliente. Las Figuras 4.8 y 4.9 muestran, respectivamente, los armados definitivos de vigas y columnas.

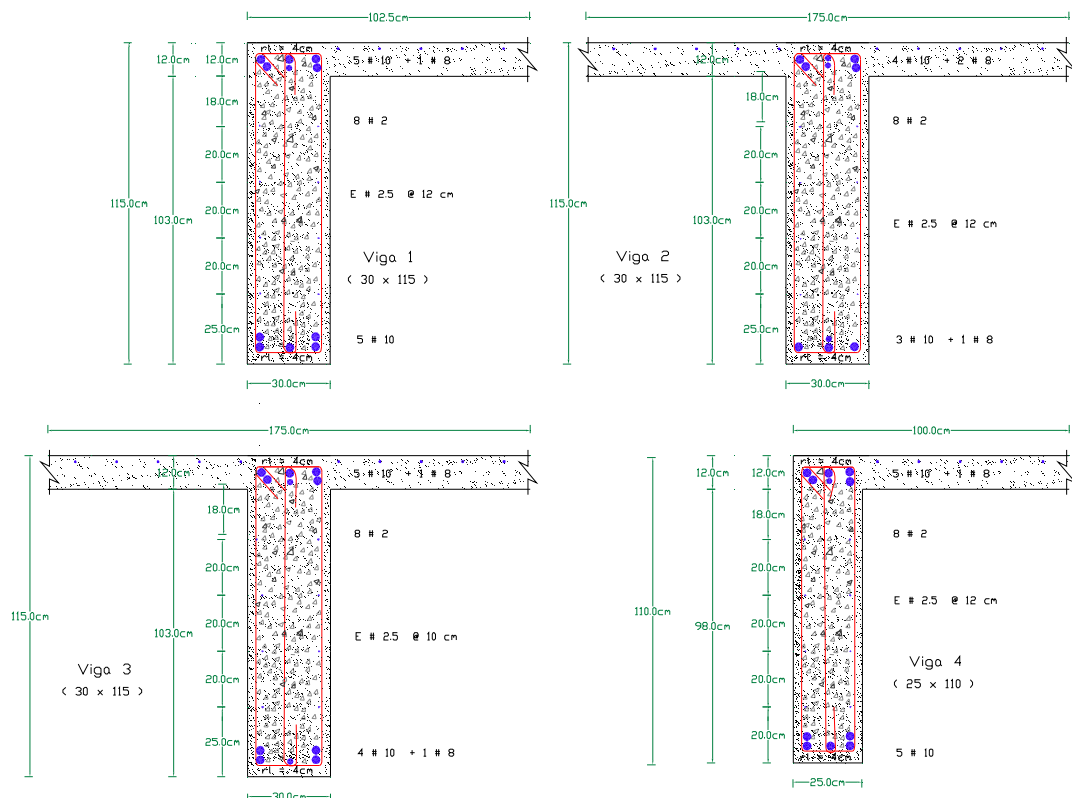


Figura 4.8 Dimensiones y armado de vigas, edificio III\_9

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

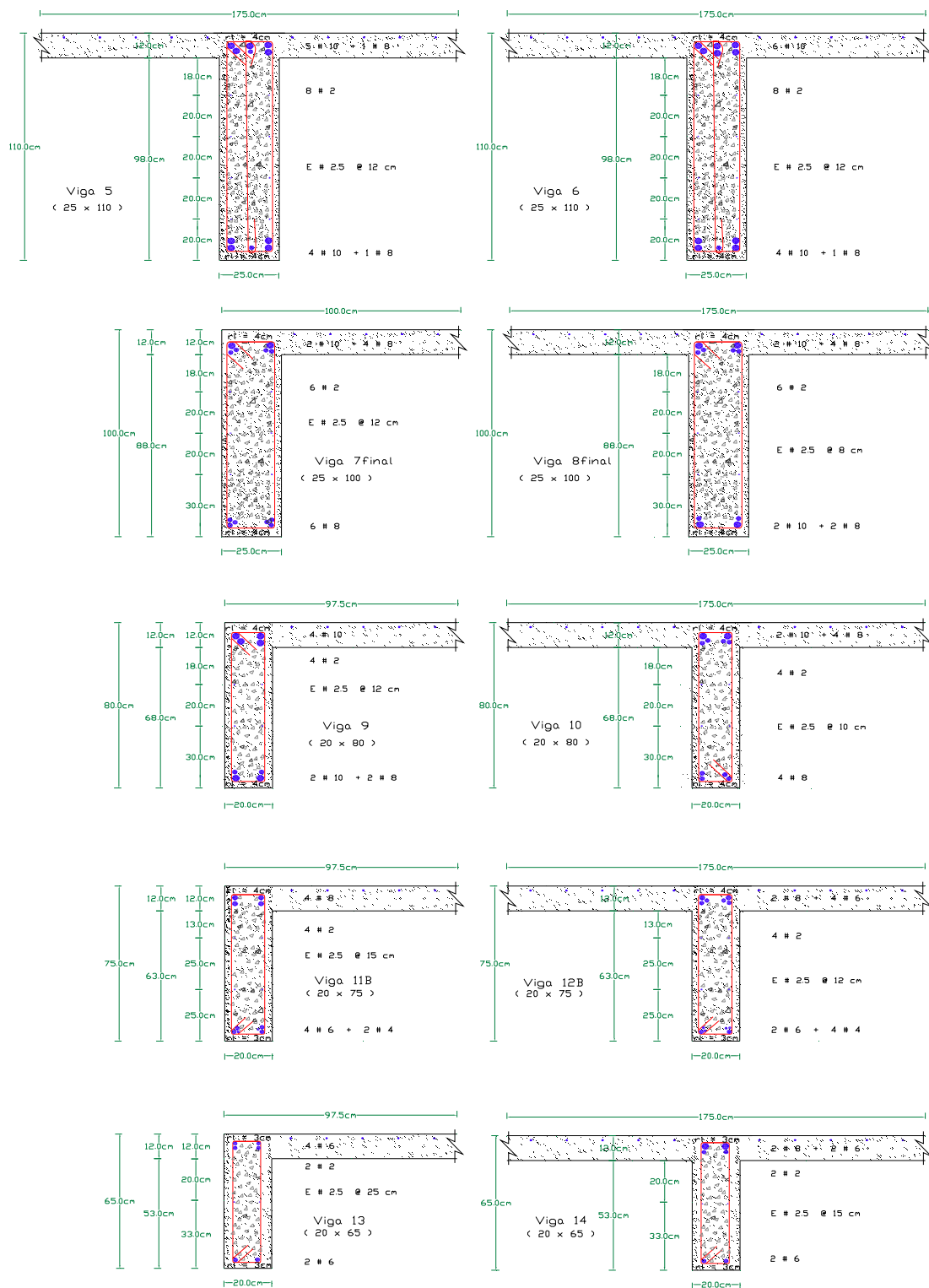


Figura 4.8 Dimensiones y armado de vigas, edificio III\_9 (continuación)

## Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con $Q = 2$ . Diseño Estructural

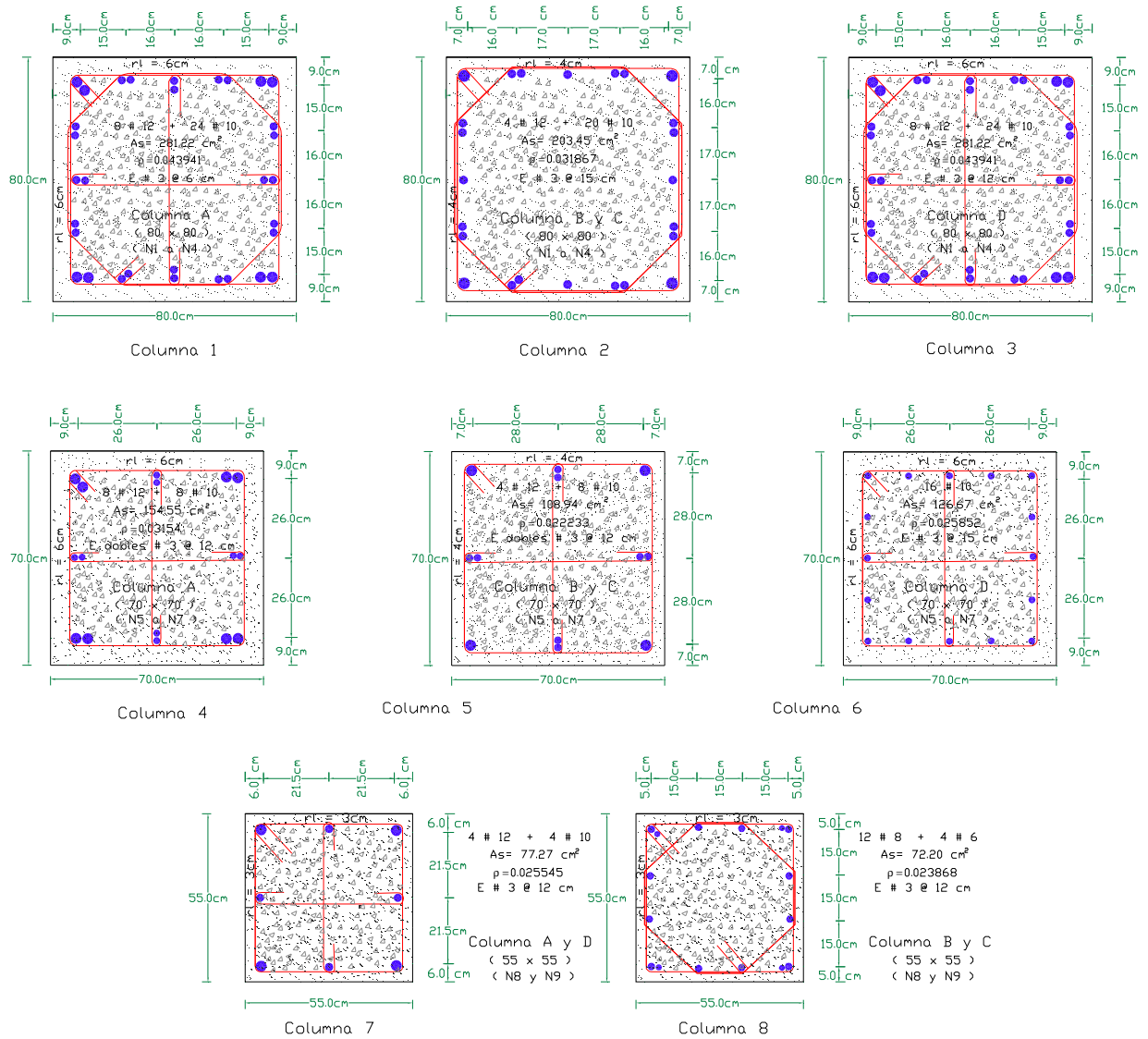


Figura 4.9 Dimensiones y armado de columnas, edificio III\_9

Tabla 4.4 Revisión de nudos, edificio III\_9

Nudo		Viga		Columna		Rev. al Corte	Estatus	Resistencias		Estatus	Estatus	
Nivel	Tipo	Base	Peralte	Inf.	Sup.	$(V_R/V_D \times 100)$	parcial	$\Sigma M_V < \Sigma M_C$		parcial	general	
(#)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		(ton-m)		(ton-m)	¿Cumple?	
N1	c	30	115	80	80	98	OK	329,2	<	429,6	OK	Sí
	p	30	115	80	80	98	OK	340,7	<	556,8	OK	Sí
N2yN3	c	25	110	80	80	100	OK	313,8	<	429,6	OK	Sí
	p	25	110	80	80	97	OK	324,8	<	556,8	OK	Sí
N4	c	25	110	80	70	99	OK	313,8	<	320,4	OK	Sí
	p	25	110	80	70	96	OK	324,8	<	417,2	OK	Sí
N5yN6	c	25	90	70	70	92	OK	192,4	<	211,2	OK	Sí
	p	25	90	70	70	90	OK	231,3	<	277,6	OK	Sí
N7	c	20	80	70	55	91	OK	153,8	<	160,7	OK	Sí
	p	20	80	70	55	90	OK	156,9	<	196,4	OK	Sí
N8	c	20	75	55	55	96	OK	83,0	<	110,2	OK	Sí
	p	20	75	55	55	98	OK	81,2	<	115,2	OK	Sí
N9	c	20	65	55	---	141	OK	54,0	<	55,1	OK	Sí
	p	20	65	55	---	165	OK	44,1	<	57,6	OK	Sí

#### 4.8. Edificio I\_15

El proceso para llegar a la versión final del edificio I\_15 fue muy similar al descrito para el edificio I\_9. Las dimensiones que resultaron de la primera etapa del diseño se resumen en la Tabla 4.5. Durante la segunda etapa hubo que modificar las secciones transversales y armados de los elementos estructurales para que cumplieran con los requerimientos de columna fuerte/viga débil, y de corte en los nudos.

Inicialmente se planteó incrementar las dimensiones de vigas y columnas, pero se observó, como se muestra en la Figura 4.5, que el periodo fundamental de vibración del edificio I\_15 se encuentra en la rama descendente del espectro de diseño, por lo cual lo anterior implicaba que el valor del cortante basal  $V_b$  aumentara, lo cual a su vez implicaba la necesidad de usar mayor acero longitudinal en las vigas y que las columnas siguieran sin pasar a corte. Se intentó varias veces, con el mismo resultado, incrementar las dimensiones. Entonces se procedió a modificar las secciones transversales de vigas y columnas de tal manera que las conexiones que no cumplían con sus requerimientos de corte se vieran beneficiadas sin que se redujera el periodo fundamental de vibración del edificio. Esto se logró mediante los dos cambios siguientes: A) Ajuste en las dimensiones de las vigas (en los 4 primeros niveles se disminuyó tanto su base como peralte, en los niveles 5 y 6 se redujo la base, en los niveles 7 a 10 se aumentó el peralte y se redujo la base, y en los niveles 11 y 10 se disminuyó el peralte); y B) Aumento en la sección transversal de las columnas únicamente en los niveles estrictamente necesarios (los 7 niveles superiores del edificio). Aparte de lo anterior, fue necesario reducir la cuantía de acero de las vigas al mínimo necesario, e incrementar la cuantía de acero en las columnas.



Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

Tabla 4.5 Sección transversal de vigas y columnas de la propuesta inicial del edificio  $I_{15}$

	Nivel (#)	Sección		Nivel (#)	Sección
Vigas	N1 a N4	30 x 80	Columnas	N1 a N4	65 x 65
	N5 a N6	30 x 75		N5 a N8	55 x 55
	N7 a N8	30 x 70		N9 a N12	45 x 45
	N9 a N10	30 x 65		N13 a N15	35 x 35
	N11 a N12	25 x 65			
	N13 a N14	20 x 65			
	N15	20 x 50			

Dado lo complejo que resultó encontrar una solución eficiente que cumpliera con los requisitos de corte en las conexiones, se decidió estudiar el impacto de esta revisión en la sobrerresistencia del edificio. Con tal fin se establecieron dos versiones del edificio  $I_{15}$ :  
1) Una que cumple con los requerimientos de corte en las conexiones ( $I_{15}_1$ ), y que corresponde a lo que hasta ahora se ha nombrado simplemente como edificio  $I_{15}$ , y  
2) Otra que no cumple ( $I_{15}_2$ ).

Tabla 4.6 Revisión de nudos, edificio  $I_{15}_1$

Nudo		Viga		Columna		Rev. al Corte	Estatus	Resistencias		Estatus	Estatus	
Nivel	Tipo	Base	Peralte	Inf.	Sup.	$(V_R/V_D \times 100)$	parcial	$\Sigma M_V < \Sigma M_C$		parcial	general	
(#)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		(ton-m)	(ton-m)		¿Cumple?	
N1	c	25	75	65	65	103	OK	112,7	<	302,4	OK	Sí
	p	25	75	55	55	90	OK	99,7	<	162,1	OK	Sí
N2-N3	c	25	75	65	65	106	OK	112,7	<	302,4	OK	Sí
	p	25	75	55	55	92	OK	99,7	<	162,1	OK	Sí
N4	c	25	75	65	55	106	OK	112,7	<	232,3	OK	Sí
	p	25	75	55	55	92	OK	99,7	<	162,1	OK	Sí
N5-N6	c	25	75	55	55	92	OK	99,8	<	162,1	OK	Sí
	p	25	75	55	55	94	OK	93,5	<	162,1	OK	Sí
N7	c	25	75	55	55	99	OK	87,9	<	162,1	OK	Sí
	p	25	75	55	55	89	OK	99,8	<	162,1	OK	Sí
N8	c	25	75	55	50	99	OK	87,9	<	121,1	OK	Sí
	p	25	75	55	50	89	OK	99,8	<	109,1	OK	Sí
N9-N10	c	25	70	50	50	96	OK	69,2	<	80,0	OK	Sí
	p	25	70	50	50	88	OK	76,3	<	80,0	OK	Sí
N11	c	25	70	50	50	108	OK	60,0	<	80,0	OK	Sí
	p	25	70	50	50	102	OK	64,0	<	80,0	OK	Sí
N12	c	25	70	50	45	108	OK	60,0	<	61,2	OK	Sí
	p	25	70	50	45	88	OK	76,3	>	75,2	OK	Sí
N13-N14	c	20	65	45	45	105	OK	40,2	<	42,4	OK	Sí
	p	20	65	45	45	93	OK	47,5	<	70,4	OK	Sí
N15	c	20	65	45	---	110	OK	22,2	>	21,2	OK	Sí
	p	20	65	45	---	110	OK	22,2	<	35,2	OK	Sí

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

Mientras que la Tabla 3.6 resume las dimensiones de columnas y vigas del modelo  $I_{15\_I}$ , la Tabla 4.6 resume la revisión de sus conexiones. En esta última puede observarse que se aceptaron como satisfactorias las conexiones que cumplían al 90% con la revisión a corte, por la misma razón que en los dos edificios anteriores. Las Figuras 4.10 y 4.11 muestran, respectivamente, los armados definitivos de vigas y columnas.

