



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA EL DISEÑO  
SÍSMICO POR DESEMPEÑO Y CONFIABILIDAD  
DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO, CON  
PISO SUAVE EN PLANTA BAJA, DESPLANTADOS  
EN SUELOS BLANDOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

**José Luis Díaz Alcántara**

TUTOR:

**Dr. Luis Esteva Maraboto**

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DOCTOR ROBERTO MELI PIRALLA  
Secretario: DOCTORA SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ  
Vocal: DOCTOR LUIS ESTEVA MARABOTO  
1<sup>er</sup>. Suplente: DOCTOR ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ  
2<sup>do</sup>. Suplente: DOCTOR JAIME GARCÍA PÉREZ

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

Dr. LUIS ESTEVA MARABOTO

## DEDICATORIAS

*A mis queridos y amados padres:  
**Guillermo Díaz Barrera y  
Rafaela Alcántara Sarabia,**  
por su gran amor y respeto, además  
de su constante e incondicional apoyo.*

*Al **Dr. Luis Esteva Maraboto,** tutor de esta tesis,  
con admiración por su brillante carrera como  
investigador y por su paciencia y amabilidad  
durante todo este tiempo de atinada guía.*

*Con todo mi amor, a mis hijas e hijo:  
**Regina Monserrat Díaz Morales,  
Jimena Guadalupe Díaz Morales y  
José Luis Díaz Morales,**  
deseando que sirva este trabajo como ejemplo  
de que nunca es tarde para la consecución de un ideal  
y de que siempre es mejor hacer las cosas a su tiempo.*

*A mis muy queridos hermanos:  
**Guillermo Díaz Alcántara  
María Guadalupe Díaz Alcántara  
Moisés Díaz Alcántara y  
Eduardo Díaz Alcántara,**  
con todo el aprecio que se merecen como  
seres humanos admirables que son.*

*Con el profundo amor que sabes que te tengo,  
**Adriana Canales Goerne,**  
porque a tu lado he recibido, de lo más alto, la oportunidad  
de reconocermme, de conocer el amor y de reencontrarme con Dios;  
tres sólidos elementos de soporte para construir sobre ellos  
una vida estable y feliz.*

## AGRADECIMIENTOS

### **1. Al Consejo Nacional de Ciencia y tecnología (CONACYT).**

*Por el apoyo financiero que hizo más fácil la culminación de este ideal.*

### **2. A la Universidad Nacional Autónoma de México y a su División de Posgrado de la Facultad de Ingeniería.**

*Por mantenerse fieles al postulado constitucional de la educación pública y gratuita.*

### **3. Al Instituto de Ingeniería de la UNAM.**

*Por los invaluable recursos materiales e intelectuales aportados para la realización de este trabajo.*

### **4. A mis admirados profesores de la División de Posgrado de la UNAM:**

Ing. Neftalí Rodríguez Cuevas, Dr. Mario Ordaz Schroeder, M en I. Octavio García Domínguez, Dr. Gustavo Ayala Milian, Dr. Arturo Tena Colunga, M en I. Roberto Magaña del Toro, Dr. David Muria Vila, Dr. Ernesto Heredia Zavoni y Dr. Luis Esteva Maraboto.

*Por compartir sus invaluable conocimientos y experiencia conmigo.*

### **5. A los miembros del jurado, e investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM:**

Dr. Roberto Meli Piralla; Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. Orlando Javier Díaz López y Dr. Jaime García Pérez.