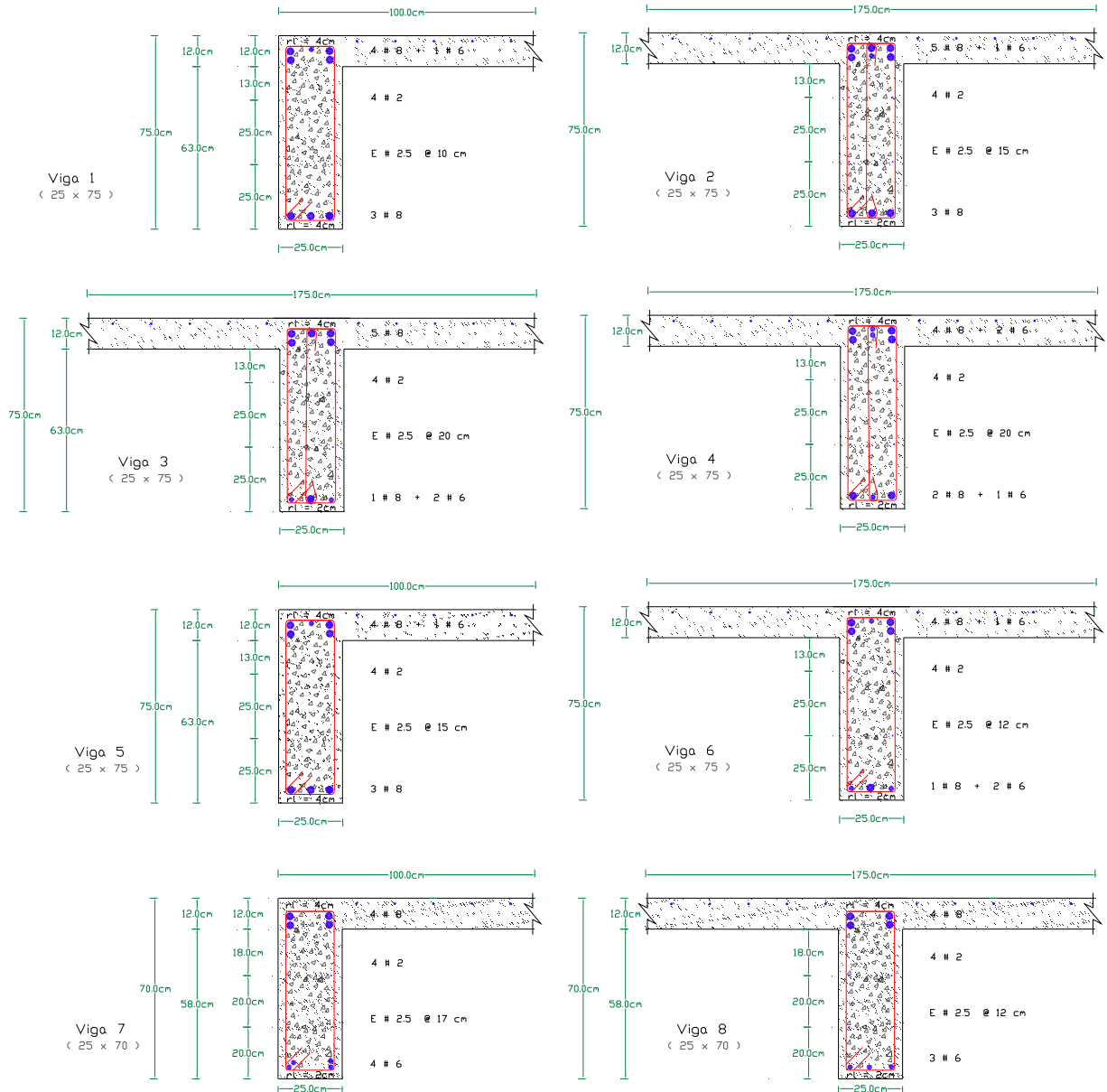


Figura 4.10 Dimensiones y armado de vigas, edificio  $I_{15\_I}$

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

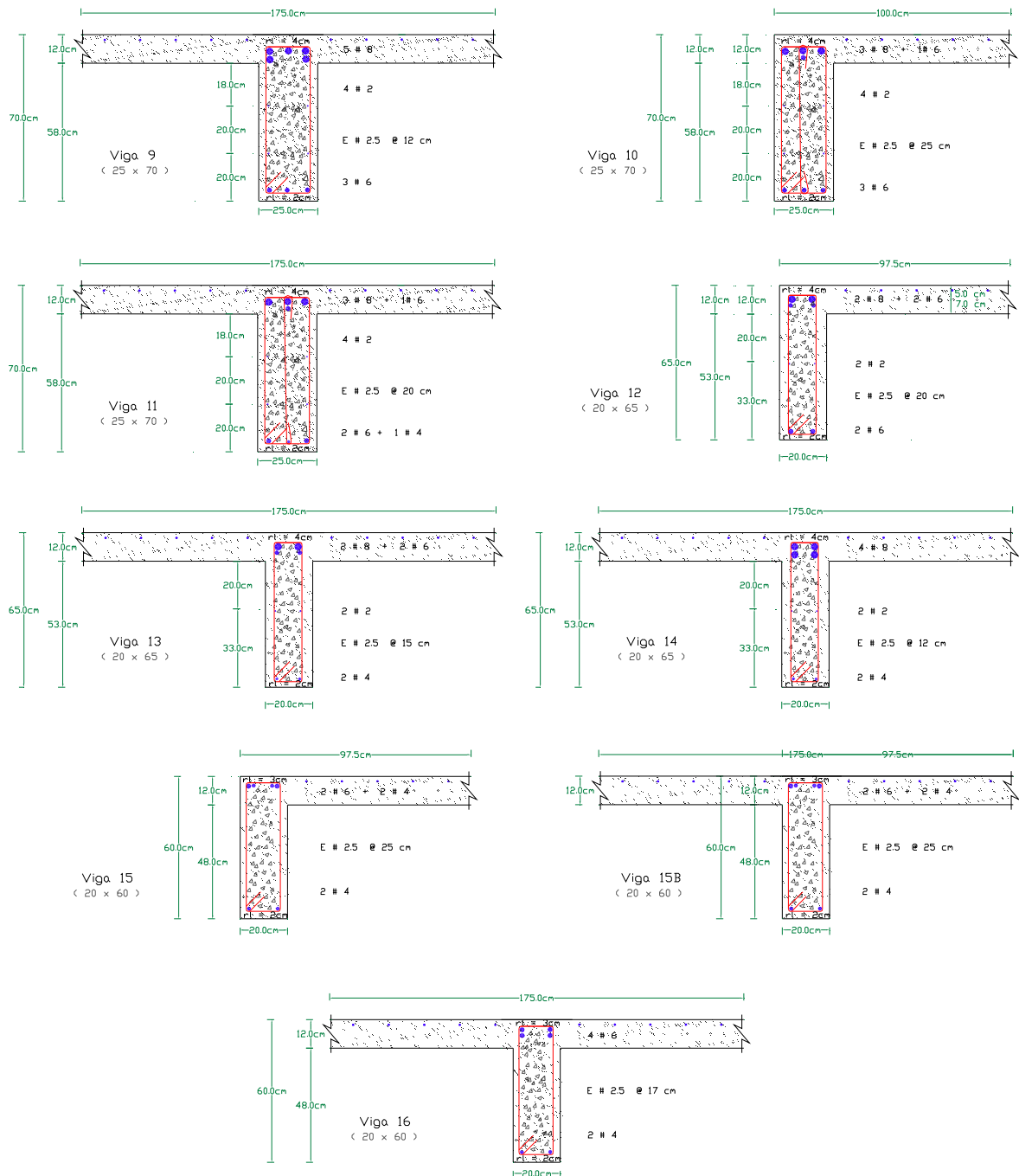


Figura 4.10 Dimensiones y armado de vigas, edificio *I\_15\_1* (continuación)

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

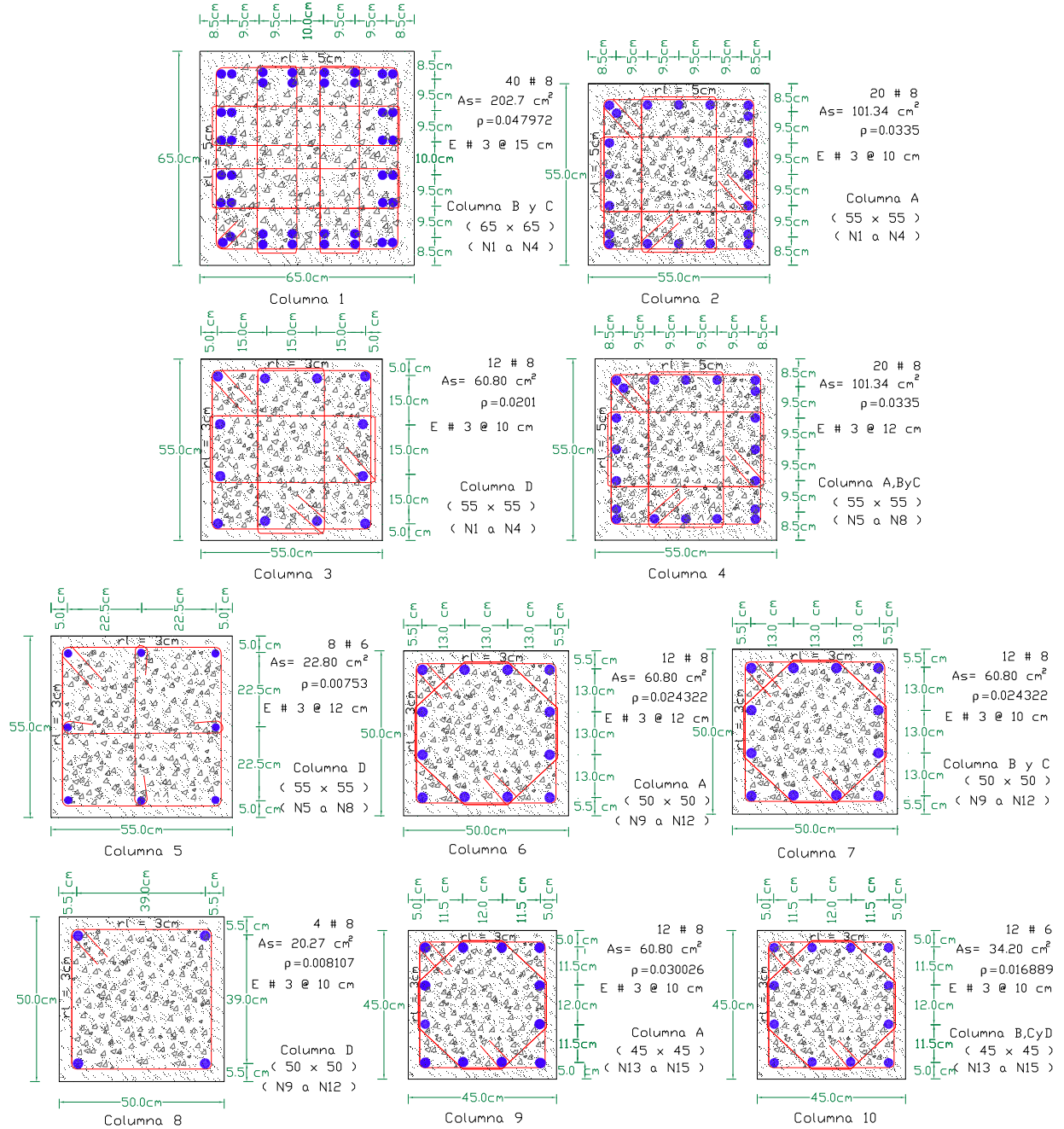


Figura 4.11 Dimensiones y armado de columnas, edificio I\_15\_1

#### 4.9. Edificio III\_15

Dado que durante el diseño de los demás edificios fue necesario disminuir la cuantía de acero longitudinal en las vigas con respecto a lo inicialmente contemplado (para que se cumpliera con el requisito columna fuerte/viga débil), el diseño de las vigas del edificio III\_15 contempló desde el inicio cuantías bajas de acero (muy cercanas al límite inferior). A pesar de esto, fue necesario incrementar la cuantía del acero longitudinal contemplada inicialmente para algunas columnas. La Tabla 4.7 resume la revisión de las conexiones. En esta última puede observarse que se aceptaron como satisfactorias las conexiones que cumplían al 88% con la revisión a corte, por la misma razón que en los edificios anteriores. Las Figuras 4.12 y 4.13 muestran, respectivamente, los armados definitivos de vigas y columnas.

Tabla 4.7 Revisión de nudos, edificio III\_15

Nudo		Viga		Columna		Rev. al Corte	Estatus	Resistencias		Estatus	Estatus	
Nivel	Tipo	Base	Peralte	Inf.	Sup.	$(V_R/V_D \times 100)$	parcial	$\Sigma M_V < \Sigma M_C$		parcial	general	
(#)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		(ton-m)	<	(ton-m)		¿Cumple?
N1	c	35	130	100	100	94	OK	613,8	<	853,6	OK	Sí
	p	35	130	100	100	100	OK	577,7	<	1084,8	OK	Sí
N2-N3	c	35	130	100	100	111	OK	613,8	<	853,6	OK	Sí
	p	35	130	100	100	117	OK	577,7	<	1084,8	OK	Sí
N4	c	35	130	100	90	111	OK	613,8	<	620,0	OK	Sí
	p	35	130	100	90	117	OK	577,7	<	815,2	OK	Sí
N5-N6	c	35	125	90	90	88	OK	555,5	>	545,6	OK	Sí
	p	35	125	90	90	94	OK	521,4	<	545,4	OK	Sí
N8	c	35	125	90	80	88	OK	545,1	>	539,2	OK	Sí
	p	35	125	90	80	108	OK	447,3	<	471,6	OK	Sí
N9	c	30	120	80	80	91	OK	418,8	<	532,8	OK	Sí
	p	30	120	80	80	109	OK	352,8	<	397,6	OK	Sí
N10	c	25	120	80	80	91	OK	404,7	<	532,8	OK	Sí
	p	25	120	80	80	104	OK	354,6	<	397,6	OK	Sí
N11	c	25	110	80	80	99	OK	319,2	<	532,8	OK	Sí
	p	25	110	80	80	112	OK	280,5	<	397,6	OK	Sí
N12	c	25	100	80	70	100	OK	272,3	<	332,0	OK	Sí
	p	25	100	80	70	107	OK	252,7	<	307,6	OK	Sí
N13	c	25	90	70	70	98	OK	176,5	<	192,0	OK	Sí
	p	25	90	70	70	108	OK	160,2	<	217,6	OK	Sí
N14	c	20	80	70	70	120	OK	118,0	<	192,0	OK	Sí
	p	20	80	70	70	148	OK	93,0	<	217,6	OK	Sí
N15	c	20	80	70	---	119	OK	73,6	<	96,0	OK	Sí
	p	20	80	70	---	150	OK	55,7	<	108,8	OK	Sí

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

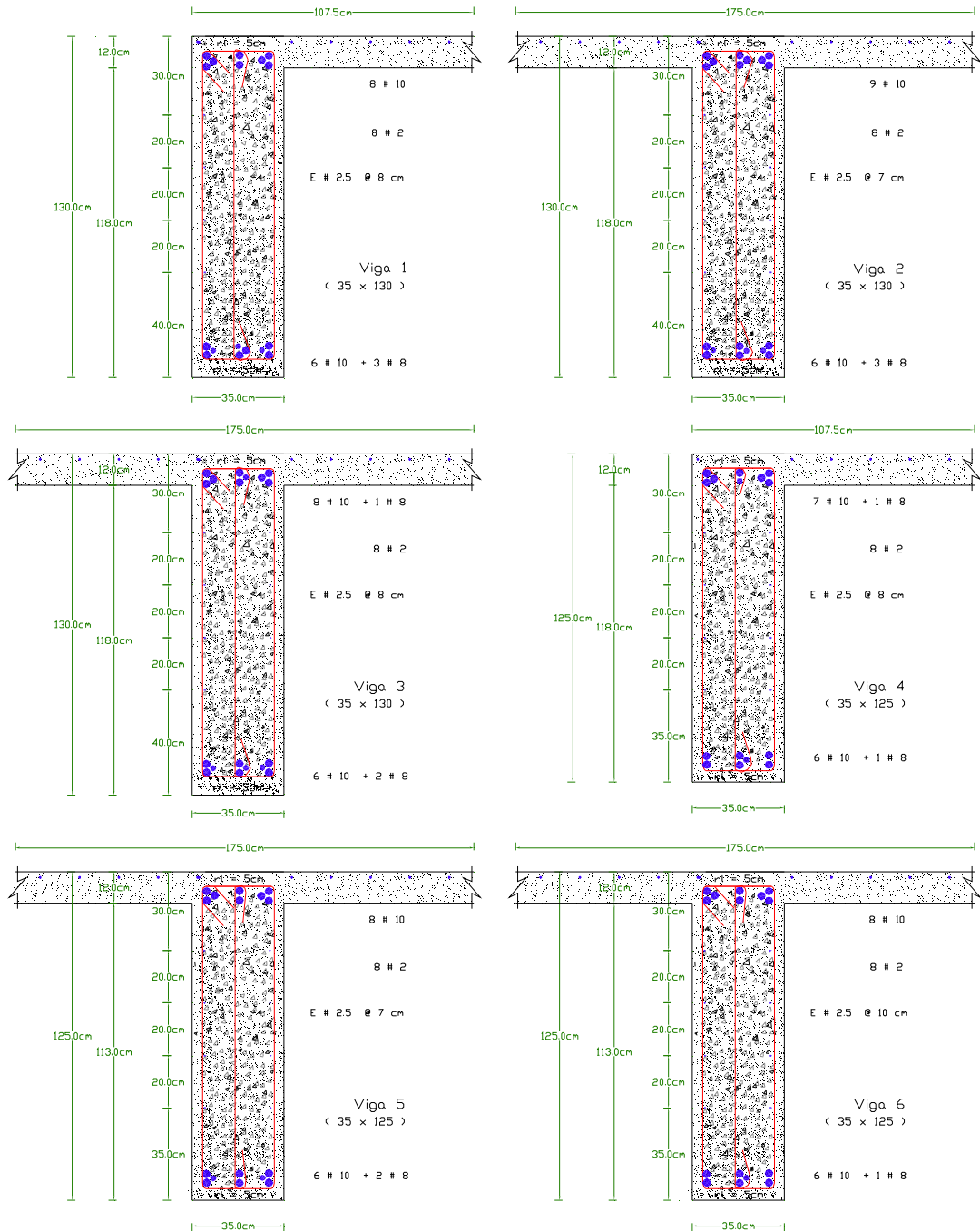


Figura 4.12 Dimensiones y armado de vigas, edificio III\_15

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
 Diseño Estructural

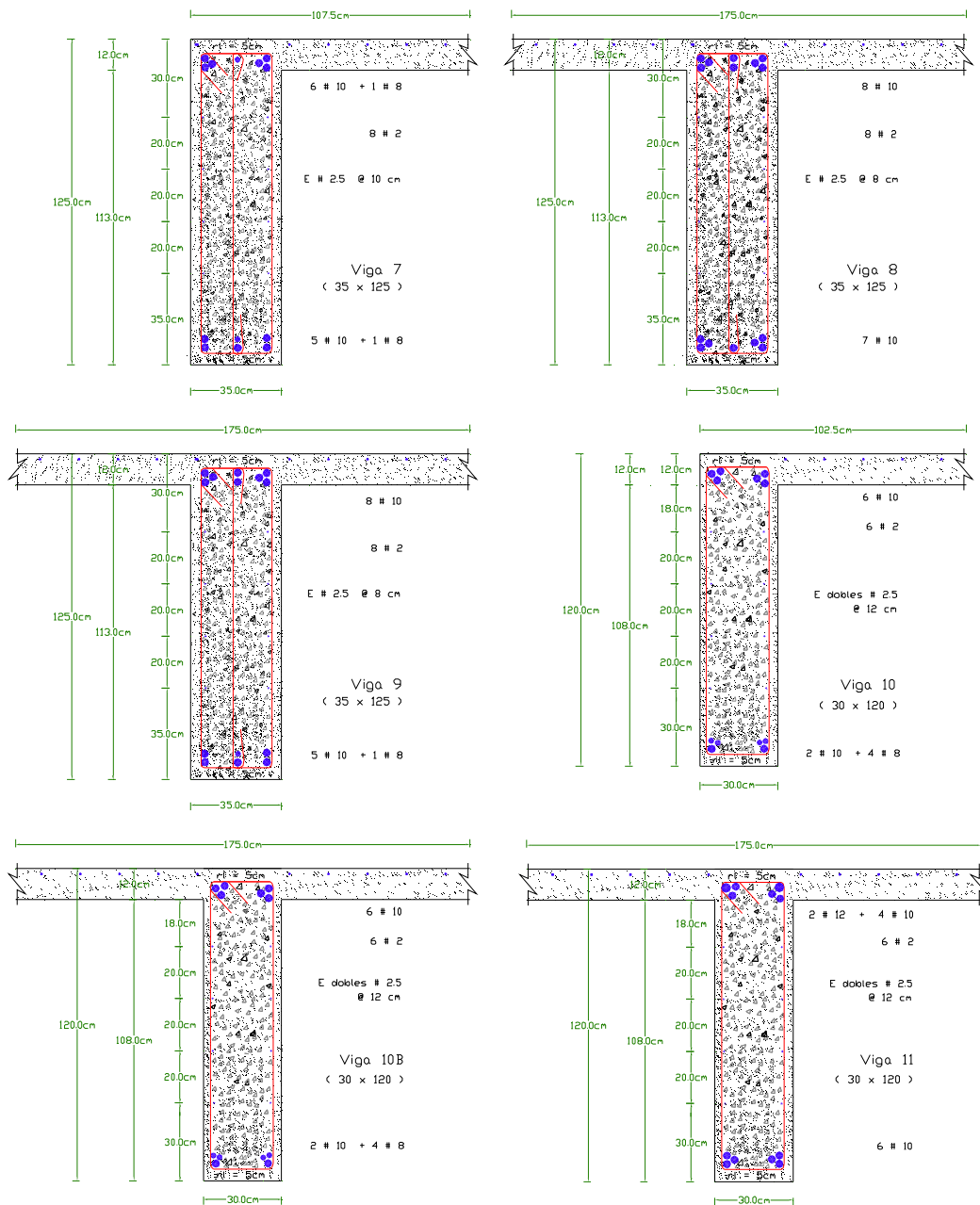


Figura 4.12 Dimensiones y armado de vigas, edificio III\_15 (continuación)

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

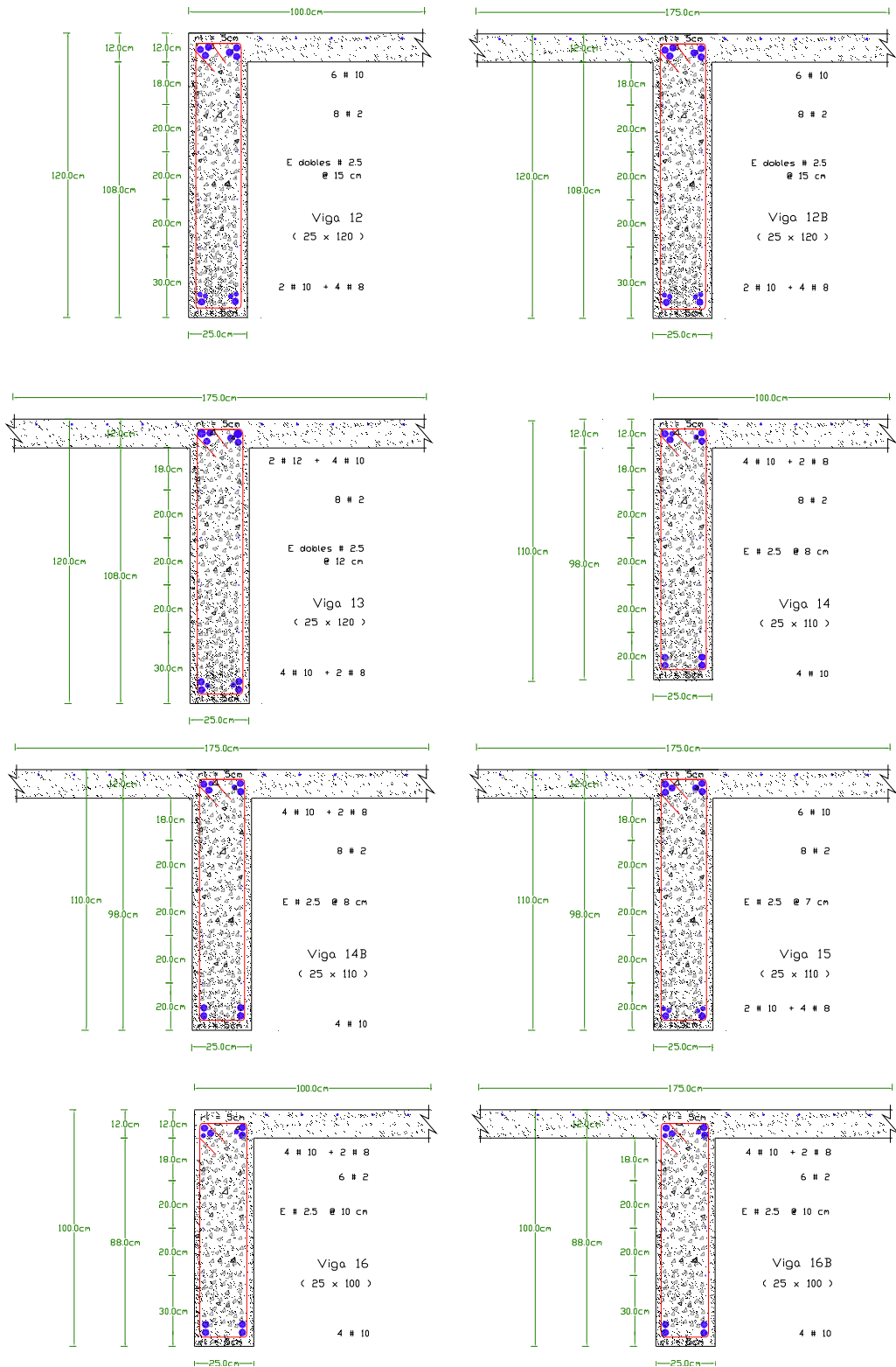


Figura 4.12 Dimensiones y armado de vigas, edificio III\_15 (continuación)



Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Diseño Estructural

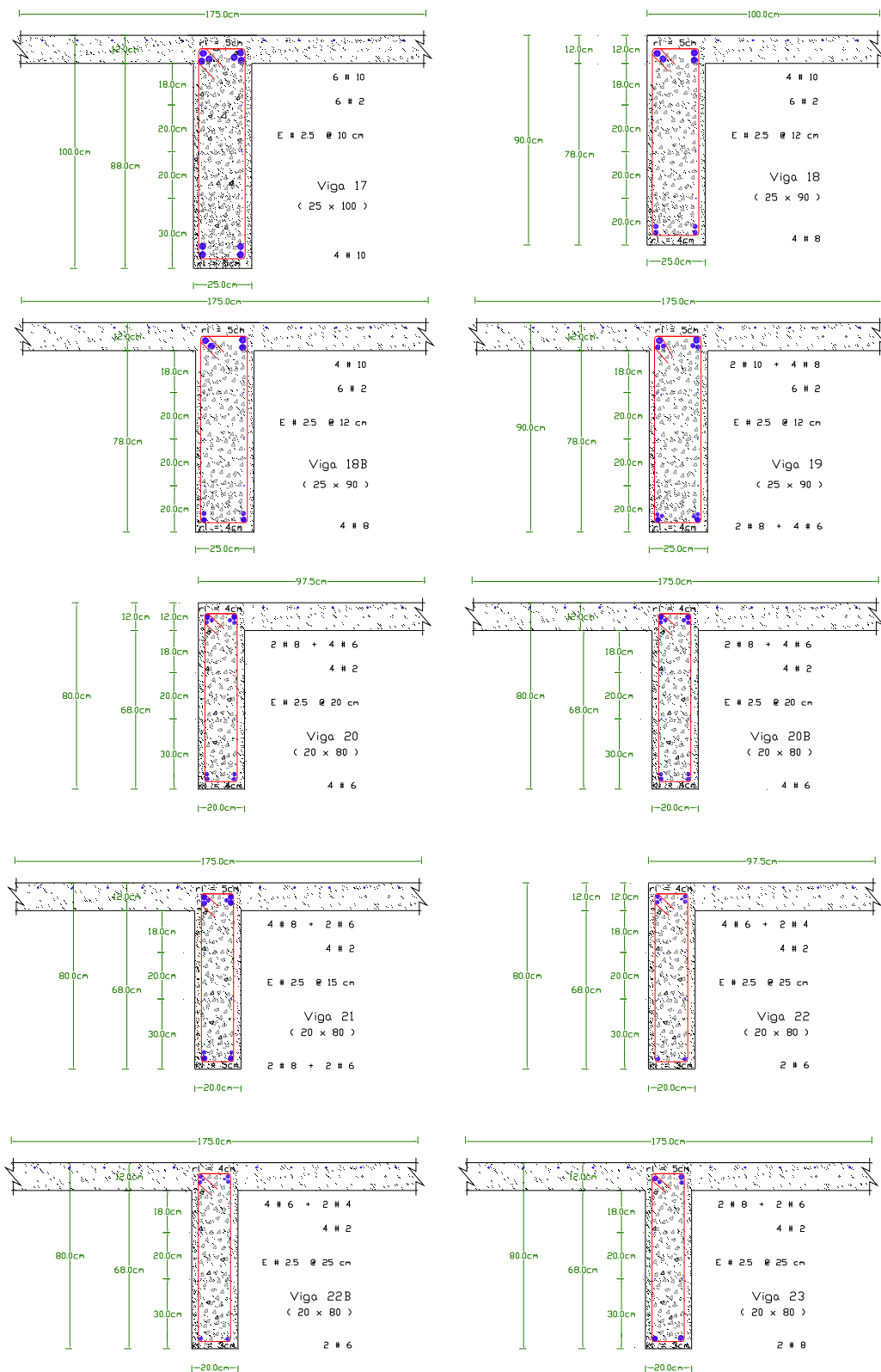


Figura 4.12 Dimensiones y armado de vigas, edificio III\_15 (continuación)

## Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con $Q = 2$ . Diseño Estructural

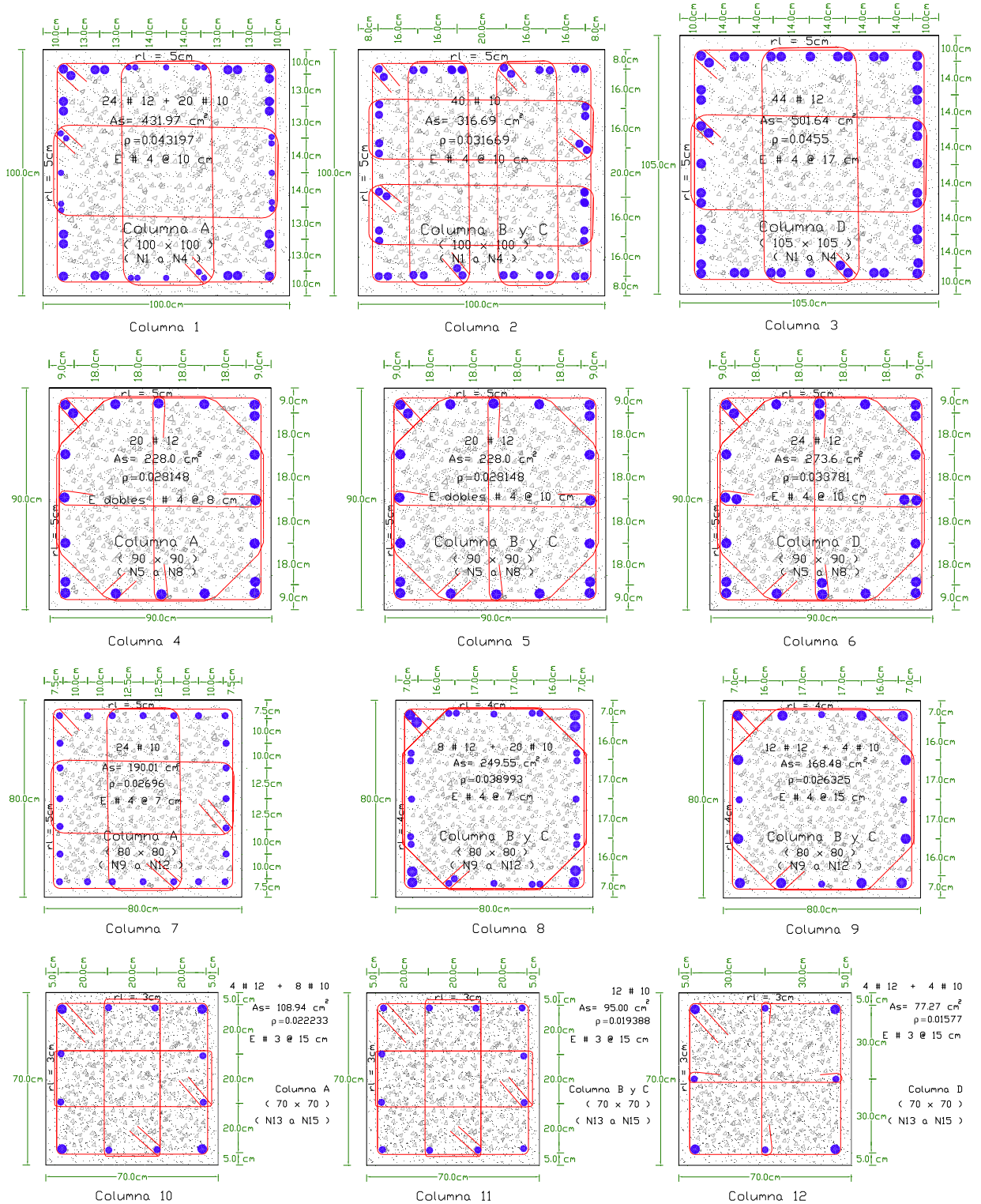


Figura 4.13 Dimensiones y armado de columnas, edificio III\_15

## 5. ANÁLISIS NO LINEAL

Una vez diseñados los edificios conforme al RCDF y sus normas técnicas complementarias, se llevó a cabo una serie de análisis estáticos no lineales de los mismos con el fin de determinar sus características mecánicas a nivel global. Es de particular interés para esta tesis establecer el cortante basal último de los edificios para establecer su sobrerresistencia con respecto al cortante basal de diseño.

### 5.1. Análisis estático no-lineal

Una herramienta útil para evaluar las características mecánicas globales de una estructura es un análisis estático no-lineal bajo deformación lateral monótonamente creciente (pushover). Este tipo de análisis consiste en aplicar una serie de cargas laterales con valor relativo constante en altura, hasta alcanzar la capacidad última de deformación del edificio. En este estudio se utilizó un patrón de carga proporcional a las fuerzas laterales de diseño derivadas del método estático de análisis sísmico. El análisis pushover se llevó a cabo con el programa Drain2DX (Prakash et al. 1993).

### 5.2. Modelos

En resumen, se estableció un modelo bidimensional del edificio que contempló dos marcos: A) Uno a través del cual se contemplaron todos los marcos exteriores del edificio, y B) Otro a través del cual se contemplaron los marcos interiores. No se permitió que hubiera desplazamientos relativos horizontales entre los nodos de ambos marcos, aceptándose únicamente diferencias en sus giros. A través de las consideraciones de modelado que se describen a continuación, se hizo un intento por capturar de manera razonable la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los elementos estructurales de concreto reforzado. Se contempló explícitamente el nivel real de agrietamiento en las vigas y columnas, así como el efecto que la losa tiene en la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las vigas.

Las propiedades estructurales de las vigas y columnas de los marcos se establecieron a partir de las propiedades esperadas de los materiales estructurales. Para el caso particular del acero del refuerzo longitudinal, se utilizaron las propiedades reportadas por Rodríguez y Botero (1995). En cuanto al concreto, se consideró un incremento del valor de  $f'_c$  de 20% con respecto a su valor nominal (los requerimientos del FEMA 273 indican considerar un incremento del 30%). De acuerdo a lo anterior, los modelos de todos los edificios contemplaron  $f_y$  de 4660 y 4609 kg/cm<sup>2</sup> para el acero longitudinal y transversal, respectivamente. Los valores esperados de  $f'_c$  fueron de 300 y 420 kg/cm<sup>2</sup> en vigas y columnas, respectivamente. En un intento por definir el efecto que la sobrerresistencia de los materiales estructurales tiene sobre la sobrerresistencia global, algunos de los modelos de los edificios consideraron las propiedades nominales de los materiales.

En cuanto al detalle de los modelos, se utilizaron modelos analíticos bien conocidos para establecer las curvas de *esfuerzo-deformación* tanto para el concreto confinado, por ejemplo, el modelo modificado de Park y Kent (Park et al 1982) como para el acero. A partir de estas curvas y de suponer que una sección plana permanece plana después de la flexión, se establecieron las curvas *momento-curvatura* en ambos extremos de los elementos estructurales de concreto reforzado. A partir de los diagramas momento-curvatura, se establecieron los valores de momento y curvatura correspondientes a la fluencia y al punto último (entendido aquí como un estado máximo de utilidad que corresponde a la menor curvatura asociada con cualquiera de las dos condiciones siguientes: fractura del acero o aplastamiento del concreto). En el caso de las columnas, el diagrama momento-curvatura se obtuvo para la carga gravitacional obtenida de conformidad a lo especificado por el RCDF. Una vez establecido el diagrama *momento-curvatura*, se establecieron idealizaciones bilineales de estas curvas, y a partir de estas idealizaciones, se obtuvieron las propiedades estructurales de los elementos que fueron consideradas en los modelos de análisis no lineal. Entre los programas que se utilizaron en este proceso pueden mencionarse el Response 2000 (Bentz y Collins, 1999) y el Biax (Wallace y Moehle, 1989). Para cada elemento se obtuvo la capacidad de rotación plástica en sus extremos, definida como:

$$\theta = \frac{d \times (\varphi_u - \varphi_y)}{2} \quad (5.1)$$

donde  $\theta$  está dada en radianes

$d$  es el peralte de las vigas, expresada en m

$\varphi_u$  es la curvatura última, expresada en rad/m

$\varphi_y$  es la curvatura de fluencia, expresada en rad/m

La porción de losa que interactúa, tanto en compresión como tensión con las vigas se definió a partir de los criterios establecidos en las NTCDEC, y por Pantazopoulou y French (2001) para una distorsión de entrepiso de 0.02, respectivamente. Una vez que se estaban formulando los modelos no lineales de los edificios, se consideró de interés incluir el modelado de la interacción entre vigas y losa como una variable en el estudio. Al respecto, se formularon algunos modelos que solo incluyeron vigas  $T$ , lo que implicó que a las vigas exteriores se asignó la misma porción de losa que a las vigas interiores. Una segunda serie de modelos refinó el modelo de las vigas al considerar que las vigas exteriores debían modelarse como vigas  $L$ , lo que implica que la porción de losa que interactúa con ellas es sustancialmente menor a la que interactúa con las vigas interiores.

Las columnas del primer piso se consideraron empotradas en la base, y se consideró tanto el endurecimiento por deformación en el acero como los efectos de segundo orden derivados de la carga gravitacional.

La Tabla 5.1 resume las particularidades de 16 modelos de análisis no-lineal considerados en el estudio. Los análisis no-lineales estáticos se llevaron a cabo hasta que se alcanzó el desplazamiento de azotea asociado a la falla del nivel crítico de los edificios. Al respecto, el desplazamiento último de azotea se definió como aquel en el que el nivel crítico alcanza la

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

rotación plástica (ver Ecuación 5.1) en por lo menos una tercera parte de sus vigas o columnas.

Tabla 5.1 Identificación de los modelos de análisis no-lineal

Modelo No lineal (#)	Edificio (Identificación)	Sobrerresistencia		Tipo de viga		Revisión de nudos	
		en concreto	en acero	T	T y L	a Corte ¿cumple?	a Flexión ¿cumple?
1	I_3	Sí	Sí	√		Sí	Sí
2	"	No	Sí	√		Sí	Sí
3	"	No	No	√		Sí	Sí
4	"	Sí	Sí		√	Sí	Sí
5	"	No	Sí		√	Sí	Sí
6	III_3	Sí	Sí	√		Sí	Sí
7	"	No	Sí	√		Sí	Sí
8	"	No	No	√		Sí	Sí
9	"	Sí	Sí		√	Sí	Sí
10	"	No	Sí		√	Sí	Sí
11	I_9_1	Sí	Sí		√	Sí	Sí
12	I_9_2	Sí	Sí		√	No	Sí
13	III_9	Sí	Sí		√	Sí	Sí
14	I_15_1	Sí	Sí		√	Sí	Sí
15	I_15_2	Sí	Sí		√	No	Sí
16	III_15	Sí	Sí		√	Sí	Sí

### 5.3. Propiedades de los elementos estructurales

Las Tablas 5.2 a 5.9 resumen las propiedades estructurales de las vigas correspondientes a los modelos 4, 9, y 11 al 16; es decir, corresponden a los edificios que contemplan tanto sobrerresistencia en el concreto como en el acero, y cuyas vigas interiores y exteriores se modelaron como secciones T y L, respectivamente. La Tabla 5.10 resume las propiedades estructurales de las columnas, que corresponden a todos los modelos de análisis no lineal, con excepción de aquellos que no contemplan sobrerresistencia en ambos materiales.

En estas tablas  $M_{resistente}$  es el momento correspondiente a la fluencia,  $M_{último}$  es el momento correspondiente al aplastamiento del concreto o ruptura del acero, y  $\theta$  es la capacidad de rotación correspondiente al  $M_{último}$ .

Las Figuras 5.1 y 5.2 muestran, a manera de ejemplo, los diagramas de interacción de las columnas de los edificios I\_3 y III\_3. Se comparan los diagramas obtenidos con propiedades nominales, tanto los afectados como los no afectados por el factor de reducción, y los obtenidos con propiedades esperadas, correspondientes al límite elástico ( $f_y = 4660 \text{ kg/cm}^2$ ). Puede observarse que la sobrerresistencia en materiales conduce a un aumento de las ordenadas y abscisas del diagrama. Note que los mayores incrementos se dan en el lado de compresión de los diagramas. Aunque no se muestra, las observaciones hechas aquí para las columnas de los edificios de tres pisos son aplicables a las columnas de los otros edificios.

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

Tabla 5.2 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 4

Viga L		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$	Viga T		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$
#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)	#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)
1	L	16,9	+	27,2	+	0,05255	4	T	16,9	+	28,8	+	0,05185
		39,6	-	47,0	-	0,01849			44,0	-	48,4	-	0,01365
2	T	17,0	+	29,1	+	0,05156	5	L	16,9	+	27,3	+	0,05234
		47,4	-	51,8	-	0,01498			24,6	-	33,9	-	0,02459
3	L	16,8	+	27,0	+	0,05298	6	T	17,1	+	28,8	+	0,05070
		36,1	-	43,3	-	0,01736			32,7	-	40,3	-	0,01730

Tabla 5.3 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 9

Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$	Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$
#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)	#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)
1	L	27,7	+	42,4	+	0,03790	5	T	21,2	+	33,6	+	0,04511
		45,7	-	53,3	-	0,01317			45,4	-	50,2	-	0,01119
2	T	28,1	+	44,0	+	0,04259	6	L	14,1	+	22,1	+	0,04357
		51,7	-	57,5	-	0,01098			26,7	-	33,5	-	0,01773
3	T	21,2	+	33,3	+	0,04810	7	T	14,2	+	23,2	+	0,05043
		51,4	-	54,7	-	0,01053			39,1	-	43,1	-	0,01144
4	L	21,0	+	32,3	+	0,04033							
		39,3	-	45,9	-	0,01361							

Tabla 5.4 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 11

Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$	Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$
#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)	#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)
1	L	43,7	+	68,3	+	0,05294	8	T	22,8	+	36,7	+	0,05350
		67,1	-	81,1	-	0,01752			70,5	-	70,2	-	0,00947
2	T	26,8	+	44,1	+	0,05246	9	T	22,9	+	36,7	+	0,05350
		75,7	-	80,1	-	0,01015			75,5	-	74,4	-	0,01026
3	T	40,3	+	65,1	+	0,05288	10	L	15,2	+	24,3	+	0,05359
		90,1	-	97,4	-	0,01146			46,8	-	44,2	-	0,00893
4	L	36,8	+	56,9	+	0,04643	11	T	15,3	+	25,5	+	0,05294
		68,8	-	74,3	-	0,01171			53,2	-	51,9	-	0,01040
5	T	24,8	+	40,0	+	0,05307	12	T	15,3	+	25,2	+	0,05318
		69,9	-	74,2	-	0,01133			62,9	-	56,3	-	0,00841
6	T	29,2	+	47,0	+	0,05315	13	L	5,8	+	9,5	+	0,05281
		82,6	-	85,6	-	0,01144			18,5	-	21,5	-	0,01513
7	L	29,9	+	47,0	+	0,05470	14	T	5,8	+	10,6	+	0,05134
		57,2	-	62,8	-	0,01293			29,1	-	28,8	-	0,01037

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

Tabla 5.5 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 12

Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$	Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$
#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)	#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)
1	L	52,2	+	82,0	+	0,05297	8	T	22,9	+	36,7	+	0,05350
		81,0	-	93,8	-	0,01524			75,4	-	72,7	-	0,00869
2	T	26,8	+	44,1	+	0,05253	9	T	26,9	+	43,0	+	0,05359
		83,4	-	84,9	-	0,00901			82,1	-	80,0	-	0,00976
3	T	40,3	+	65,1	+	0,05288	10	L	15,2	+	24,3	+	0,05359
		97,8	-	101,8	-	0,01030			46,8	-	44,2	-	0,00893
4	L	36,7	+	56,9	+	0,04681	11	T	15,3	+	25,5	+	0,05318
		74,2	-	77,3	-	0,01053			62,9	-	56,3	-	0,00848
5	T	32,9	+	53,1	+	0,05318	12	T	15,3	+	25,1	+	0,05318
		82,9	-	85,8	-	0,01025			65,8	-	57,4	-	0,00793
6	T	29,2	+	47,0	+	0,05315	13	L	5,8	+	9,5	+	0,05281
		94,8	-	92,0	-	0,00967			18,5	-	21,5	-	0,01513
7	L	39,5	+	62,2	+	0,05378	14	T	5,8	+	10,6	+	0,05134
		64,2	-	71,7	-	0,01314			29,1	-	28,8	-	0,01037