*Por su gran disposición, durante la realización de esta investigación, para aportar sus oportunos comentarios, sus atinadas opiniones y sus expertos conocimientos.*

### **6. A mis admiradas amigas y estimados amigos de muchos años,** con quienes he tenido el enorme placer de compartir la noble actividad de la docencia:

Socorro Ana Romo González, Melva Olvera Arana, Marisela Bañuelos Marín, Norma Angélica Maya Gatica, Perla Santa Ana Losada, Patricia Díaz García, Alicia Musalem Achcar, Verónica Cedeño Mora, Angélica Tafoya Garnica, Claudia Olivia Pérez Vázquez, Elsie Zamora Barrera, Estela Estebanez García, Gabriela Alcántara Núñez, Norma Ramos Martínez, Consuelo Ramírez Pérez, Alicia Nava Olmos, Martha Torres Méndez, Oscar Francisco Rodríguez Mendoza, Miguel Ángel Marroquín García, Jesús Ángel Romero Andalón, Uriel Texcalpa Villarruel, Victor Antonio López Rodríguez, Guillermo Celis Colín, Sergio Ruvalcaba Morales, Manuel del Moral Dávila, Fernando García Márquez, Alejandro León de la Barra, y Guillermo Martínez Escobar (con una disculpa por muchos nombres no recordados).

*Porque han significado una gran motivación y ejemplo para el crecimiento y desarrollo personal, además de invaluable apoyo en el desempeño de la docencia.*

**7. A mis amigas y amigos de toda la vida, compañeros de generación de la Universidad Iberoamericana:**

Aurora Cabrera Macias, Patricia González Ochoa, Jesús Saucedo Gonzáles, Javier Betancourt Palacio, Enrique Taracena Sanz, Roger Noyola Gasca, José Luis Romero Paredes, Gregorio Gonzáles Gurza, Felix Morales Barragán, José Antonio Alonso García-Jarque y Javier Alonso García-Jarque.

*Porque sus logros profesionales y su desempeño en la vida han sido siempre un ejemplo a seguir y un estímulo para no claudicar en la lucha diaria por alcanzar un ideal.*

**8. A mis compañeros y amigos del Instituto de Ingeniería, y de la División de Posgrado de la UNAM,** con quienes he tenido la incomparable y gozosa oportunidad de compartir la siempre excitante labor de la investigación:

Eduardo Ismael Hernández, Roberto Pérez Martínez, José Guadalupe Rangel Ramírez, Yasser Picazo Gama, Luis Alfonso López López, Cesar Vázquez Lorenzana, Juan Manuel Figueroa Figueroa, Emma Soto Barraza, Sergio Márquez (y una larga lista de rostros presentes, pero nombres olvidados)

*Porque su grata compañía, aunada a muchos momentos de desinteresado intercambio y complementación en el conocimiento, me renovaron continuamente el optimismo y la determinación para llevar a su feliz culminación esta maestría y este trabajo de tesis.*

**9. A mi gran familia y muchas personas más,** que tomaría varias páginas mencionar aquí, de las cuales algunas son solo vago recuerdo en mi memoria:

*Porque de una u otra manera, con su comportamiento en la vida sembraron en mi alma algún valor humano que ha sido importante para sostener este esfuerzo y determinación orientados a seguir superándome como profesional de la ingeniería y como persona.*

**10. A mi ex-esposa, Martha Morales Castillo,** que durante los últimos 24 años se ha dedicado enteramente y con esmero a educar a nuestros hijos; y que especialmente en los recientes cuatro años me ha concedido el tiempo libre para poder alcanzar esta meta largamente pospuesta:

*Porque la nobleza obliga y no me consideraría un ser humano bien nacido, ni un buen Cristiano, si no la incluyera en estos agradecimientos.*

**11. A Cristo Jesús, que siendo último es El PRIMERO;** gran maestro de la vida, quien me ha enseñado que puedo ser luz y sal en el mundo (Mt 5.13-16) si vivo amando y sirviendo a mis semejantes:

*Porque solo por este camino se puede construir un mundo mejor y mucho más humano*



**ÍNDICE**

<b>PORTADA</b>	<b>I</b>
<b>JURADO</b>	<b>II</b>
<b>DEDICATORIAS</b>	<b>III</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b>	<b>IV</b>
<b>ÍNDICE</b>	<b>VII</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>XI</b>
<b>SUMMARY</b>	<b>XIII</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes	1
1.1.1 El piso suave: un problema estructural.	1
1.1.2 El piso suave en el sismo de 1985.	4
1.1.3 Estudios previos del piso suave.	5
1.2 Planteamiento del problema.	9
1.3 Objetivos de la investigación.	10
1.4 Justificación de la investigación.	10
<b>CAPÍTULO 2. DISEÑO POR DESEMPEÑO Y CONFIABILIDAD</b>	<b>13</b>
2.1 Diseño sísmico basado en desempeño.	14
2.1.1 Propuesta mexicana para el diseño sísmico basado en desempeño.	17
2.1.1.1 Definición de indicadores de desempeño.	17
2.1.1.2 Evaluación de capacidades de deformación.	17
2.1.1.3 Estimación de respuestas sísmicas.	18
2.1.1.4 Función de daño.	20
2.1.1.5 Función de utilidad y análisis de optimización.	20
2.2 Conceptos generales de confiabilidad.	21
2.2.1 Definición de confiabilidad.	21
2.2.2 Teoría de confiabilidad en las estructuras.	22
2.2.3 Propuesta mexicana para el diseño sísmico basado en confiabilidad.	32

2.3 Conclusión del capítulo.	33
<b>CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA GENERAL</b>	<b>35</b>
3.1 Diseño sísmico convencional.	36
3.2 Análisis no lineal.	41
3.3 Análisis de confiabilidad.	48
3.4 Conclusión del capítulo.	52
<b>CAPÍTULO 4. DISEÑO SÍSMICO CONVENCIONAL DETALLADO.</b>	<b>53</b>
4.1 Proyecto arquitectónico.	53
4.1.1 Edificio de 7 niveles.	54
4.1.2 Edificio de 14 niveles.	55
4.1.3 Edificio de 21 niveles.	55
4.2 Estructuración.	57
4.2.1 Edificio de 7 niveles para oficinas.	58
4.2.2 Edificio de 14 niveles para departamentos.	59
4.2.3 Edificio de 21 niveles para hotel.	63
4.3 Análisis de cargas.	67
4.3.1 Acciones permanentes (carga muerta).	68
4.3.2 Acciones variables (carga viva).	69
4.3.3 Acciones accidentales (Sismo).	70
4.4 Análisis estructural.	74
4.5 Dimensionamiento detallado.	84
4.6 Conclusión del capítulo.	93
<b>CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NO LINEAL DETALLADO</b>	<b>95</b>
5.1 Modelo plano de marcos.	98
5.1.1 Edificio de 7 niveles.	98
5.1.2 Edificio de 14 niveles.	99
5.2 Simulación de 40 edificios.	101

5.3 Simulación de 40 sismos.	108
5.4 Modelo de mampostería.	112
5.5 Análisis push over sin interacción suelo-estructura.	117
5.6 Análisis paso a paso con interacción suelo-estructura.	121
5.7 Sismos factorizados.	127
5.8 Espectros de respuesta de pseudo aceleración.	128
5.9 Conclusión del capítulo.	131
<b>CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DETALLADO</b>	<b>133</b>
6.1 Índice de daño D (o índice de reducción de rigidez secante).	134
6.2 Seudo aceleración normalizada Z.	137
6.3 Dispersión D v.s. $Q = \ln(Z)$ .	144
6.4 Cálculo del valor medio y de la desviación estándar para $Q = \ln(Z)$ .	146
6.5 Índice de Cornell $\beta = E [M] / \sigma [M]$	149
6.6 Cálculo de confiabilidad con respecto a la falla incipiente para cada edificio.	150
6.7 Gráficas de confiabilidad con respecto a la falla incipiente para cada edificio.	152
6.8 Probabilidad de falla para el sismo de 1985.	156
6.9 interpretación de resultados.	158
6.10 Presentación alternativa de resultados.	160
6.11 Conclusiones del capítulo.	165
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>167</b>
A. Metodología	167
B. Resultados	169

C. Recomendaciones	172
<b>ANEXOS</b>	<b>175</b>
Anexo 1 <i>Cálculo de <math>K_x</math>, <math>K_r</math>, <math>C_x</math> y <math>C_r</math> para 7 niveles</i>	176
Anexo 2 <i>Cálculo de <math>K_x</math>, <math>K_r</math>, <math>C_x</math> y <math>C_r</math> para 14 niveles</i>	181
<b>REFERENCIAS</b>	<b>193</b>

Así que, cualquiera que escucha estas palabras  
y las obedece es como un hombre sabio  
que construye su casa sobre roca.