Tabla 5.6 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 13

Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$	Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$
#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)	#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)
1	L	189,9	+	303,9	+	0,05210	8f	T	116,9	+	184,3	+	0,05887
		218,6	-	307,3	-	0,02764			183,7	-	207,9	-	0,01944
2	T	139,6	+	223,4	+	0,05143	9	L	83,2	+	130,7	+	0,05331
		217,5	-	280,2	-	0,02233			105,5	-	124,3	-	0,01825
3	T	177,5	+	283,2	+	0,05171	10	T	66,6	+	103,8	+	0,05250
		231,5	-	318,7	-	0,02758			126,2	-	122	-	0,01340
4	L	180,5	+	289,1	+	0,05234	11b	L	42,6	+	66,7	+	0,05333
		207,9	-	284,1	-	0,02686			66,8	-	75,4	-	0,01609
5	T	169	+	269,3	+	0,05187	12b	T	33,5	+	53,5	+	0,05210
		220,3	-	283,8	-	0,02325			78,8	-	77	-	0,01327
6	T	169	+	269,2	+	0,05185	13	L	15,4	+	24,5	+	0,05249
		232	-	290,2	-	0,02165			36,3	-	40	-	0,01276
7f	L	124,8	+	198,8	+	0,05241	14	T	15,6	+	25,5	+	0,05209
		153,4	-	196,1	-	0,02047			53,2	-	49,9	-	0,01069

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

Tabla 5.7 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 14

Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$	Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$
#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)	#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)
1	L	46,5	+	74,8	+	0,05353	10	L	24,6	+	39,5	+	0,05339
		76,6	-	94,2	-	0,02001			57,1	-	62,2	-	0,01128
2	T	47,0	+	75,8	+	0,05299	11	T	20,3	+	33,5	+	0,05268
		98,2	-	106,3	-	0,01470			64,1	-	66,6	-	0,01282
3	T	33,6	+	54,4	+	0,05277	12	L	15,2	+	24,3	+	0,05359
		89,7	-	91,0	-	0,01165			40,0	-	41,1	-	0,01216
4	T	40,3	+	65,1	+	0,05288	13	T	6,9	+	12,4	+	0,05277
		91,9	-	96,0	-	0,01221			52,6	-	41,1	-	0,00881
5	L	46,5	+	74,8	+	0,05353	14	T	6,9	+	12,3	+	0,05296
		76,6	-	90,0	-	0,01555			62,0	-	44,3	-	0,00864
6	T	33,5	+	54,4	+	0,05277	15	L	6,3	+	10,5	+	0,05318
		83,8	-	88,7	-	0,01339			26,0	-	26,9	-	0,01214
7	L	32,5	+	50,5	+	0,05160	15	T	6,3	+	11,3	+	0,05205
		61,6	-	68,6	-	0,01375			32,3	-	30,1	-	0,00934
8	T	24,8	+	40,0	+	0,05307	16	T	6,3	+	11,5	+	0,05238
		69,9	-	72,8	-	0,01315			39,0	-	33,1	-	0,00945
9	T	24,8	+	40,1	+	0,05307							
		82,3	-	78,8	-	0,01087							

Tabla 5.8 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 15

Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$	Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$\theta$
#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)	#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)
1	L	61,6	+	99,5	+	0,05375	10	L	28,9	+	46,4	+	0,05351
		85,1	-	107,9	-	0,02098			62,9	-	67,9	-	0,01078
2	T	47,0	+	75,8	+	0,05299	11	T	24,8	+	40,3	+	0,05298
		104,0	-	109,1	-	0,01369			64,4	-	69,2	-	0,01364
3	T	40,3	+	65,1	+	0,05288	12	L	15,2	+	24,4	+	0,05359
		91,9	-	96,0	-	0,01221			46,6	-	44,2	-	0,01007
4	T	40,3	+	65,1	+	0,05288	13	T	6,9	+	12,4	+	0,05277
		103,5	-	101,6	-	0,01049			52,6	-	41,1	-	0,00881
5	L	46,5	+	75,0	+	0,05345	14	T	15,3	+	25,2	+	0,05362
		84,4	-	94,6	-	0,01363			62,9	-	51,4	-	0,01012
6	T	33,5	+	54,4	+	0,05277	15	L	6,3	+	10,5	+	0,05318
		91,4	-	92,7	-	0,01207			26,0	-	26,9	-	0,01214
7	L	32,5	+	50,6	+	0,05203	15	T	6,3	+	11,3	+	0,05205
		64,9	-	70,4	-	0,01282			32,3	-	30,1	-	0,00934



Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

Tabla 5.8 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 15 (continuación)

8	T	24,8	+	40,0	+	0,05307	16	T	6,3	+	11,5	+	0,05238
		73,2	-	74,5	-	0,01247			39,0	-	33,1	-	0,00945
9	T	29,2	+	47,0	+	0,05315							
		82,6	-	81,6	-	0,01142							

Tabla 5.9 Propiedades estructurales de las vigas del Modelo 16

Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$q$	Viga		$M_{resistente}$		$M_{último}$		$q$
#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)	#	Tipo	(ton-m)	Tipo	(ton-m)	Tipo	(rad)
1	L	336,9	+	510,0	+	0,04219	14	L	143,2	+	226,7	+	0,05262
		344,1	-	523,7	-	0,03795			191,8	-	245,9	-	0,02446
2	T	340,7	+	542,5	+	0,05240	14	T	144,5	+	227,9	+	0,05234
		397,7	-	564,7	-	0,03082			204,7	-	253,2	-	0,02251
3	T	313,5	+	499,5	+	0,05253	15	T	164,1	+	258,9	+	0,05241
		382,5	-	539,0	-	0,03045			228,5	-	284,3	-	0,02373
4	L	271,6	+	428,9	+	0,05288	16	L	128,6	+	202,6	+	0,05302
		314,1	-	459,5	-	0,03416			172,0	-	208,6	-	0,01972
5	T	300,2	+	477,4	+	0,05276	16	T	129,9	+	203,5	+	0,05280
		342,6	-	494,7	-	0,03246			183,6	-	214,4	-	0,01802
6	T	274,2	+	436,0	+	0,05263	17	T	129,8	+	204,0	+	0,05268
		341,4	-	475,3	-	0,02906			204,0	-	223,8	-	0,01553
7	L	231,3	+	369,8	+	0,05277	18	L	73,4	+	114,6	+	0,05356
		275,3	-	390,6	-	0,02937			118,3	-	134,6	-	0,01657
8	T	289,0	+	459,5	+	0,05272	18	T	74,4	+	115,2	+	0,05321
		342,1	-	483,5	-	0,03020			128,5	-	139,9	-	0,01486
9	T	233,4	+	370,8	+	0,05243	19	T	79,7	+	124,0	+	0,05308
		339,7	-	443,0	-	0,02397			143,0	-	150,2	-	0,01350
10	L	179,2	+	285,4	+	0,05301	20	L	37,1	+	57,6	+	0,05394
		238,3	-	329,5	-	0,02973			74,2	-	72,9	-	0,01163
10	T	180,6	+	286,2	+	0,05277	20	T	37,6	+	58,6	+	0,05349
		252,3	-	339,3	-	0,02774			83,3	-	76,1	-	0,00988
11	T	237,3	+	376,0	+	0,05304	21	T	51,7	+	80,0	+	0,05306
		285,4	-	393,4	-	0,02889			96,2	-	91,5	-	0,01190
12	L	179,2	+	285,2	+	0,05303	22	L	18,7	+	29,3	+	0,05511
		238,0	-	308,8	-	0,02570			52,2	-	52,3	-	0,01236
12	T	180,7	+	286,3	+	0,05277	22	T	18,9	+	31,2	+	0,05422
		252,1	-	316,8	-	0,02387			61,5	-	56,5	-	0,01011
13	T	209,1	+	331,4	+	0,05238	23	T	33,2	+	51,7	+	0,05526
		284,0	-	365,9	-	0,02696			66,9	-	67,1	-	0,01121

Tabla 5.10 Propiedades estructurales de las columnas de los 6 edificios

<i>Elemento</i> <i>(Identificación)</i>	$M_y$ <i>(ton-m)</i>	$\varphi_y$ <i>(rad/km)</i>	$I$ <i>(m<sup>4</sup>)</i>	$K$ <i>(ton-m<sup>2</sup>/rad)</i>	$\theta$ <i>(rad)</i>
<b>Modelos 1 y 4</b>					
<i>A_45x45</i>	46	8,8	0,00182	5223	0,02237
<i>B y C_45x45</i>	50	6,3	0,00279	8002	0,01681
<i>D_45x45</i>	57	10,9	0,00181	5181	0,02384
<b>Modelos 6 y 9</b>					
<i>A_65x65</i>	190	7,3	0,00990	25929	0,01806
<i>B y C_65x65</i>	125	6,2	0,00775	20292	0,01967
<i>D_65x65</i>	184	7,2	0,00980	25669	0,01831
<b>Modelo 11</b>					
<i>A_55x55</i>	100	7,8	0,00447	12821	0,01873
<i>B y C_50x50</i>	106	9,1	0,00406	11648	0,01314
<i>D_40x40</i>	50	12,8	0,00136	3906	0,02759
<i>A_50x50</i>	64	9,2	0,00242	6946	0,02354
<i>B y C_50x50</i>	71	8,3	0,00299	8590	0,02218
<i>D_35x35</i>	30	14,4	0,00073	2083	0,02046
<i>A_45x45</i>	52	10,8	0,00167	4806	0,02624
<i>B y C_45x45</i>	54	12,1	0,00156	4488	0,02578
<i>D_30x30</i>	15	15,0	0,00035	1007	0,03332
<b>Modelo 12</b>					
<i>A_50x50</i>	95	10,3	0,00321	9214	0,02281
<i>B y C_50x50</i>	100	9,5	0,00367	10526	0,01245
<i>D_50x50</i>	92	9,3	0,00344	9861	0,01915
<i>A_45x45</i>	73	10,3	0,00248	7107	0,02933
<i>B y C_45x45</i>	66	11,4	0,00203	5816	0,02352
<i>D_45x45</i>	37	10,1	0,00128	3673	0,02869
<i>A_40x40</i>	53	13,4	0,00138	3963	0,03079
<i>B y C_40x45</i>	52	12,9	0,00141	4054	0,02559
<i>D_40x40</i>	30	15,8	0,00067	1924	0,02695
<b>Modelo 13</b>					
<i>A_80x80</i>	430	7,0	0,02141	61429	0,02446
<i>B y C_80x80</i>	380	6,5	0,02038	58462	0,02208
<i>D_80x80</i>	430	6,4	0,02342	67188	0,01874

Tabla 5.10 Propiedades estructurales de las columnas de los 6 edificios (continuación)

<i>Elemento</i>	$M_y$	$\phi_y$	$I$	$K$	$\theta$
<i>(Identificación)</i>	<i>(ton-m)</i>	<i>(rad/km)</i>	<i>(m<sup>4</sup>)</i>	<i>(ton-m<sup>2</sup>/rad)</i>	<i>(rad)</i>
<i>A_70x70</i>	230	8,4	0,00954	27381	0,02410
<i>ByC_70x70</i>	191	6,9	0,00965	27681	0,02643
<i>D_70x70</i>	182	7,0	0,00906	26000	0,01972
<i>A_55x55</i>	89	8,4	0,00369	10595	0,01997
<i>ByC_55x55</i>	89	8,7	0,00357	10230	0,03358
<i>D_55x55</i>	84	8,4	0,00349	10000	0,02391
<i>Modelos 14 y 15</i>					
<i>A_55x55</i>	117	8,4	0,00487	13962	0,01196
<i>ByC_65x65</i>	243	8,0	0,01063	30489	0,01505
<i>D_55x55</i>	90	7,6	0,00410	11772	0,02460
<i>A_55x55</i>	113	8,8	0,00446	12783	0,01017
<i>ByC_55x55</i>	113	7,9	0,00500	14358	0,00945
<i>D_55x55</i>	51	7,1	0,00251	7210	0,01954
<i>A_50x50</i>	68	9,3	0,00254	7293	0,01902
<i>ByC_50x50</i>	71	8,0	0,00309	8853	0,01793
<i>D_50x50</i>	34	7,5	0,00156	4468	0,02102
<i>A_45x45</i>	52	13,4	0,00135	3873	0,00000
<i>ByC_45x45</i>	36	11,6	0,00109	3138	0,03268
<i>D_45x45</i>	32	15,0	0,00073	2107	0,04500
<i>Modelo 16</i>					
<i>A_100x100</i>	810	5,0	0,05703	163636	0,03535
<i>ByC_100x100</i>	717	5,1	0,04890	140313	0,03433
<i>D_105x105</i>	929	4,2	0,07765	222782	0,02030
<i>A_90x90</i>	435	6,1	0,02506	71901	0,05749
<i>ByC_90x90</i>	455	5,4	0,02964	85047	0,05656
<i>D_90x90</i>	409	4,3	0,03346	96009	0,02075
<i>A_80x80</i>	288	6,2	0,01627	46677	0,04815
<i>ByC_80x80</i>	384	6,0	0,02227	63894	0,03723
<i>D_80x80</i>	227	4,5	0,01774	50897	0,02177
<i>A_70x70</i>	124	4,5	0,00954	27373	0,03493
<i>ByC_70x70</i>	128	5,5	0,00810	23230	0,04338
<i>D_70x70</i>	102	4,8	0,00744	21339	0,03659

## Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con $Q = 2$ . Análisis no-lineal

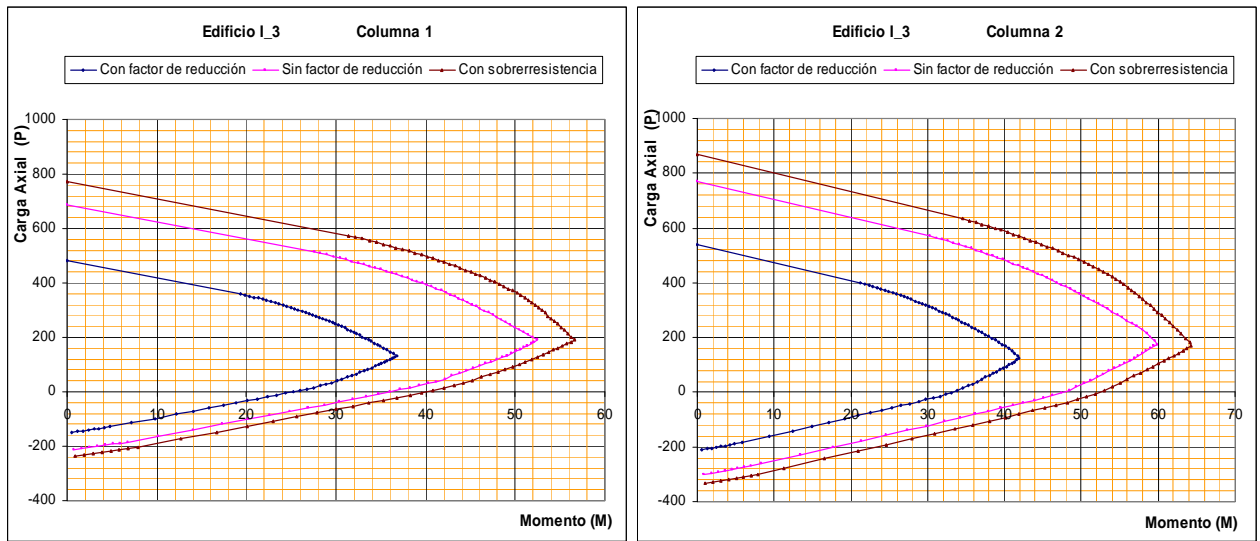


Figura 5.1 Diagramas de Interacción de las columnas del edificio *I\_3*

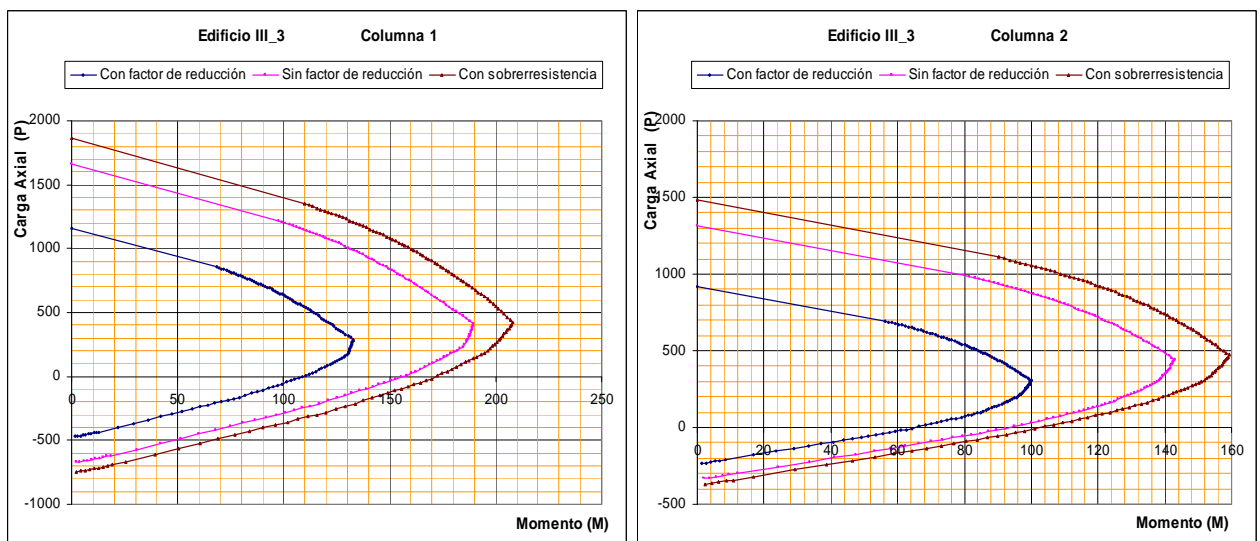


Figura 5.2 Diagramas de Interacción de las columnas del edificio *III\_3*

### 5.4. Resultados

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los análisis estáticos no-lineales de los 16 modelos bajo consideración en la Tabla 5.1. A los parámetros que inicialmente se propuso estudiar, como es el número de pisos y la zona sísmica, se añadieron en el estudio de la sobrerresistencia los siguientes:

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

- 1) Efecto de modelar los elementos estructurales a través de sus propiedades nominales o esperadas.
- 2) Efecto de considerar la interacción entre losa y viga exterior a través vigas  $L$  o  $T$ .
- 3) Efecto de la revisión a corte de los nudos.

Para efectos del estudio reportado en esta tesis, el valor de sobrerresistencia se definió como el valor del cortante basal último obtenido del análisis pushover ( $V_{bu}$ ) normalizado por el cortante basal de diseño ( $V_{bd}$ ) derivado del análisis lineal dinámico. Para cada modelo, el valor del cortante basal último se determinó a partir de su curva *cortante basal* ( $V_b$ ) *contra desplazamiento de azotea* ( $\delta_{az}$ ). En particular, se planteó una idealización bilineal para la curva  $V_{bu}$  *contra*  $\delta_{az}$ , condicionando a que esta curva bilineal tuviera pendiente de cero en su rango plástico, y a que el área bajo la curva idealizada y sobre la curva real fuera igual que el área bajo la curva real y sobre la curva idealizada hasta el desplazamiento último del edificio.

La Tabla 5.11 resume los cortantes basales último y de diseño para cada modelo bajo consideración, y su correspondiente valor de sobrerresistencia. En las secciones siguientes se discutirá, para cada edificio, el efecto de los parámetros bajo estudio, y se ofrecerá un panorama general en cuanto a las sobrerresistencias obtenidas en todos los edificios.

Tabla 5.11 Cortantes basales y sobrerresistencias para los modelos bajo consideración

<b>Modelo</b>	<b>Edificio</b>	<b><math>V_{bu}</math></b>	<b><math>d_{az}</math></b>	<b><math>V_{bd}</math></b>	<b>Sobrerre-</b>
<b>#</b>	<b>(Identificación)</b>	<b>(ton)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(ton)</b>	<b>sistencia</b>
<b>1</b>	<b>I_3</b>	429,0	23	179,9	<b>2,38</b>
<b>2</b>		418,5	22	179,9	<b>2,33</b>
<b>3</b>		406,5	22	179,9	<b>2,26</b>
<b>4</b>		419,0	23	179,9	<b>2,33</b>
<b>5</b>		413,5	21	179,9	<b>2,30</b>
<b>6</b>	<b>III_3</b>	735,5	19	430,5	<b>1,71</b>
<b>7</b>		733,0	19	430,5	<b>1,70</b>
<b>8</b>		705,0	19	430,5	<b>1,64</b>
<b>9</b>		718,0	19	430,5	<b>1,67</b>
<b>10</b>		721,0	20	430,5	<b>1,67</b>
<b>11</b>	<b>I_9_1</b>	564,5	50	356,0	<b>1,59</b>
<b>12</b>	<b>I_9_2</b>	617,0	51	338,6	<b>1,82</b>
<b>13</b>	<b>III_9</b>	2545,0	65	1403,4	<b>1,81</b>
<b>14</b>	<b>I_15_1</b>	706,0	75	435,6	<b>1,62</b>
<b>15</b>	<b>I_15_2</b>	773,0	77	435,6	<b>1,77</b>
<b>16</b>	<b>III_15</b>	4623,0	157	2682,3	<b>1,72</b>

### 5.4.1 Edificio $I_3$

La Figura 5.3 muestra las curvas  $V_{bu}$  contra  $\delta_{az}$  de los cinco modelos utilizados para modelar el comportamiento del edificio  $I_3$ . Puede concluirse a partir de los resultados ofrecidos por los modelos 1 y 3 que el efecto de modelar al edificio a partir de sus propiedades nominales o esperadas es muy bajo (el valor de  $V_{bu}$  es 5.5% mayor en el primero, el cual contempla sobrerresistencia en ambos materiales).