**MATEO 7.24**

## RESUMEN

Se presenta la metodología general para llevar a cabo el estudio por desempeño y confiabilidad del comportamiento de sistemas estructurales complejos sometidos a la acción de sismos intensos. En específico se investiga el comportamiento de edificios de concreto reforzado de 7, 14 y 21 niveles, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México. El trabajo se divide en tres etapas: a) diseño sísmico convencional, b) análisis no lineal, y c) análisis de confiabilidad.

El diseño sísmico convencional, basado en hipótesis para el análisis de comportamiento elástico lineal, se realiza con apego al Reglamento de Construcciones del D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias. Se emplean programas comerciales para el análisis y dimensionamiento.

La investigación se realiza en el contexto de la filosofía del desempeño para el diseño de estructuras, definiéndose como variables importantes el índice de daño y la pseudoaceleración normalizada. El nivel de desempeño elegido corresponde al del colapso incipiente, lo cual conduce al estudio de los edificios en el intervalo de comportamiento no lineal aplicando técnicas de análisis como el push over y el paso a paso, a partir de los cuales se determina el índice de daño con base en la reducción de la rigidez lateral secante. Para la excitación de los sistemas, llevándolos a incursionar en el intervalo de comportamiento no lineal, se emplea una familia de registros artificiales de sismos, desarrollados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Se obtienen las funciones de confiabilidad para un conjunto de edificios altos, incluyendo sistemas de marcos rígidos con diferentes tipos de muros de mampostería colocados sobre todos los pisos excepto el más bajo. Se genera una muestra aleatoria de 40 edificios para cada prototipo por medio del método de simulación de Monte Carlo y se aplican herramientas básicas de estadística y probabilidad para obtener el índice de Cornell y definir las funciones de confiabilidad.

Los resultados, presentados como gráficas de confiabilidad, demuestran que la formación del piso suave en planta baja reduce significativamente la confiabilidad del diseño, incrementando la probabilidad de falla. Se incluyen gráficas en que se exploran otras variables que se relacionan con la confiabilidad, como es el caso del periodo natural **T** o el **factor r** (relación entre fuerzas cortantes de fluencia en el nivel de planta baja y el segundo nivel), con la finalidad de acercar los resultados de la

investigación a la práctica cotidiana del diseño en los despachos de ingeniería de proyecto.

## SUMMARY

A general methodology is presented to carry out a performance and reliability study of complex structural systems behavior under high-intensity seismic actions. Specifically, a study is made of the behavior of 7, 14 and 21-story reinforced concrete buildings, with soft ground story, supported on clay soils in Mexico City. The work is divided in three stages: a) conventional seismic design, b) nonlinear analysis, and c) reliability analysis.

The conventional seismic design, based on linear response analysis, is performed according to Mexico City Building Code and its Complementary Technical Norms. Commercial software is used for analysis and design.

The research was developed in the context of performance philosophy for structural design, defining as important variables the damage index and the normalized pseudo acceleration. The performance level chosen corresponds to incipient collapse, leading to study the buildings in the nonlinear range of behavior applying push over and step by step analysis techniques, and determining the damage index in accordance with lateral secant stiffness reduction concepts. A family of artificial ground motion records, developed at the Institute of Engineering of UNAM, was applied in order to take the systems into their range of nonlinear response.

Reliability functions were obtained for a set of tall buildings, including rigid frame systems with different types of infill walls placed on all stories except the lowest one. A random sample of 40 buildings for every prototype is generated by Monte Carlo simulation method, and basic tools of statistics and probability are applied to get the Cornell index and define the reliability functions.

The results, presented as reliability functions, show that the presence of a soft ground story significantly reduces the seismic reliability of the system. Graphs are included representing the influence of other variables, such as  $T$  (natural period) and  $r$  (relation between yield shear forces of the first and second stories), aiming at bringing the results of the research closer to every day engineering design practice.



El reto del ingeniero es diseñar las estructuras de manera que el daño quede controlado hasta cierto grado aceptable.

ANIL K. CHOPRA

## **CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN**

### **1.1 ANTECEDENTES.**

#### **1.1.1 El piso suave: un problema estructural.**

Los sismos de gran intensidad, ocurridos en diversas partes del mundo a lo largo del siglo XX, causaron daño irreparable a muchas edificaciones, y con frecuencia provocaron su colapso parcial o total. La posterior investigación, tanto de las edificaciones dañadas o colapsadas, como de las que sobrevivieron sin daño a esos sismos, han permitido la clara identificación de las causas más comunes del mal comportamiento en las estructuras.

Entre las causas identificadas, unas están relacionadas con la configuración geométrica, tanto en planta como en elevación, de las construcciones; otras tienen que ver con la distribución de los elementos resistentes y no resistentes en la estructura; otras más con las características de los materiales con que se fabrican los componentes estructurales, así como de los materiales que conforman el terreno en que se asienta la edificación. Cabe también destacar las causas que se relacionan con las incertidumbres en la determinación de las solicitaciones máximas que actuarán sobre la estructura a lo largo de su vida útil.

De las causas vinculadas con la configuración geométrica se pueden citar las siguientes:

- a) Falta de simetría en la geometría global de la estructura.
- b) Demasiada longitud respecto del ancho en la planta general del edificio.
- c) Demasiada altura respecto de las dimensiones en la base de la construcción.
- d) La distribución de las masas a lo alto del inmueble.
- e) La variación a lo alto de la estructura de las áreas de los pisos.
- f) La presencia de huecos en los sistemas de piso.
- g) La existencia de entrantes y salientes tanto en la planta como en la elevación de una edificación.

Por lo que se refiere a las causas asociadas con la distribución de los elementos resistentes y no resistentes, se puede formular la siguiente lista:

- a) La variación en resistencia y rigidez perimetrales.
- b) La densidad estructural en planta.
- c) La redundancia o hiperestaticidad
- d) Localización de núcleos para elevadores y escaleras.
- e) **La discontinuidad de resistencia y rigidez a lo alto de un edificio.**

En términos generales las causas mencionadas se engloban en un solo concepto denominado **irregularidad estructural**. Así, se habla de estructuras regulares o irregulares según posean o no alguna de las características arriba descritas como causas de daño o colapso frente a la acción de sismos intensos.

En este contexto de la irregularidad estructural se desarrolla el presente reporte de investigación y trabajo de tesis (en lo subsiguiente solamente “La tesis”), ya que se relaciona con la discontinuidad de resistencia y rigidez a lo alto de los edificios. Se trata aquí del problema estructural conocido como **piso suave en planta baja**, el cual se presenta, en lo general, por un cambio súbito en la rigidez de entrepiso del nivel inferior respecto a la rigidez de los entrepisos superiores.

Comúnmente el problema se suscita cuando una construcción se estructura con base en marcos ortogonales, los cuales son diseñados para trabajar y responder libremente, sin interferencias, cuando se presente un sismo de alta intensidad. Se supone que el diseñador ha dotado a la estructura con la resistencia, rigidez y ductilidad adecuados para comportarse eficientemente, controlando el daño y evitando el colapso. Sin embargo, por errores de conceptualización del diseñador o por falta de supervisión durante la construcción, los muros de relleno que se colocan en los pisos superiores al de planta baja, se ligan a los marcos de la estructura impidiéndoles sus libres desplazamientos ante fuerzas laterales sísmicas. Así, los muros que solo deberían delimitar las áreas de funcionamiento generadas por el proyecto arquitectónico, asumen un papel estructural para el que no estaban considerados, incrementando considerablemente la rigidez y resistencia ante fuerzas laterales en todos los entrepisos situados por encima del nivel inferior.