Comparando los modelos 1 y 2 (que contemplan sobrerresistencia en el acero) se observa que contemplar sobrerresistencia en el concreto solo incrementa en 2.5% el valor de  $V_{bu}$ . Comparando los modelos 4 y 5 (que también contemplan sobrerresistencia en el acero) se observa que contemplar sobrerresistencia en el concreto solo incrementa en 1.3% el valor de  $V_{bu}$ . Observe que en los modelos 1 y 2 las vigas exteriores se modelaron como T, mientras que en los modelos 4 y 5 se modelaron como L.

Los modelos 1 y 4 sugieren que el efecto de modelar las vigas exteriores como  $L$  o  $T$  es muy bajo (el valor de  $V_{bu}$  es 2.4% mayor en el primero). Una conclusión similar se deriva de comparar el cortante basal de los modelos 2 y 5 (donde el valor de  $V_{bu}$  es 1.2% mayor en el primero). Note que en los modelos 1 y 4 se contempla sobrerresistencia tanto en el acero como en el concreto, mientras que en los modelos 2 y 5 únicamente en el acero.

La Figura 5.4 muestra las idealizaciones bilineales de las curvas  $V_{bu}$  contra  $\delta_{az}$  a partir de las cuales se obtuvieron los valores de sobrerresistencia resumidos en la Tabla 5.11. La Figura 5.5 muestra para el modelo 4 los patrones laterales de deformación lateral para diferentes desplazamientos de azotea. Vale la pena mencionar que dichos patrones laterales así como el mecanismo plástico desarrollado en el edificio (caracterizado por la formación de articulaciones plásticas en las vigas) son prácticamente insensibles a las consideraciones de modelado hechas para los diferentes modelos.

En la Figura 5.6 se muestran las articulaciones plásticas existentes en el edificio (modelo 4) en el instante de la falla. En color rojo se muestran aquellas donde la capacidad de rotación ya fue excedida y con el mismo color se señala el nivel crítico del edificio.

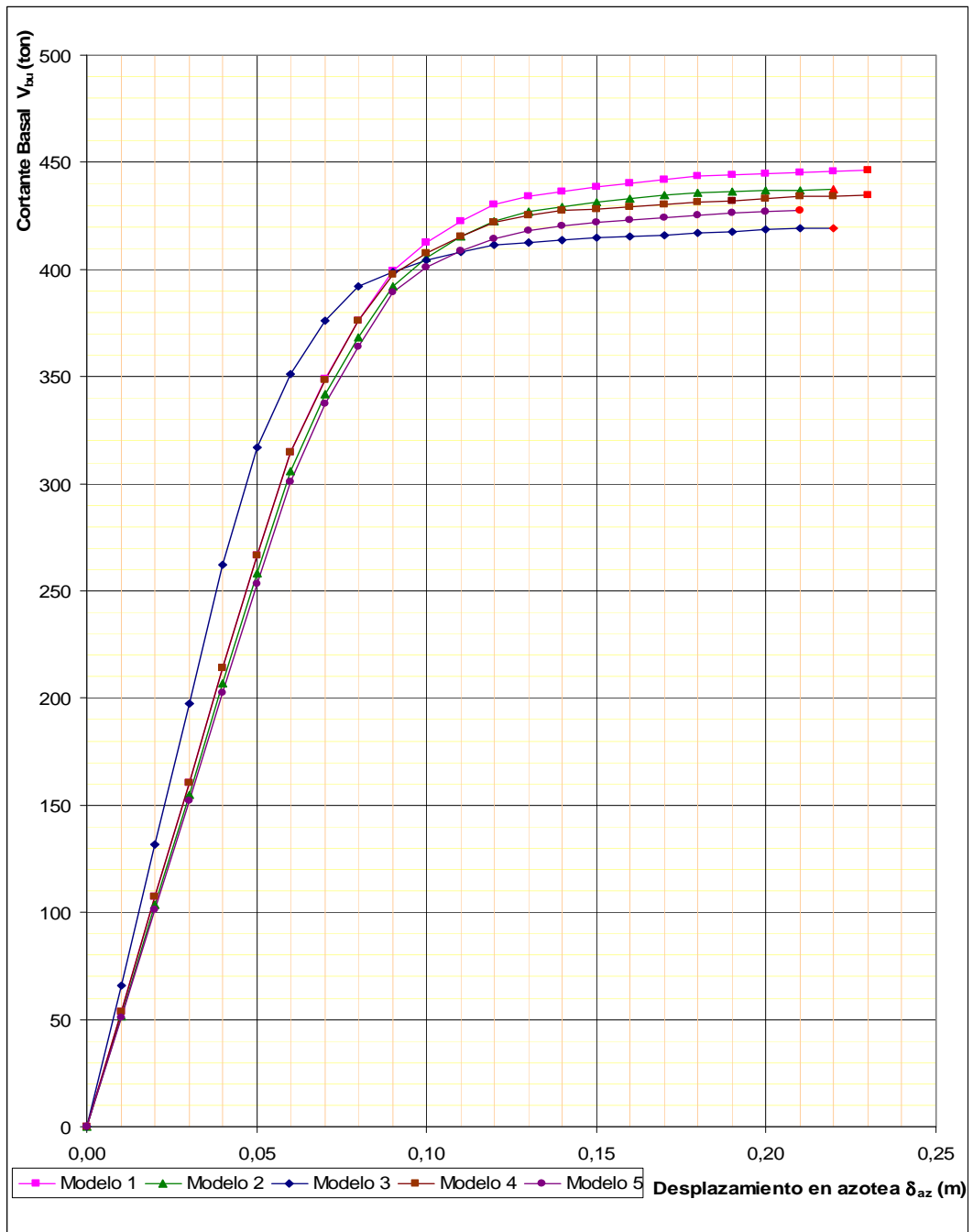


Figura 5.3 Curvas  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  de los modelos 1 al 5

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

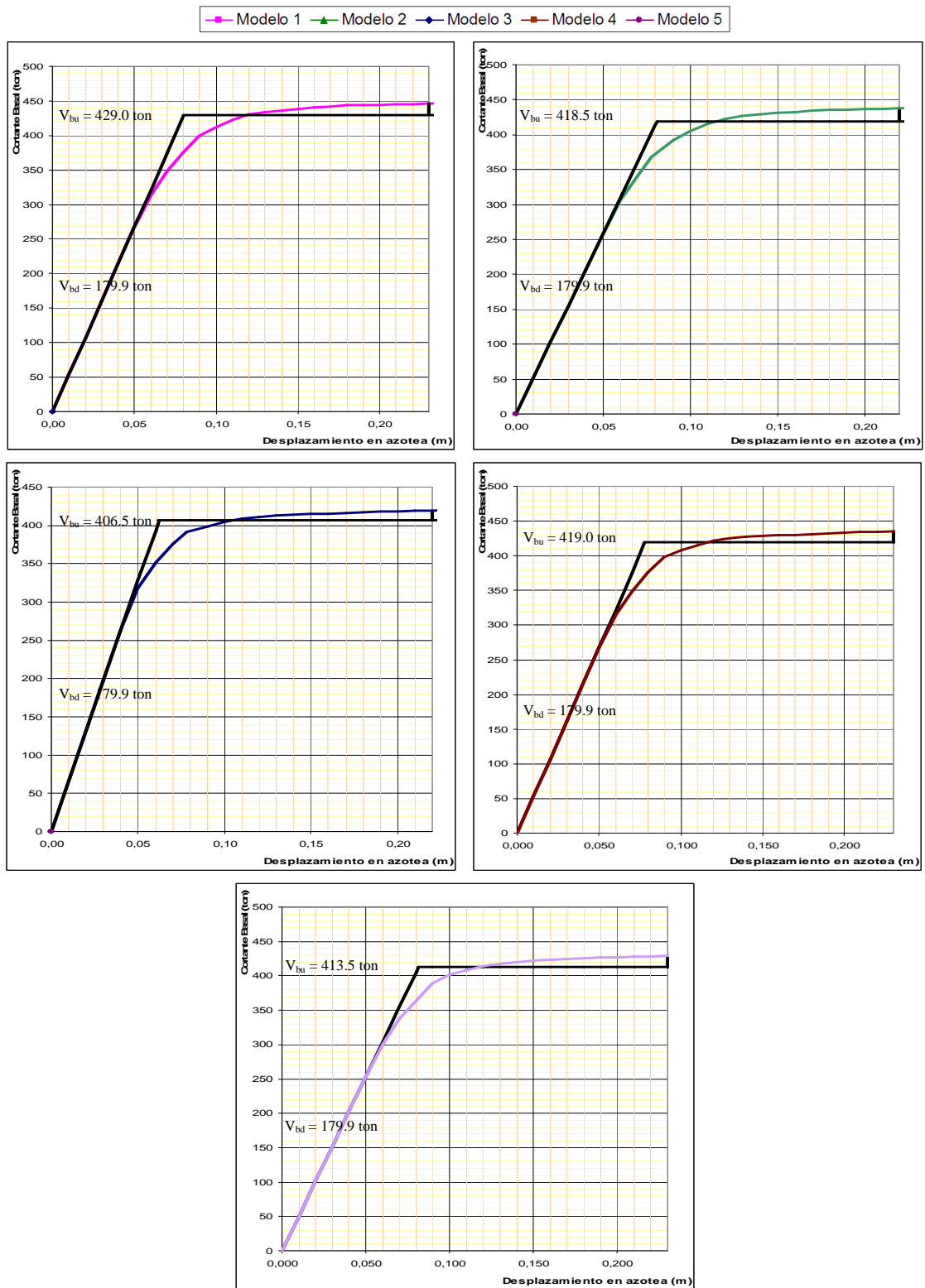


Figura 5.4 Idealización Bilineal de las curvas  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  de los modelos 1 al 5



## Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con $Q = 2$ . Análisis no-lineal

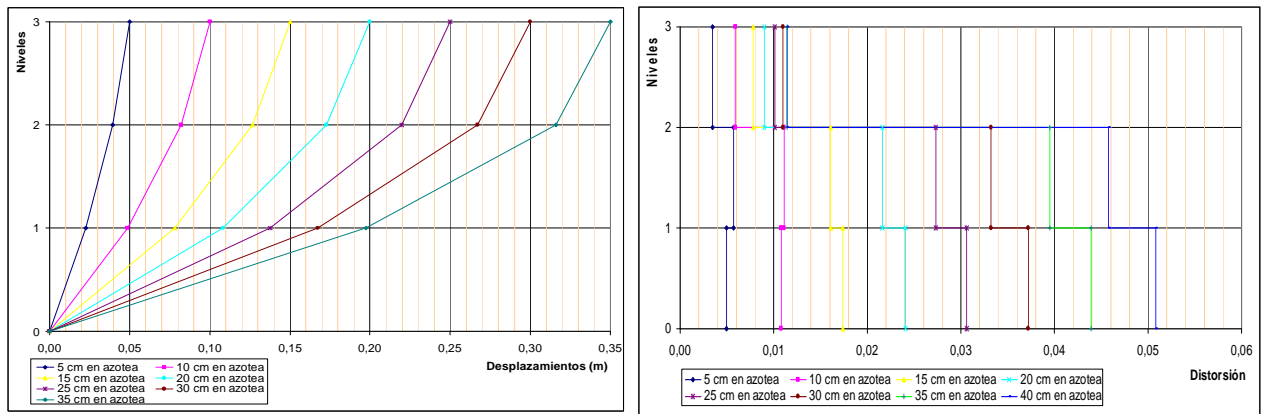


Figura 5.5 Patrones de desplazamiento lateral, modelo 4

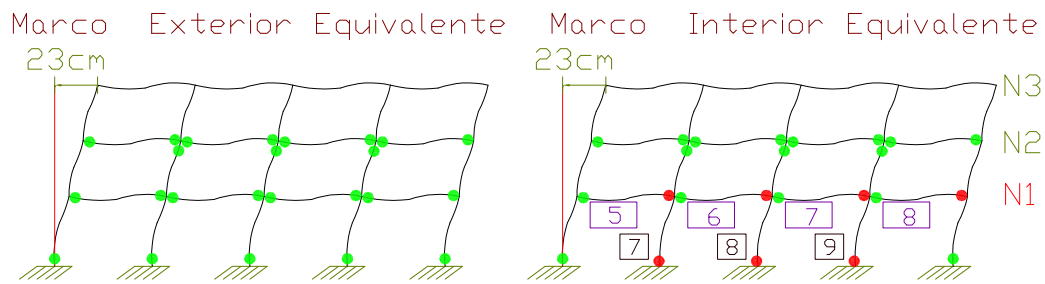


Figura 5.6 Articulaciones plásticas existentes al instante de la falla, modelo 4

### 5.4.2 Edificio III\_3

La Figura 5.7 muestra las curvas  $V_{bu}$  contra  $\delta_{az}$  de los cinco modelos utilizados para modelar el comportamiento del edificio III\_3. Es posible concluir, a partir de los resultados ofrecidos por los modelos 6 y 8, que el efecto de modelar al edificio a partir de sus propiedades nominales o esperadas es muy bajo (el valor de  $V_{bu}$  es 4.3% mayor para el primer modelo, el cual contempla sobrerresistencia en ambos materiales).

Comparando los modelos 6 y 7 (que contemplan sobrerresistencia en el acero) se observa que contemplar sobrerresistencia en el concreto solo incrementa en 0.3% el valor de  $V_{bu}$ . Comparando los modelos 9 y 10 (que también contemplan sobrerresistencia en el acero) se observa que contemplar sobrerresistencia en el concreto incrementa marginalmente el valor de  $V_{bu}$ .

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

Los modelos 6 y 9 sugieren que el efecto de modelar las vigas exteriores como  $L$  o  $T$  es muy bajo (el valor de  $V_{bu}$  es 2.4% mayor en el primero). Una conclusión similar se deriva de comparar el cortante basal de los modelos 7 y 10 (donde el valor de  $V_{bu}$  es 1.7% mayor en el primero). Note que en los modelos 6 y 9 se contempla sobrerresistencia tanto en el acero como en el concreto, mientras que en los modelos 7 y 10 únicamente en el acero.

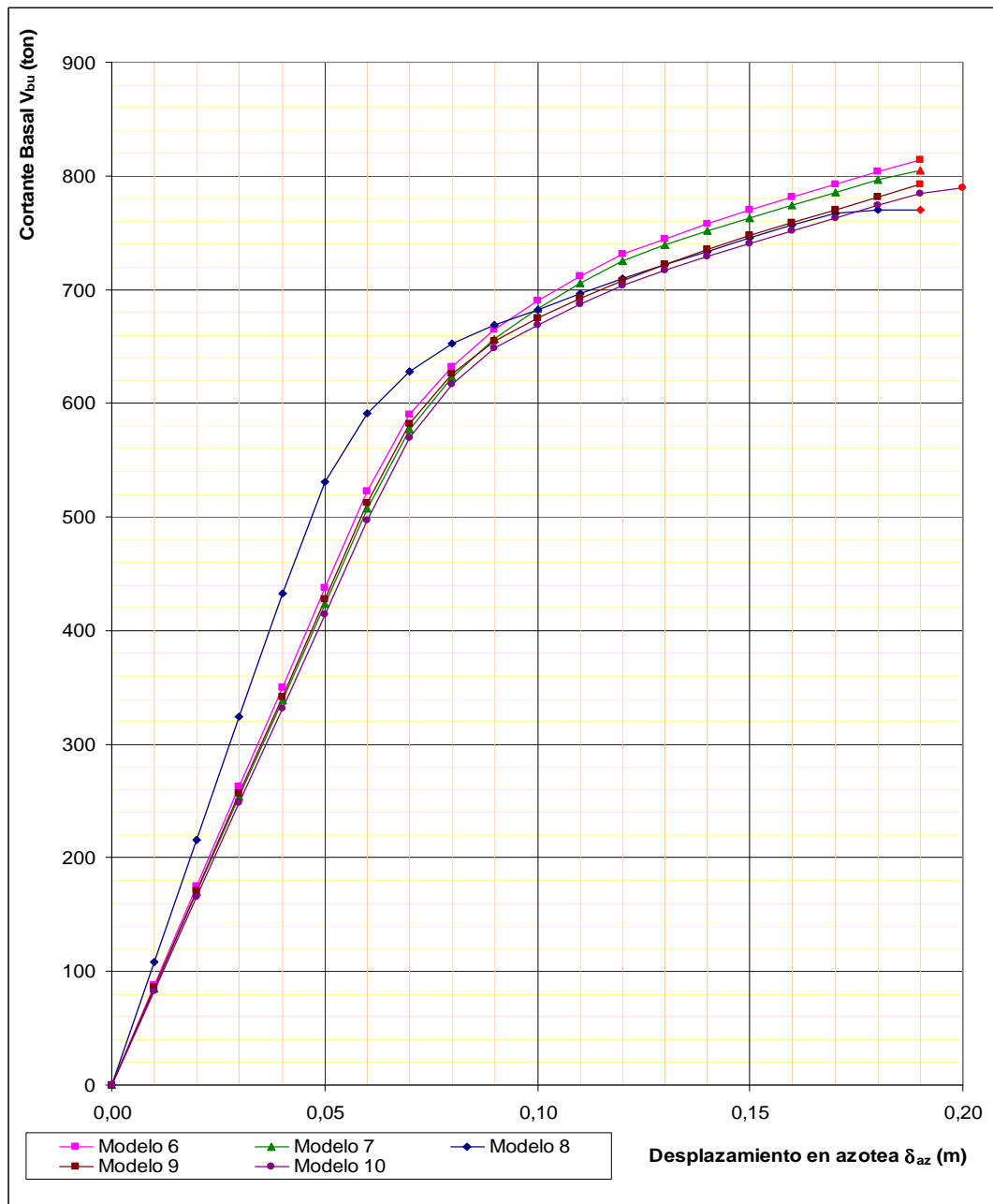


Figura 5.7 Curvas  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  de los modelos 6 al 10

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

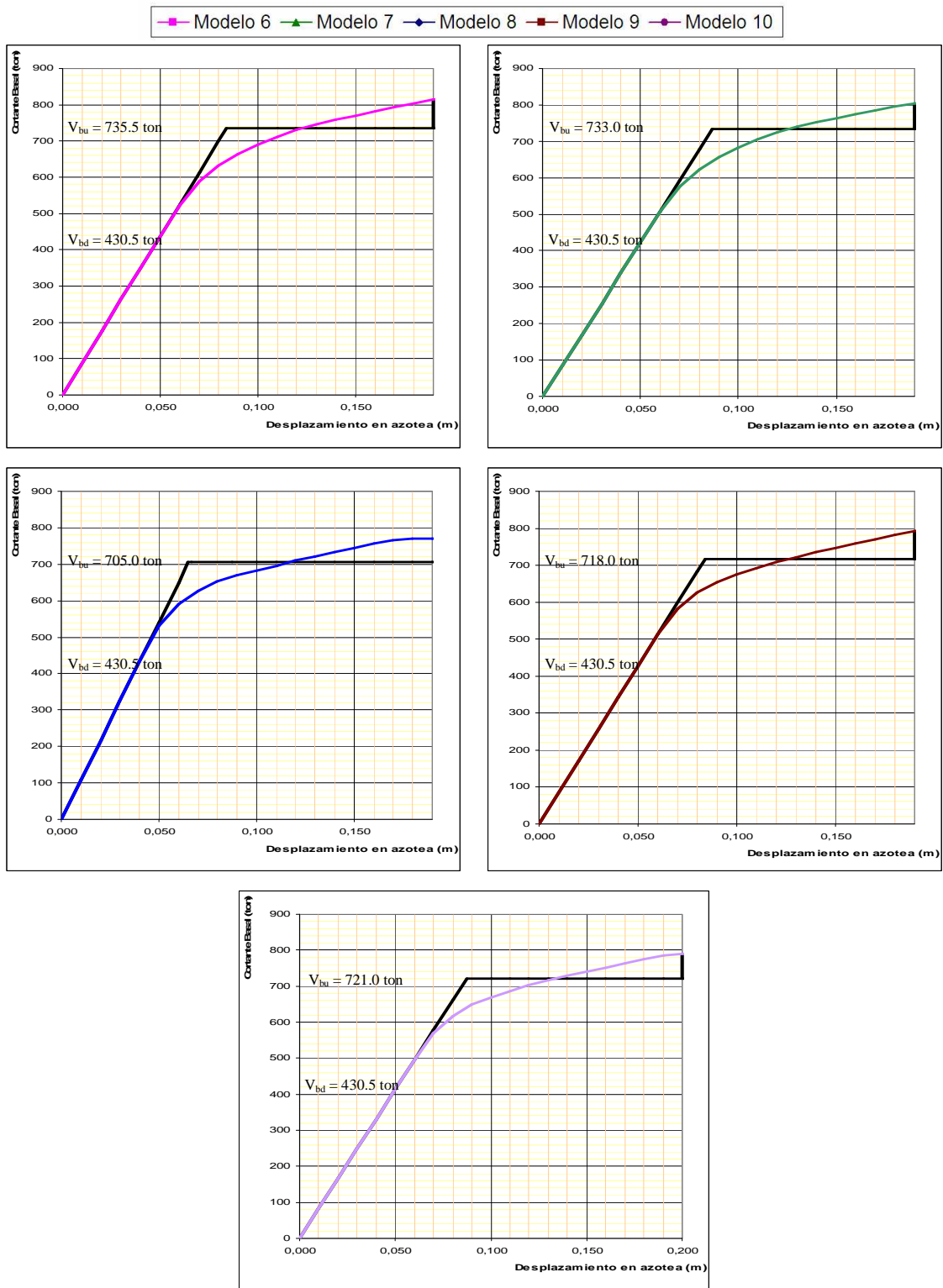


Figura 5.8 Idealización Bilineal de las curvas  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  de los modelos 6 al 10

## Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con $Q = 2$ . Análisis no-lineal

La Figura 5.8 muestra las idealizaciones bilineales de las curvas  $V_{bu}$  contra  $\delta_{az}$  a partir de las cuales se obtuvieron los valores de sobrerresistencia resumidos en la Tabla 5.11. La Figura 5.9 muestra para el modelo 9 los patrones laterales de deformación lateral para diferentes desplazamientos de azotea. Vale la pena mencionar que dichos patrones laterales así como el mecanismo plástico desarrollado en el edificio (caracterizado por la formación de articulaciones plásticas en las vigas) son prácticamente insensibles a las consideraciones de modelado hechas para los diferentes modelos.