Al ocurrir un sismo de alta intensidad, que hace incursionar a la estructura en el intervalo de comportamiento no lineal, este incremento brusco de rigidez y resistencia entre el piso bajo y los pisos superiores puede provocar una demanda excesiva de ductilidad en el piso inferior, donde se concentrará la disipación de energía histerética en el sistema, fracturando las columnas o deformándolas en demasía.

La identificación del piso suave en planta baja como problema estructural data de hace muchos años. En 1932 John Ripley Freeman (1) publicó su libro titulado *Earthquake Damage and Earthquake Insurance*, en el que presenta el siguiente relato de los daños a un edificio con piso suave en planta baja durante el terremoto de 1925 en Santa Bárbara, California.

*Hotel Carrillo. Este fue de particular interés en virtud de las altas columnas en la planta baja, las cuales sirvieron como soporte semi flexible y fueron dobladas por la resistencia a la inercia de la superestructura, la que sufrió relativamente poco daño, mientras las paredes y pisos de la porción baja fueron severamente destruidos,...*

También Hanson y Degenkolb (2), en su reporte sobre el terremoto de Venezuela en Julio 29 de 1967, establecen lo siguiente:

*Si hay una sola zona de debilidad en la ruta de la transmisión de fuerzas, o si hay un repentino cambio de rigidez, hay una zona de peligro. Aun cuando la estructura permanezca elástica la respuesta cambiará considerablemente y la distribución de fuerzas a través de la altura de la estructura puede variar substancialmente de la supuesta distribución triangular. Sin embargo, es aún más crítica cuando la estructura ha empezado a deformarse inelásticamente.*

*...Si una estructura tiene una porción mucho más flexible bajo una porción rígida, la mayoría de la absorción de energía se concentra en la porción flexible y muy poca es absorbida en la porción superior más rígida...*

El piso suave en planta baja también puede ocurrir porque las columnas en ese piso sean significativamente más largas que en el resto del edificio. Otra causa puede ser la interrupción en el segundo nivel de columnas de los marcos o de muros de cortante que deberían llegar hasta la cimentación; esto con el afán de incrementar los espacios abiertos en la zona inferior de la estructura.

El problema básico con todas estas variaciones del piso suave en planta baja es que la fuerza cortante de entrepiso, inducida por el movimiento sísmico, se incrementa conforme se descende de nivel, alcanzando su máximo valor en la base donde la rigidez puede ser mucho menor a la de los pisos superiores. Bajo estas condiciones, las deflexiones del piso suave serán mucho mayores que las de otros pisos, experimentando esfuerzos y daño más grandes (3).

Bazán y Meli (4) se refieren a los criterios para el arreglo estructural y destacan los requisitos básicos de estructuración de edificios en zonas sísmicas. En su publicación señalan que, “la configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que éstas se generan (o sea, de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno”. Más adelante también mencionan que, “un aspecto a cuidar es la continuidad en elevación del sistema estructural, pues los cambios bruscos de rigidez y resistencia con la altura llevan a diversos problemas”. Finalmente concluyen que, “la causa más frecuente de irregularidad en elevación del sistema estructural es la que recibe la denominación de planta baja débil”, cuya presencia “concentrará ahí, en caso de un sismo de gran intensidad, la disipación inelástica de energía, ... en la que no participarán los pisos superiores que permanecerán esencialmente en su intervalo elástico-lineal de comportamiento”.

Queda claro, por todo lo anterior, que el piso suave en planta baja es un problema que existe potencialmente en muchas estructuras, el cual ha sido identificado, estudiado e investigado tanto en el pasado como en el presente y que debe ser explorado desde el punto de vista de modernos criterios del diseño como son el desempeño y la confiabilidad. A eso se aboca este trabajo de tesis.