La Figura 5.10 muestra las articulaciones plásticas existentes en el edificio (modelo 9) en el instante de la falla. En color rojo se muestran aquellas donde la capacidad de rotación ya fue excedida y con el mismo color se señala el nivel crítico del edificio.

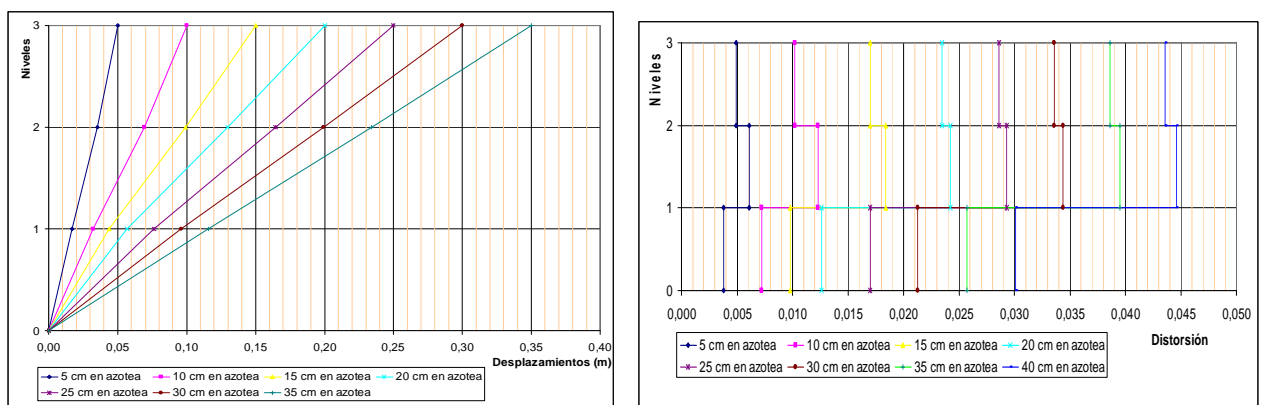


Figura 5.9 Patrones de desplazamiento lateral, modelo 9

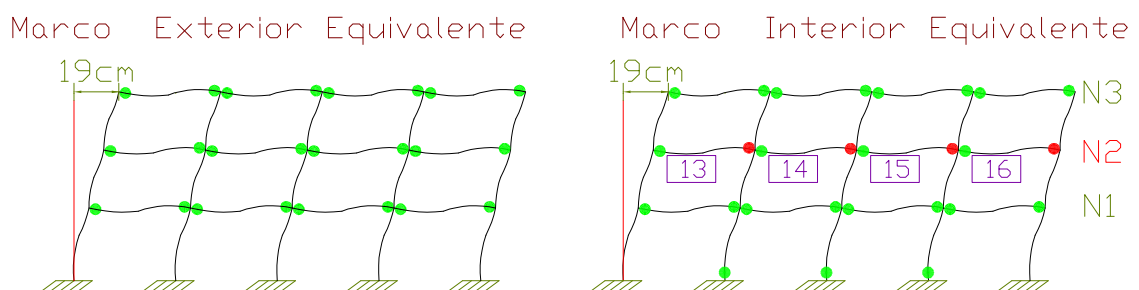


Figura 5.10 Articulaciones plásticas existentes al instante de la falla, modelo 9

### 5.4.3 Edificio I\_9

En la Figura 5.11 se muestran las curvas  $V_{bu}$  contra  $\delta_{az}$  de los dos modelos utilizados para modelar el comportamiento del edificio I\_9, y en la Figura 5.12 se muestran sus idealizaciones bilineales. Mientras el modelo 11 corresponde al edificio I\_9\_1, cuyo diseño

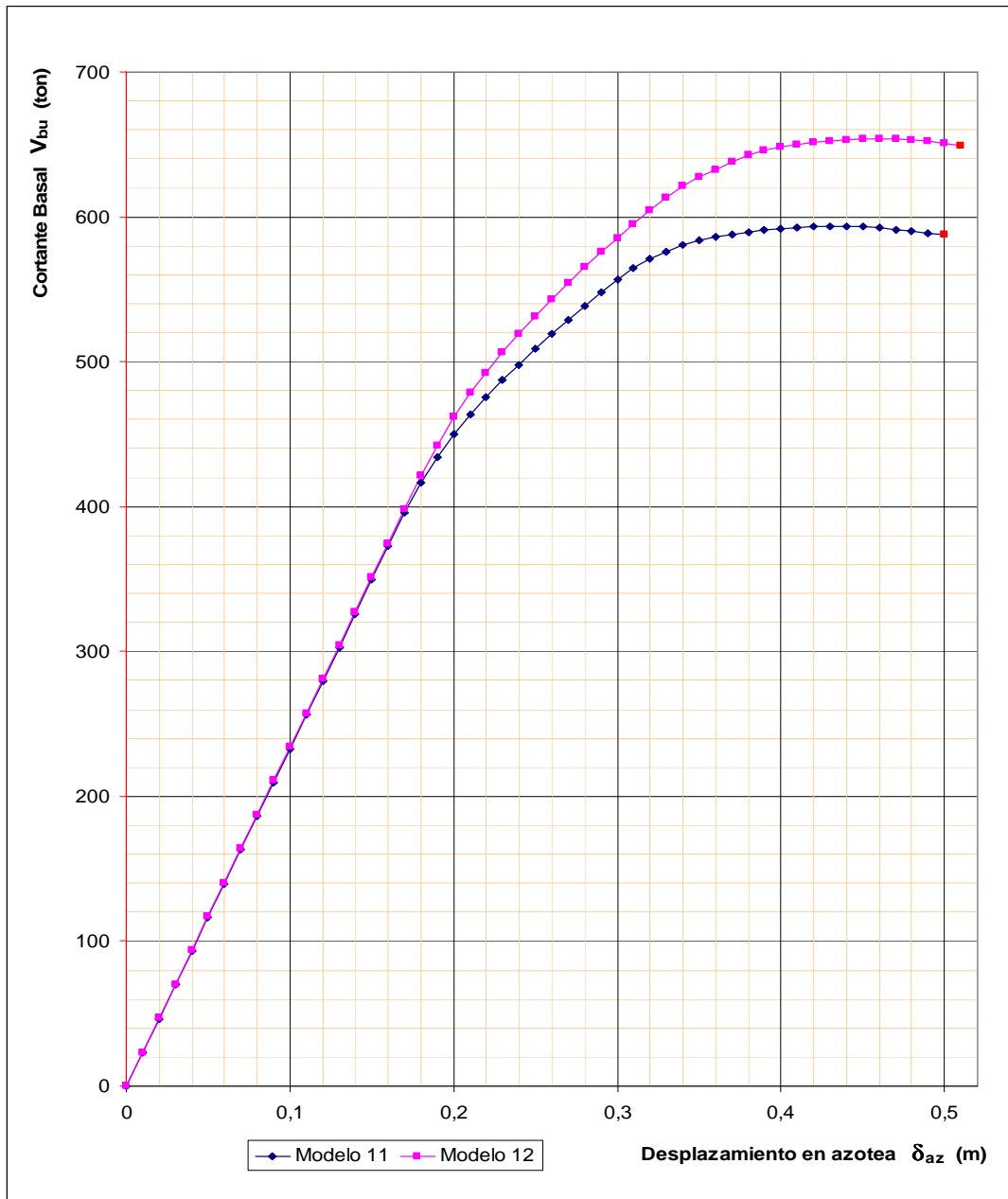


Figura 5.11 Curvas  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  de los modelos 11 y 12

se hizo de tal manera que las conexiones cumplieran tanto con la revisión a corte como con

la condición de columna fuerte/viga débil, el modelo 12 corresponde al edificio *I\_9\_2*, donde las conexiones no cumplen con los requerimientos de resistencia a corte.

Puede concluirse, a partir de comparar los resultados ofrecidos por estos dos modelos, que cumplir o no con la revisión por corte de las uniones viga-columna conduce a diferencias importantes en el valor de  $V_{bu}$  y, por tanto, de la sobrerresistencia. Al modelo 12 corresponde un  $V_{bu}$  que es 9.3% mayor que el que corresponde al modelo 11, lo cual origina que la sobrerresistencia del primero sea mayor en 14.5%.

La Figura 5.13 muestra para el modelo 11 los patrones laterales de deformación lateral para diferentes desplazamientos de azotea. Vale la pena mencionar que también para este edificio los patrones laterales así como el mecanismo plástico desarrollado en el mismo (caracterizado por la formación de articulaciones plásticas en las vigas) son prácticamente insensibles a las consideraciones de modelado hechas para los diferentes modelos.

La Figura 5.14 muestra las articulaciones plásticas existentes en el edificio (modelo 11) en el instante de la falla. En color rojo se muestran aquellas donde la capacidad de rotación ya fue excedida y con el mismo color se señala el nivel crítico del edificio.

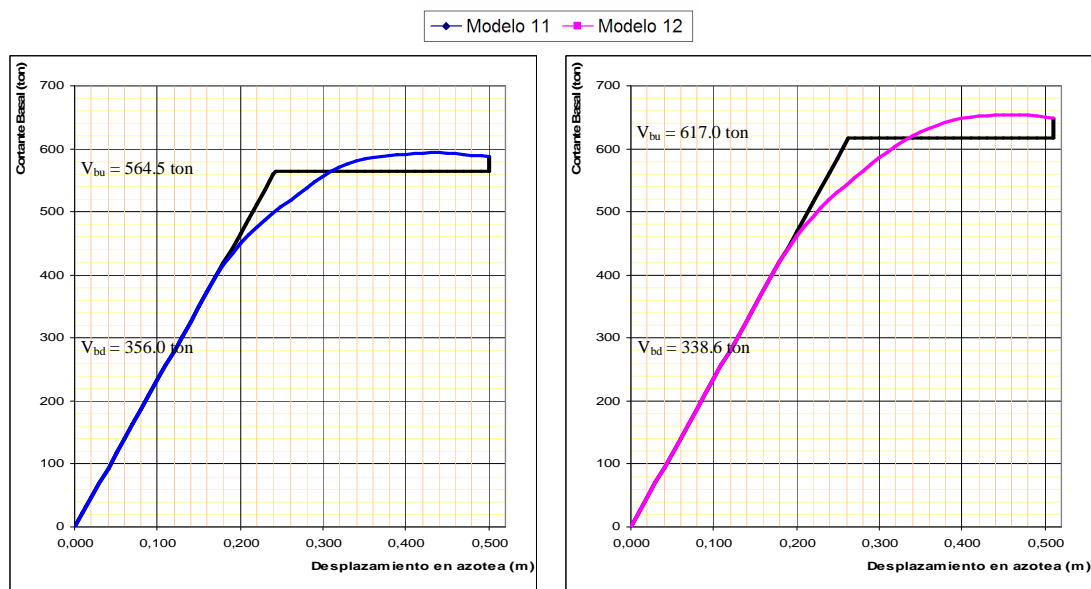


Figura 5.12 Idealización Bilineal de las curvas  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  de los modelos 11 y 12

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

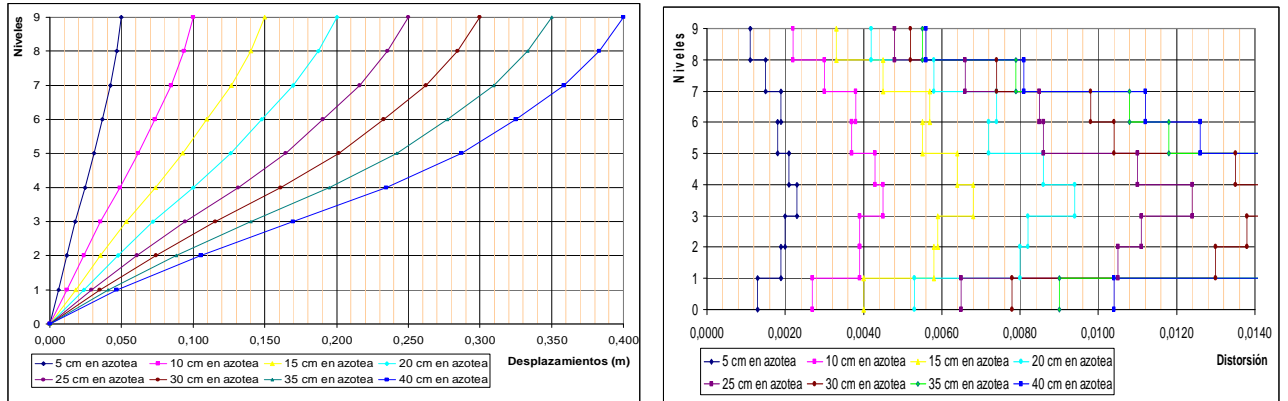


Figura 5.13 Patrones de desplazamiento lateral, modelo 11

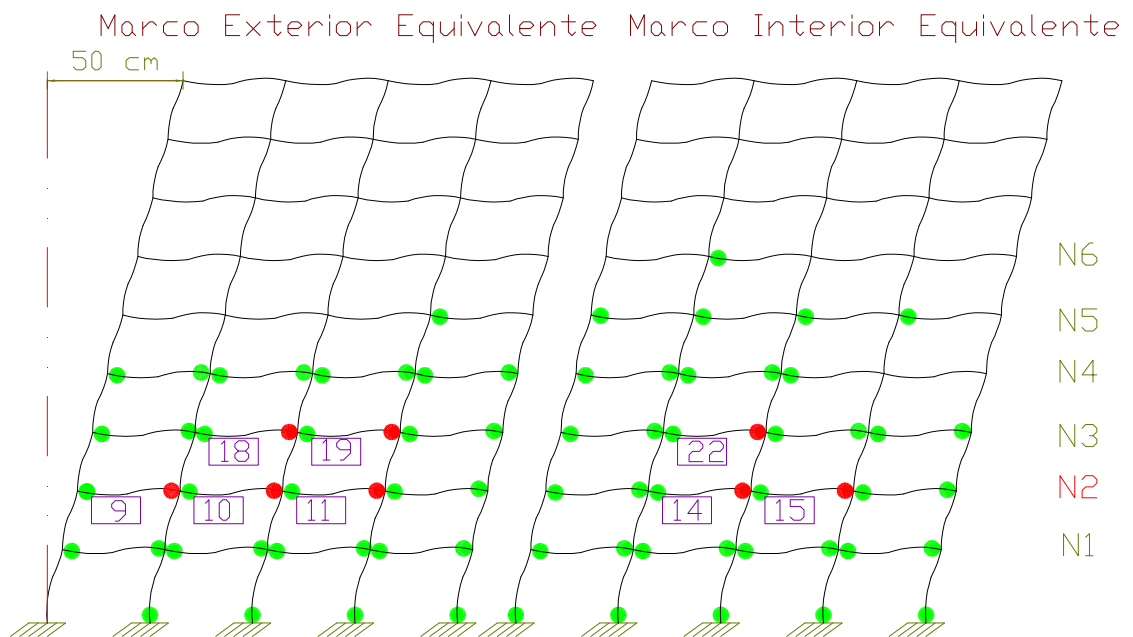


Figura 5.14 Articulaciones plásticas existentes al instante de la falla, modelo 11

#### 5.4.4 Edificio III\_9

Mientras que la Figura 5.15 muestra la curva  $V_{bu}$  contra  $\delta_{az}$  del modelo utilizado para establecer el comportamiento del edificio III\_9, así como su idealización bilineal, la Figura 5.16 muestra los patrones laterales de deformación lateral para diferentes desplazamientos de azotea.

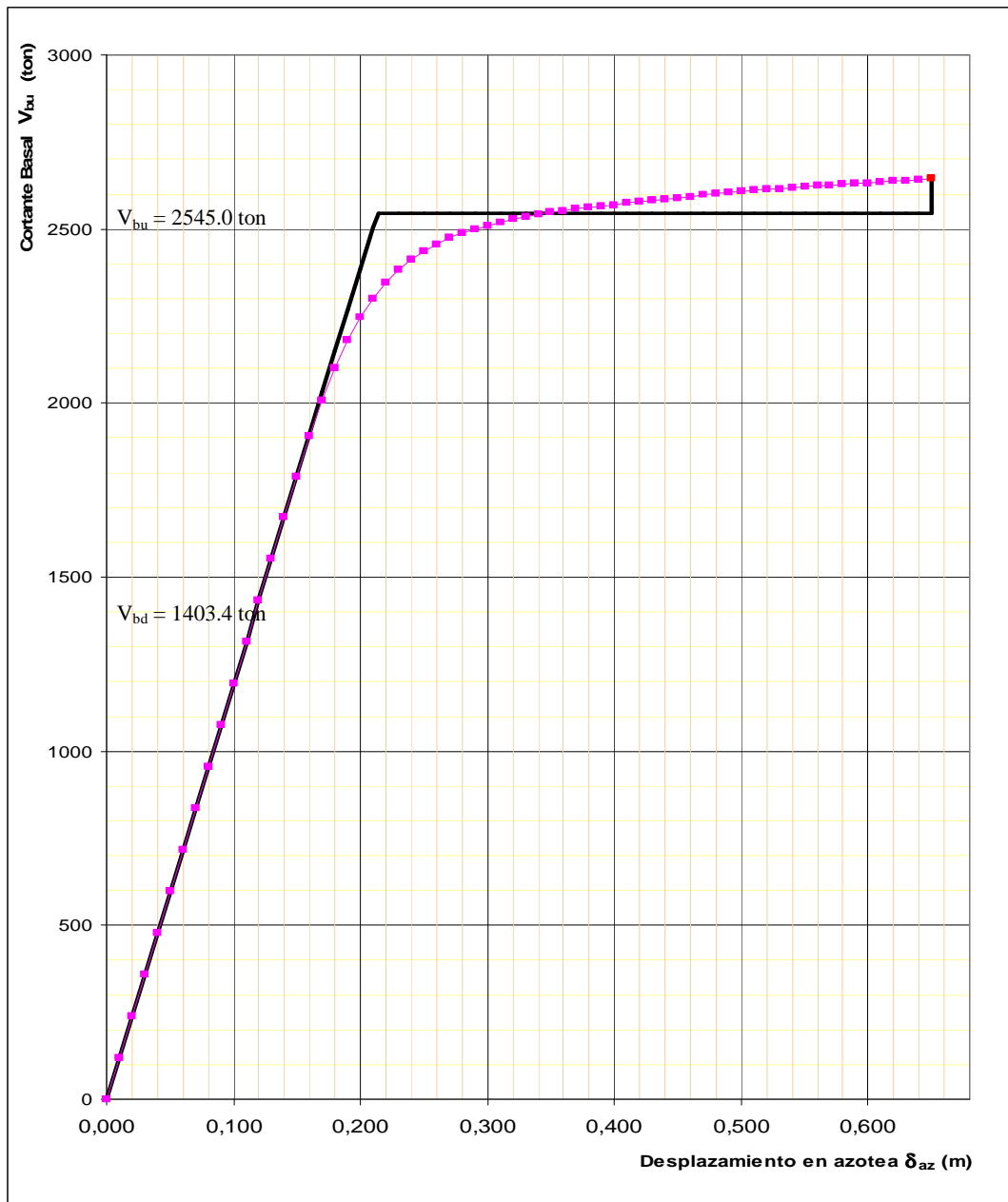


Figura 5.15 Idealización Bilineal de la curva  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  del modelo 13



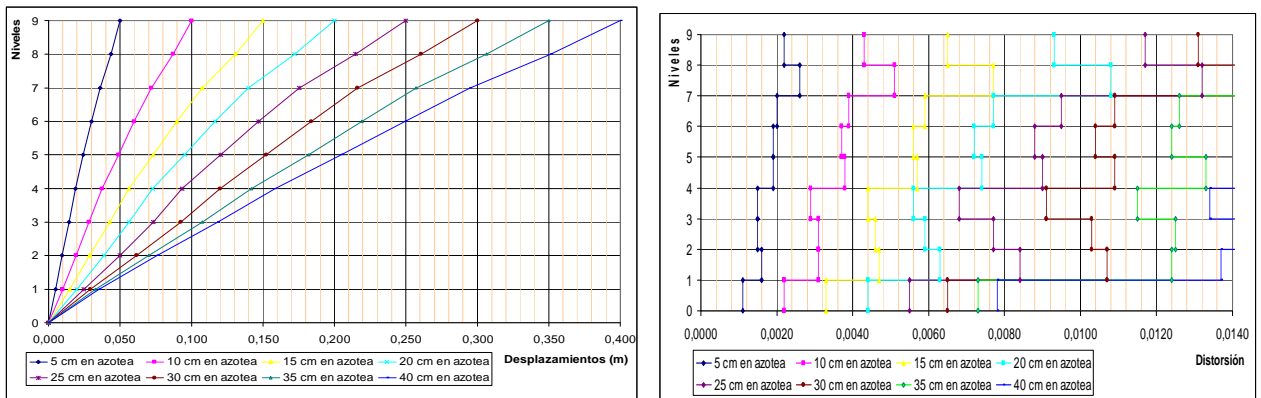


Figura 5.16 Patrones de desplazamiento lateral, modelo 13

### 5.4.5 Edificio *I\_15*

Mientras que la Figura 5.17 muestra las curvas  $V_{bu}$  contra  $\delta_{az}$  de los dos modelos utilizados para modelar el comportamiento del edificio *I\_15*, la Figura 5.18 muestra sus idealizaciones bilineales. El modelo 14 corresponde al edificio *I\_15\_1*, cuyo diseño se hizo de tal manera que las conexiones cumplieran tanto con la revisión a corte como con la condición de columna fuerte/viga débil y el modelo 15 corresponde al edificio *I\_15\_2*, donde las conexiones no cumplen con los requerimientos de resistencia a corte. Puede concluirse, a partir de comparar los resultados ofrecidos por estos dos modelos, que cumplir o no con la revisión por corte de las uniones viga-columna conduce a diferencias importantes en el valor de  $V_{bu}$  y, por tanto, de la sobrerresistencia. Al modelo 15 corresponde un  $V_{bu}$  que es 9.5% mayor que el que corresponde al modelo 14, lo cual origina que la sobrerresistencia del primero sea mayor en 9.2%.

La Figura 5.19 muestra para el modelo 14 los patrones laterales de deformación lateral para diferentes desplazamientos de azotea. Vale la pena mencionar que dichos patrones laterales así como el mecanismo plástico desarrollado en el edificio (caracterizado por la formación de articulaciones plásticas en las vigas) son prácticamente insensibles a las consideraciones de modelado hechas para los diferentes modelos, tal y como ocurrió para los demás edificios.

La Figura 5.20 muestra las articulaciones plásticas existentes en el edificio (modelo 15) en el instante de la falla. En color rojo se muestran aquellas donde la capacidad de rotación ya fue excedida y con el mismo color se señalan los dos niveles críticos del edificio.

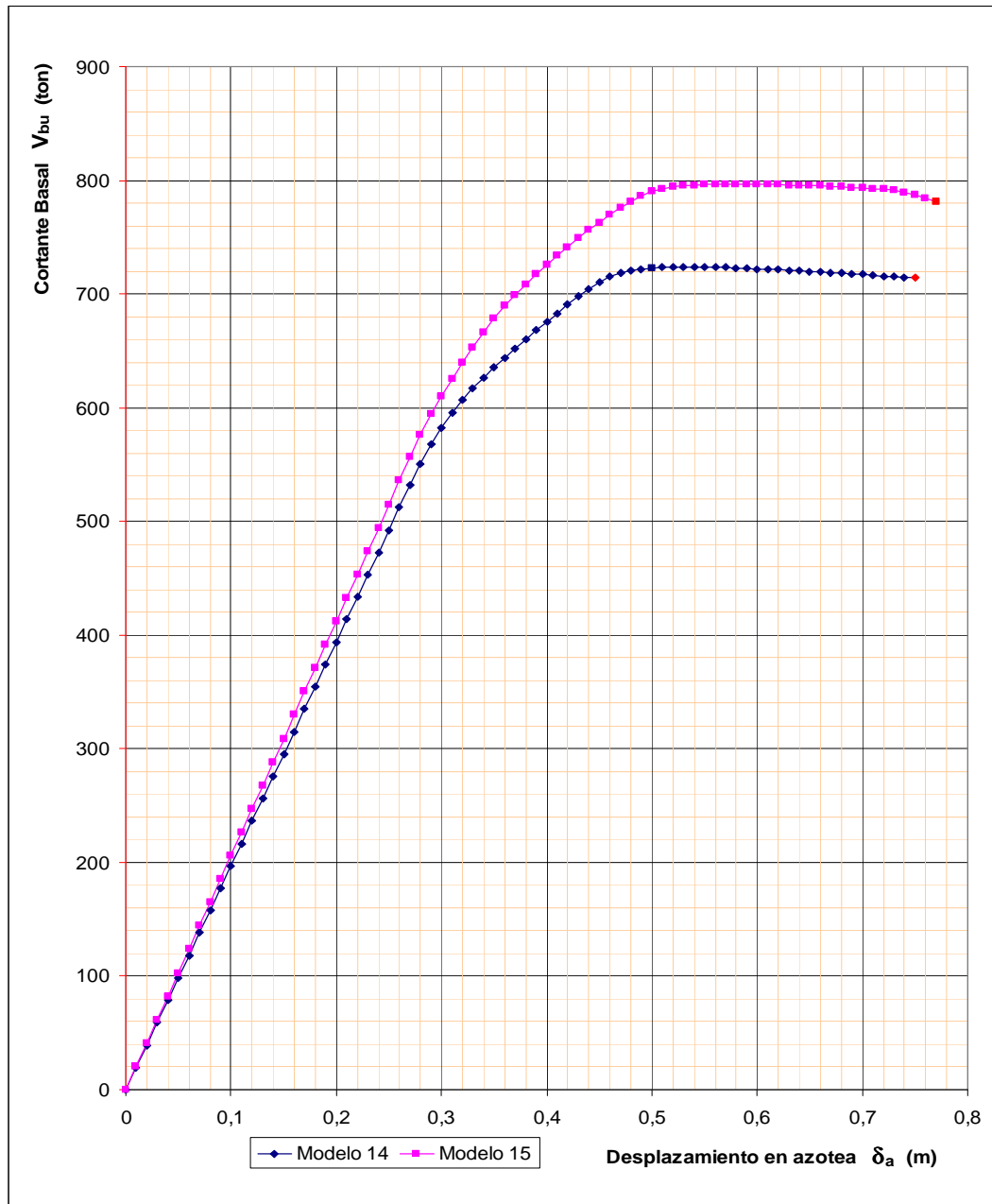


Figura 5.17 Curvas  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  de los modelos 14 y 15

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con  $Q = 2$ .  
Análisis no-lineal

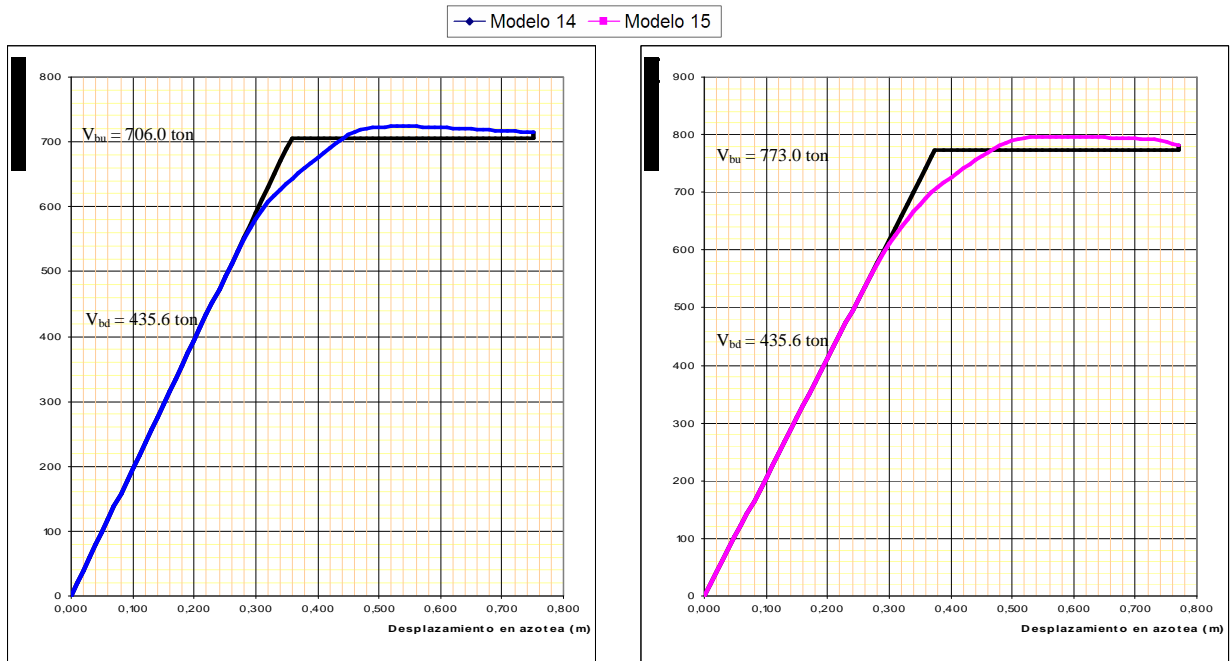


Figura 5.18 Idealización Bilineal de las curvas  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  de los modelos 14 y 15

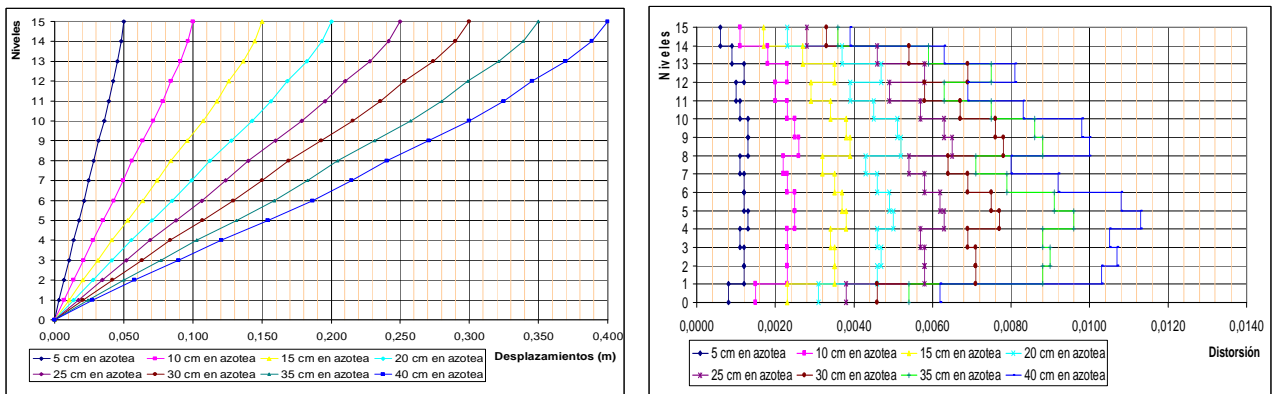


Figura 5.19 Patrones de desplazamiento lateral, modelo 14

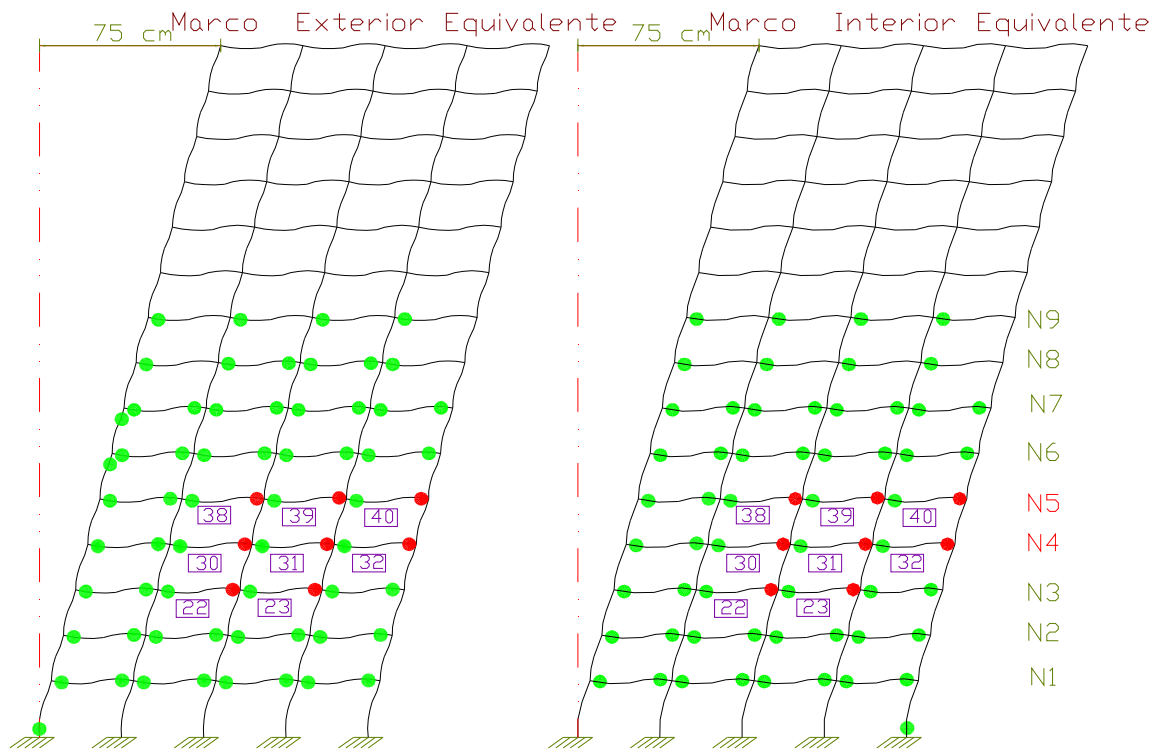


Figura 5.20 Articulaciones plásticas existentes al instante de la falla, modelo 14

### 5.4.6 Edificio III\_15

Mientras que la Figura 5.21 muestra los patrones laterales de deformación lateral para diferentes desplazamientos de azotea del edificio III\_15, la Figura 5.22 muestra las curvas

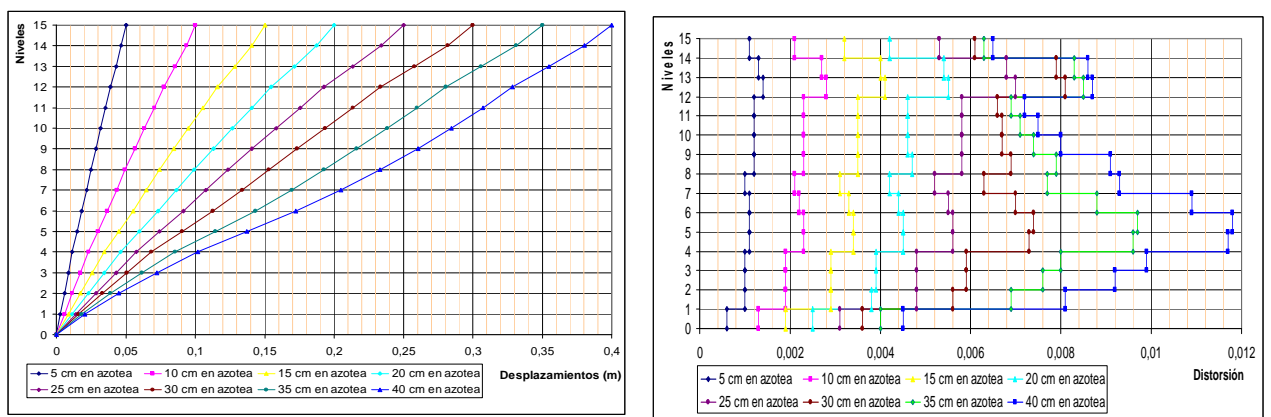


Figura 5.21 Patrones de desplazamiento lateral, modelo 16

$V_{bu}$  contra  $\delta_{az}$  del modelo utilizado para establecer el comportamiento del edificio, así como su idealización bilineal.

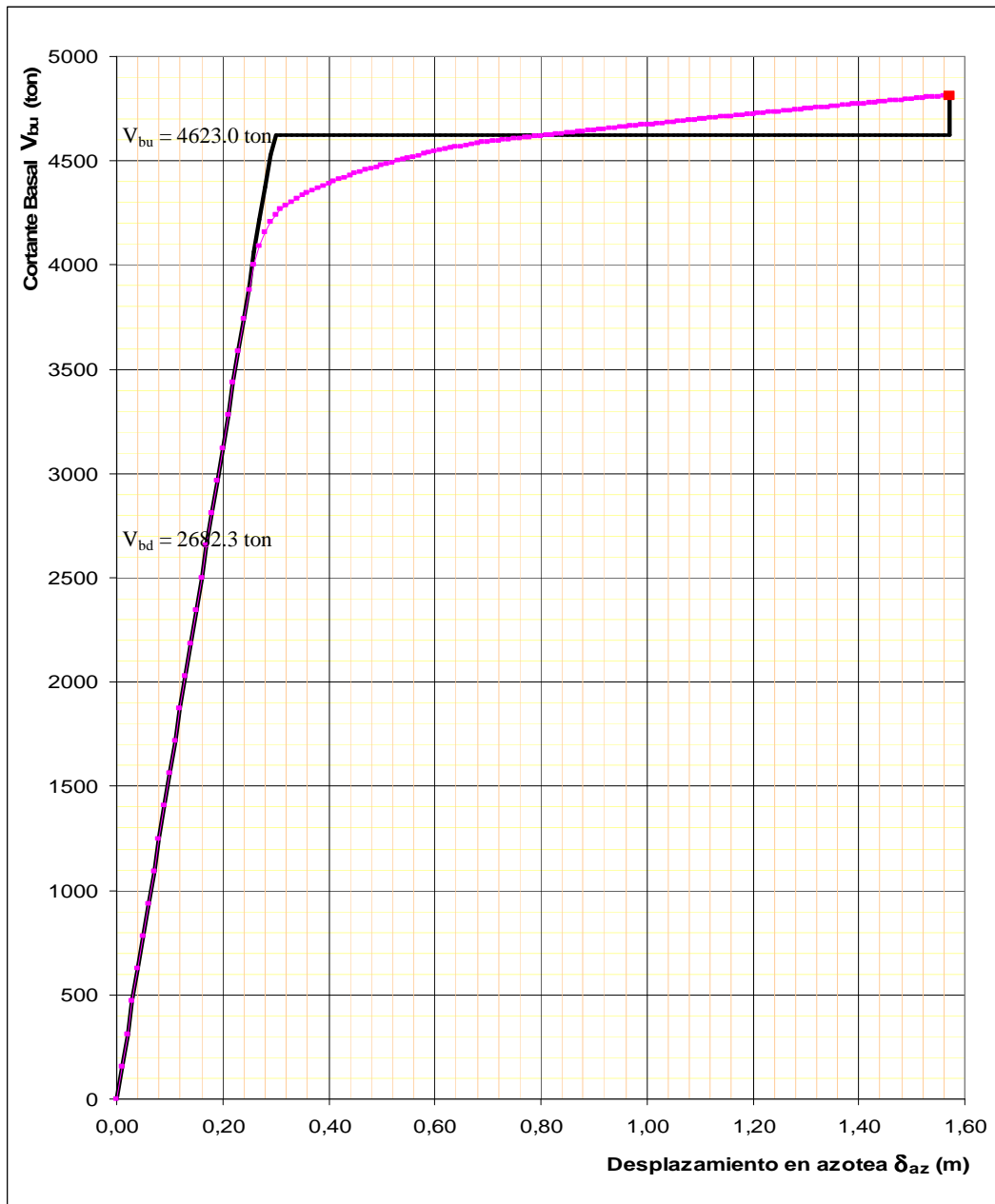


Figura 5.22 Curva  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  del modelo 16

### 5.5. Curvas de Sobrerresistencia

La Figura 5.23 resume las sobrerresistencias encontradas para los edificios bajo consideración. Los valores que se muestran corresponden a los modelos que consideran valores esperados de las propiedades de los materiales estructurales y el modelado de las vigas exteriores como secciones  $L$ .

Para la *Zona I* o de Lomas se incluyen dos curvas de sobrerresistencia: 1) Una que contempla los modelos 4, 11 y 14, que corresponden a las versiones de los edificios de 3, 9 y 15 pisos, respectivamente, cuyas conexiones cumplen tanto con la revisión a corte como con la condición de columna fuerte/viga débil; y 2) Otra que contempla los modelos 12 y 15, cuyas conexiones no cumplen con los requerimientos de corte. Para la *Zona III* o de Lago se incluye una curva que contempla las sobrerresistencias de los modelos 9, 13 y 16, correspondientes a los edificios de 3, 9 y 15 pisos, respectivamente, cuyas conexiones cumplen tanto con la revisión a corte como con la condición de columna fuerte/viga débil.

La Figura 5.23 muestra que con excepción del modelo 4, los modelos exhiben una sobrerresistencia menor que 2, que es valor correspondiente a la sobrerresistencia mínima real según el RCDF y sus NTCDS. En realidad los valores de sobrerresistencia obtenidos en este trabajo no pueden, ortodoxamente, compararse con los especificados por el apéndice A, debido a lo siguiente: en esta tesis, se usan los valores esperados de los materiales (como se hace en la mayoría de los estudios similares), mientras que el apéndice A contempló los valores nominales de los mismos para la caracterización de la sobrerresistencia; se asocia  $V_{bu}$  a la recta horizontal de la curva correspondiente a la idealización bilineal de  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$  (por considerar más apropiado tomar en cuenta, aunque de una manera trivial, que la estructura debe ser capaz de disipar energía, misma que se ve incrementada entre mayor es el número de ciclos que experimenta la estructura y la duración del sismo) y no al valor mayor de  $V_{bu}$  de la curva real  $V_{bu}$  vs.  $\delta_{az}$ , como lo hace el apéndice A; y rige una definición propia de lo que se considera como falla del edificio (por considerar más conveniente utilizar un nivel de daño estructural que ofrezca más posibilidades de sobrevivencia, tanto humana como del equipo, y menos posibilidades de destruir edificaciones colindantes si llegara a colapsar la estructura), que no se refiere al punto inmediatamente anterior al colapso, como en el apéndice A. Sin embargo, las diferencias anteriores no son tan significativas en la determinación de  $V_{bu}$ , y pueden entonces compararse los valores de sobrerresistencia encontrados en este estudio con los especificados por el Apéndice A.

También en la Figura 5.23 puede verse que las curvas correspondientes a la *Zona I* exhiben una tendencia que coincide con lo observado por otros investigadores: conforme mayor es el número de niveles del edificio, menor es la sobrerresistencia que le corresponde.

En el caso de los edificios diseñados para la *Zona III*, el edificio de tres niveles exhibe una sobrerresistencia menor que la exhibida por los edificios con mayor número de niveles (9 y 15 pisos). Esto puede deberse a que el edificio de 3 niveles, por tener elementos más esbeltos que los edificios de 9 y 15 niveles, tuvo mayores cambios de sus secciones

transversales y armados durante la revisión de conexiones. En particular, dentro del proceso iterativo de análisis y diseño planteado en esta investigación, entre más esbeltos los elementos estructurales, más dificultad se encontró para hacer que las uniones viga-columna cumplieran con la revisión a corte. Esto implicó una reducción del acero longitudinal de todas las vigas del edificio de 3 pisos al mínimo posible. En cuanto a los edificios de 9 y 15 niveles, el problema de revisión a corte de las conexiones tiende a concentrarse en los pisos superiores, donde las secciones transversales de los elementos estructurales son menores. Sin embargo, debido a que por razones prácticas se procuró no reducir demasiado las secciones transversales de los elementos estructurales de los pisos superiores en relación con los pisos inferiores (aunque por cuestión de resistencia y distorsión máxima si hubiera sido posible), la revisión de las conexiones en los edificios de 9 y 15 niveles no impuso condiciones extremas en cuanto a la necesidad de reducir el acero longitudinal de las vigas. Vale la pena hacer notar además que los edificios de 3, 9 y 15 niveles diseñados para la *Zona III* muestran poca diferencia en cuanto a sus valores de sobrerresistencia, lo cual es congruente con lo encontrado por otros investigadores en cuanto a las pequeñas variaciones de sobrerresistencia establecidas para edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad.

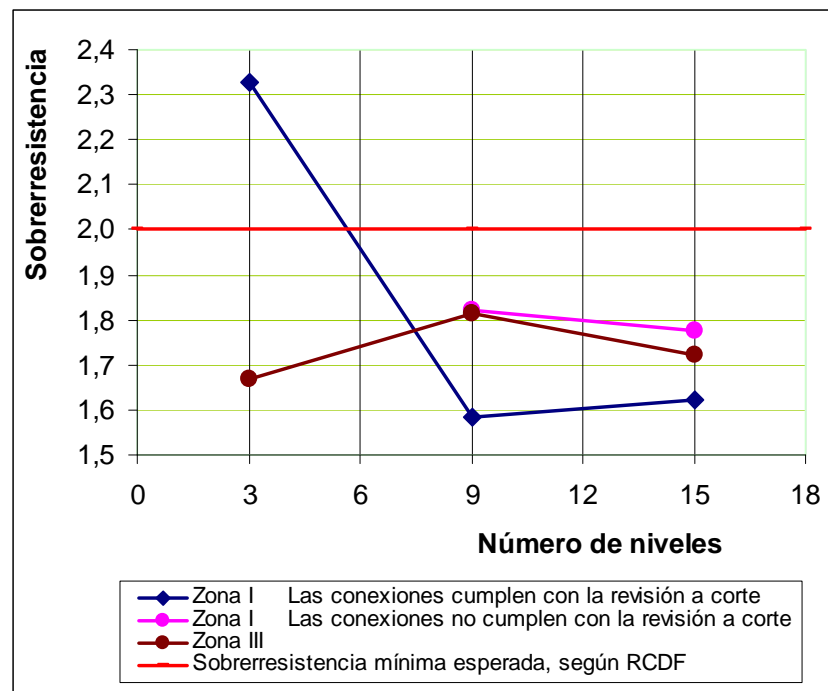


Figura 5.23 Curvas de *Sobrerresistencia vs. Número de niveles*

También puede observarse en la Figura 5.23 que al contrario de lo que se esperaba, los edificios de 9 y 15 niveles diseñados para la *Zona I* (baja sismicidad) resultaron con niveles de sobrerresistencia que son menores que los correspondientes a edificios similares diseñados para la *Zona III* (alta sismicidad). Una vez más, se encontró que los menores niveles de fuerza lateral en los edificios de 9 y 15 niveles diseñados en la *Zona I* resultaron en elementos esbeltos que dificultaron el proceso de revisión a corte de las conexiones. Cuando se reduce el acero longitudinal de las vigas de estos edificios para que pasen las conexiones a corte, se observa una reducción importante en cuanto al valor de su sobrerresistencia. Note que cuando los edificios de 9 y 15 niveles ubicados en la *Zona I* no son modificados para que cumplan con la revisión a corte de las conexiones, los valores de sobrerresistencia real se incrementan de tal manera que son iguales o mayores que los encontrados para sus contrapartes diseñados para la *Zona III*. Las dos curvas correspondientes a la *Zona I* muestran claramente el hecho de que cumplir o no con la revisión a corte de las conexiones afecta al valor de la sobrerresistencia del edificio, en particular cuando se reduce la cuantía de las vigas para que las conexiones pasen a corte.

Por lo general, entre mayor es el número de niveles de un edificio, el proceso iterativo de análisis y diseño se hace más complicado y laborioso, lo cual motiva al diseñador estructural a buscar una solución práctica que facilite y acelere la obtención de la versión final del edificio. En este sentido, mientras el investigador contempla aumentar secciones transversales y aumentar cuantías de columnas para dar solución a la revisión de nudos, el ingeniero de la práctica termina contemplando una disminución de la cuantía de acero longitudinal de las vigas (lo cual resulta ser eficaz, sencillo y rápido). De hecho, como se comentó con anterioridad, para los edificios de 9 y 15 pisos diseñados en la *Zona III* se contemplaron desde un principio, cuantías relativamente bajas de acero longitudinal para las vigas, de tal manera que durante la segunda etapa de análisis y diseño bastara con aumentar la cuantía de acero longitudinal de algunas columnas para que se llegara rápidamente a la versión final del edificio. Vale la pena volver a mencionar que en algunos despachos de cálculo estructural no se ha incorporado todavía la revisión de nudos a sus procesos de diseño.

### **5.6. Momento de Inercia de Agrietamiento.**

El inciso 1.4.1 de las NTCDEC especifica que cuando se apliquen métodos de análisis elástico (como los realizados en este trabajo con los programas Cadse y Etabs), se admite contemplar el efecto de agrietamiento en los elementos de concreto a partir de considerar para el modelo de análisis el 50% y 100% de los momentos de inercia de la sección bruta de vigas y columnas, respectivamente.



Debido a que los periodos encontrados con el programa Drain2DX difieren de los encontrados con los programas Cadse y Etabs, se consideró de interés establecer una comparación entre ambos juegos de valores. Note que los momentos de inercia de vigas y columnas contemplados por los modelos de análisis no lineal se estimaron a partir de un modelado más refinado que consideró explícitamente la contribución de la losa, las propiedades esperadas de los materiales estructurales, y el nivel de agrietamiento real en los elementos estructurales.

La Tabla 5.12 compara los periodos naturales de vibración obtenidos a partir de los modelos considerados para los análisis lineales y no-lineales. Puede observarse que los periodos establecidos a partir de los modelos de análisis lineal resultan algo menores que los obtenidos a partir de los modelos no-lineales. La sobrestimación del valor del periodo tiende a ser menor para los edificios diseñados en la Zona del Lago. Los resultados que se presentan sugieren que el modelado contemplado actualmente por las NTCDEC para el momento de inercia agrietado tiende a sobrestimar la rigidez a flexión de los elementos estructurales. Cuando se considera el 35% del momento de inercia de la sección bruta de las vigas, la diferencia entre ambos juegos de valores se reduce sustancialmente. Vale la pena mencionar que algunos códigos de diseño sísmico, tal como el de Nueva Zelanda, contemplan el porcentaje de 35% para considerar el agrietamiento de las vigas.

Tabla 5.12 Incremento de los Periodos encontrados con el programa Drain2DX con respecto de los encontrados con los programas Cadse y Etabs

<b>Modelo Inelástico</b>	<b>4</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>9</b>	<b>13</b>	<b>16</b>
<b>Edificio</b>	<b>I_3</b>	<b>I_9_1</b>	<b>I_9_2</b>	<b>I_15_1</b>	<b>I_15_2</b>	<b>III_3</b>	<b>III_9</b>	<b>III_15</b>
$T_{CADSE}$ o $T_{ETABS}$	0,94	1,79	1,87	2,60	2,60	0,70	0,91	1,16
$T_{DRAIN2DX}$	0,91	2,30	2,28	3,21	3,15	0,81	1,05	1,29
<b>Incremento (%)</b>	-3,60	28,49	21,93	23,46	21,15	15,55	15,38	11,21

## 6. CONCLUSIONES

### 6.1. Sobrerresistencias obtenidas

Para cinco de los seis edificios estudiados en este trabajo, los valores de sobrerresistencia obtenidos son menores que 2. A pesar de que se cumplió con los requerimientos y especificaciones de la nueva versión del RCDF y sus NTCDEC y NTCDS para el diseño de estructuras de marcos de concreto reforzado con  $Q$  de 2, se obtuvieron valores de sobrerresistencia que indican que los requerimientos considerados por el Apéndice A pueden caer del lado de la inseguridad.

Se encontró también que modelar las vigas exteriores como sección  $L$  y utilizar los valores esperados de las propiedades de los materiales estructurales no son variables que impacten de manera significativa el valor de la sobrerresistencia.

### 6.2. Influencia de la revisión de las conexiones en la sobrerresistencia

En cuatro de los seis edificios considerados, la revisión a corte de las conexiones implicó la necesidad de modificar secciones transversales de vigas y/o columnas, lo que resultó en el planteamiento de nuevos modelos y en la necesidad de iterar durante el proceso de diseño (antes de esta revisión, tanto columnas, como vigas y losas, cumplían con todas las demás especificaciones señaladas por el nuevo RCDF y sus normas técnicas).

Se confirmó que, entre otras cosas, la disminución de la cuantía del acero longitudinal en las vigas ayuda a cumplir tanto con la revisión a corte de las conexiones como con la condición de columna fuerte/viga débil. Por ser en muchos casos una solución rápida, eficaz y económica, es muy probable que el ingeniero recurra a plantear cuantías de acero longitudinal relativamente bajas desde el principio para procurar llegar a la versión final del edificio en muy pocas iteraciones. Esto definitivamente impacta el valor de sobrerresistencia de una edificación.

La revisión a corte de las conexiones impacta en mayor grado a estructuras con elementos estructurales esbeltos. Esto tiene como resultado que las versiones finales de los edificios tiendan a exhibir sobrerresistencias menores conforme mas esbeltos son sus elementos estructurales. Debido a lo anterior, algunos de los edificios diseñados para la *Zona I* exhibieron sobrerresistencias menores que sus contrapartes diseñadas para la *Zona III*. Esto también explica el porque edificios con menor número de pisos pueden resultar con sobrerresistencias menores.

La revisión de nudos, no contemplada en versiones anteriores de las NTCDEC para marcos de concreto reforzado con  $Q$  de 2, es sin lugar a dudas un requerimiento razonable para promover un mejor comportamiento sísmico de dichos sistemas estructurales. Sin embargo, a partir de los resultados arrojados por esta tesis se sugieren dos cursos de acción:

- a) Incluir comentarios a los requerimientos de las NTCDEC, que indiquen al ingeniero estructural de la práctica que es mejor cumplir con los requerimientos de corte y flexión de las conexiones a partir de incrementar el armado longitudinal y sección transversal de las columnas, y no a partir de reducir el acero longitudinal de las vigas.
- b) Integrar más el trabajo de los comités encargados de elaborar las NTCDEC y las NTCDS. En particular, cambios benéficos planteados de manera independiente por ambos comités, como lo es la revisión de las conexiones en las NTCDEC y el uso explícito de un factor de sobrerresistencia en las NTCDS, pueden resultar en reducciones inesperadas del nivel de seguridad estructural de las edificaciones.

### **6.3. Agrietamiento en vigas y columnas**

Los periodos establecidos a partir de los modelos de análisis no-lineal resultaron ser 20% mayores, en promedio, que los obtenidos a partir de los modelos lineales. Estos resultados sugieren que el modelado contemplado actualmente por las NTCDEC para el momento de inercia agrietado de vigas y columnas tiende a sobrestimar la rigidez a flexión de los elementos estructurales con respecto al obtenido mediante un modelado mas refinado que consideró explícitamente la contribución de la losa, las propiedades esperadas de los materiales estructurales, y el nivel de agrietamiento real en los elementos estructurales.

Por lo anterior, parece ser conveniente modificar el inciso 1.4.1 de las NTCDEC, el cual especifica que cuando se apliquen métodos de análisis elástico, se admite contemplar el efecto de agrietamiento en los elementos de concreto a partir de considerar para el modelo de análisis el 50% y 100% de los momentos de inercia de la sección bruta de vigas y columnas, respectivamente. Considerar el 35% del momento de inercia de la sección bruta de las vigas ha dado mejores resultados, por lo que algunos códigos de diseño sísmico contemplan ya dicho porcentaje.

### **6.4. Investigaciones futuras**

Como ya se mencionó, este trabajo fue concebido como parte de una investigación más amplia cuya finalidad es identificar las variables que son relevantes para la obtención de la sobrerresistencia lateral de edificaciones diseñadas conforme al RCDF y sus normas técnicas complementarias. Se sugiere que los futuros estudios consideren integrar los resultados obtenidos hasta la fecha por diferentes investigadores mexicanos, y ampliar la información a partir de un estudio sistemático que considere diferentes materiales estructurales, distinto número de niveles, diversos tipos de estructuración, diferentes valores de  $Q$ , y distintas zonas sísmicas (incluida la *Zona II*). Todo esto con la finalidad de que las futuras versiones del RCDF y sus normas técnicas complementarias puedan considerar la sobrerresistencia como un parámetro dependiente de las variables que resulten ser más significativas.

## 7. REFERENCIAS

- Arroyo Espinoza D., Rangel Torres G. y Terán Gilmore A. (2000), “Efecto de la resistencia en el desempeño estructural”, *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, México, (CD).
- Balendra T. y Huang X. (2003), “Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 129 (8), 1019-1035.
- Bertero V. V. Anderson J. C., Krawinkler H. y Miranda E. (1991), “Design guidelines for ductility and drift limits: review of the state-of-the-practice and state-of-the-art in ductility and drift-based earthquake-resistant design of buildings”, *Rep. No. UCB/EERC-91115, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.*
- Bertero R. D., Bertero V. V. y Terán Gilmore A. (1996), “Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts”, *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, México, (CD).
- Bertero V. V. (1997), “Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines”, *Memorias, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Slovenia, 1-31.
- Bertero R. D. y Bertero V. V. (2000), “Application of a comprehensive approach for the performance-based earthquake-resistant design of buildings”, *Memorias, XII World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, (CD).
- Bojórquez E. y Ruiz S. E. (2003), “Influencia de la fatiga de bajo ciclaje en los factores de reducción por ductilidad para distintas zonas del valle de México”, *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, México, (CD).
- Bojórquez E. y Rivera J. L. (2005), “Espectros con tasa de falla uniforme en S1GL para distintos modelos de comportamiento teóricos (utilizando funciones de degradación)”, *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica México*, D.F., (CD).
- Castro Gutiérrez B. (2002), “Estudio de Sobrerresistencia en Estructuras”, *Proyectos Terminales de Ingeniería Civil I y II*, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.
- Fajfar P. (1992), “Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 837-848.
- Federal Emergency Management Agency (1997), “FEMA 273, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), “NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décimo Cuarta Época, II (103-Bis).

- Gobierno del Distrito Federal (2004), "NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décimo Cuarta Época, II (103-Bis).
- Hernández Quintana A. (1985), "El Concreto, Pruebas de campo y laboratorio", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Jain S. K. y Navin R. (1995), "Seismic Overstrength in Reinforced Concrete Frames", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 121 (3), 580-585.
- Kent, D. C. y Park R. (1971), "Flexural members with confined concrete", *ASCE Journal of Structural Division*, 97 (ST7), 1969-1990.
- Luna Arroyo J. L. (1999), "Estudio de los criterios del reglamento de construcciones para el D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Luaces, F. L. (1995), "Sobrerresistencia de estructuras a base de marcos de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Mander, J. B., Priestley M. J. N. y Park R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Meli R. (1992), "Code-prescribed seismic actions and performance of buildings", *Memorias, X World Conference on Earthquake Engineering*, Balquema, Rotterdam, The Netherlands, 10, 5783-5788.
- Miranda, E. y Bertero V. V. (1989), "The Mexico earthquake of September 19, 1985-performance of low-rise buildings in Mexico City", *Earthquake Spectra*, 5(1), 121-143.
- Miranda, E., Ordaz M. y Reinoso E. (1999), "Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, México, II, 1061-1070.
- Moehle J. P. (1992), "Displacement based design of reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Earthquake Spectra*, 8 (3), 403-428.
- Newmark, N. M. y Hall W. J. (1982), "Earthquake spectra and design", *Earthquake Engrg, Res. Inst.*, El Cerrito, Calif.
- Ordaz M., Miranda E. y Avilés J. (2000), "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF", *Memorias del VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México, (CD).
- Osteraas J y H Krawinkler (1990), "Strength and ductility considerations in seismic design", Rep. 90. *John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Stanford Univ., Stanford, Calif.

- Panagiotakos T. B. y Fardis M. N. (2001), "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", *ACI Structural Journal*, 98 (2), 135-148.
- Pantazopoulou S. J. y French C. W. (2001), "Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frames", *ACI Structural Journal*, 98 (4), 479-489
- Park Y. J. y Ang A. H. (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 111 (4), 722-739.
- Park R. y Paulay T. (1978), "Estructuras de concreto reforzado", primera edición, Limusa, D.F. México.
- Park R., Priestley M. J. N. y Gill W. D. (1982), "Ductility of square-confined concrete columns", *ASCE Journal of Structural Division*, 108 (ST4), 929-950.
- Park R. y Paulay T. (1992), "Capítulo 5: Estructuras de concreto" Diseño de estructuras resistentes a sismos, Emilio Rosenblueth, editor, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C., segunda reimpresión, 201-269.
- Park R. (1996), "Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process", *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, Artículo No. 2130.
- Paulay T. (1996), "Seismic design of concrete structures the present need of societies", *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México,
- Prakash V., Powell G. H. y Campbell S. (1993), "DRAIN-2DX Base program description and user guide", *Reporte UCB/SEMM-93/17*, Universidad de California en Berkeley.
- Priestley M. J. N. (2000), "Performance based seismic design", *Memorias, XII World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, (CD).
- Reyes Salinas C. (2000), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rahgozar M. A. and Humar J. L. (1998), "Accounting for overstrength in seismic design of steel structures", *Can. J. Civ. Eng.*, 25, 1-5.
- Rodríguez M. E. y Botero J. C. (1994), "Aspectos del comportamiento de sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, México, I, 302-311.
- Rodríguez M. E. y Botero J. C. (1997), "Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo", *Revista de Ingeniería Sísmica*, 56, 9-27.
- Sánchez Badillo A. (2005), "Diseño por desempeño de marcos de concreto reforzado, de mediana y gran altura ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.
- SEAOC (1995), "Performance based seismic engineering of buildings", Vision 2000 Committee.

- Shahrooz, B. M. y Moehle J. P. (1990), "Evaluation of seismic performance of reinforced concrete frames", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 116 (5), 1403-1422.
- Silva Olivera H. y López Bátiz O (2001), "Estudio experimental sobre índices de daño en estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas laterales", *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, México, (CD).
- Somerville P. G., Smith N., Punyamurthula S. y Sun J. (1997), "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project", *Reporte SAC/BD-97/04*, SAC Joint Venture.
- Terán Gilmore A. (1996), "Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts", *Tesis Doctoral*, Universidad de California en Berkeley.
- Terán Gilmore A. (1998), "Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, México.
- Terán Gilmore A. (2002), "Diseño por Desempeño: Antecedentes, Conceptos Generales y Perspectivas", *Memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, México, (CD).
- Terán Gilmore A. y Jirsa J. O. (2003), "Un modelo simple para predecir la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, México, (CD).
- Terán Gilmore A., Avila E. y Rangel Torres G. (2003), "On the use of plastic energy to establish strength requirements in ductile structures", *Engineering Structures*, 25, 965-980.
- Terán Gilmore A. y Espinoza-Johnson M. A. (2003), "Resistencia de diseño para sistemas simples que exhiben degradación de rigidez y resistencia", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, México, (CD).
- Terán Gilmore A. (2005), "Consideraciones para establecer la resistencia lateral de diseño de estructuras ubicadas en la Zona del Lago del D.F.", *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Ciudad de México, México, (CD).
- Uang, C. M. (1991), "Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd factors for Building Seismic Provisions", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 117 (1), 19-28.
- Watson S, Zahn F. A. y Park R. (1994), "Confining reinforcement for concrete columns", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120 (6), 1825-1849.
- Zhu T. J., Tso W. K. y Heidebrecht A. C. (1992), "Seismic performance of reinforced concrete ductile moment-resisting frame buildings located in different seismic regions", *Can. J. Civ. Engrg.*, 19(4), 688-710.