### **1.1.2 El piso suave en el sismo de 1985.**

El sismo sucedido en México el 19 de septiembre de 1985, así como su réplica 36 horas después, dejaron muchas enseñanzas, además de lamentables pérdidas tanto humanas como materiales. Las dramáticas consecuencias del sismo atrajeron la atención de investigadores e ingenieros de diversas partes del mundo. El centro principal de atracción fue la Ciudad de México, pues se sabía que contaba con uno de los códigos de diseño más avanzados en el planeta. Muchas de las investigaciones posteriores se enfocaron a identificar y diagnosticar las diversas causas de colapso de los edificios.

Un año después del sismo, entre el 19 y 20 de Septiembre de 1986, se conmemoró el evento con la realización de la *Conferencia Internacional sobre el Terremoto de 1985 en México*. Entre las ponencias presentadas destaca la del ingeniero Gilberto Borja Navarrete y colaboradores (5) quienes ofrecieron estadísticas de daño, señalando que sufrieron colapso total 133 edificios, otros 353 experimentaron colapso parcial, y 271 quedaron severamente dañados.

Conforme al reporte del Ingeniero Borja Navarrete, 757 construcciones que representaban el 1.4 por ciento del total de inmuebles en la ciudad tuvieron daño variable de severo a colapso total. En dicho documento también se señala que “el piso suave en planta baja, causado por la existencia de muros no estructurales en los niveles superiores de edificios de departamentos, con estacionamientos sin muros en la base, fue también la razón de algunos colapsos parciales o totales”.

Cabe mencionar que en el prólogo del documento final de la Conferencia se menciona la inspección de 6617 edificios, de los cuales alrededor de la mitad fueron declarados con daños suficientes para no permitir su posterior utilización hasta su reconstrucción o demolición.

Esteva (6), en su aportación a la *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, reporta el colapso de 330 edificios, de los cuales el 8 por ciento se debió al piso suave en planta baja. En este documento el autor señala que “muchos edificios fallaron por significativas irregularidades en la distribución de resistencias y rigideces”, agregando que “notorios representantes de estas irregularidades son los edificios con piso suave en planta baja o con grandes excentricidades torsionales”.

Los anteriores relatos muestran la necesidad de no descuidar el estudio e investigación de un problema estructural el cual debe evitarse en construcciones

actuales y futuras en aras de alcanzar el óptimo grado de seguridad sísmica en las edificaciones de la Ciudad de México.

No pueden dejar de mencionarse aquí, para los fines de la planeación de esta tesis, los porcentajes de edificios considerados fallados con respecto al número de niveles construidos: 1% de estructuras de 1 a 2 niveles, 1.3% de aquellas con 3 a 5 niveles, 8.4% de esas con 6 a 8 niveles, 13.5% de las que contaban con 9 a 12 niveles y 10% de edificios con más de 12 niveles. Como se puede apreciar, se tuvo una mayor incidencia de falla en edificios en el intervalo de los 6 a los 15 pisos.

También se debe destacar que la mayoría de los edificios fallados en el intervalo citado correspondía a sistemas estructurales construidos con base en marcos rígidos ortogonales de concreto reforzado, conectados con vigas profundas sobre las que reposaban sistemas de piso de losas macizas. En otros casos el sistema de piso lo constituían losas planas de casetones. Puede mencionarse, adicionalmente, que la mayor afectación del sismo sobre estos edificios se debió a que sus periodos de vibración estaban cercanos al periodo de vibración del suelo y sus desplazamientos fueron grandes.

Conviene citar que solo unos cuantos edificios de acero experimentaron daño y que solo un edificio de 21 niveles sufrió el colapso, debido al fenómeno de resonancia.

### **1.1.3 Estudios previos del piso suave.**

En este apartado se describen abreviadamente tres investigaciones realizadas, en el pasado reciente, con relación al piso suave en planta baja. Esto se hace con la finalidad de establecer un marco de referencia respecto al avance actual en la investigación del problema que nos atañe.

- a) En el año de 1972 A.K. Chopra, D.P. Clough y R.W. Clough publicaron en la revista *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* el artículo titulado *Earthquake resistance of buildings with a "soft" first storey* (7).

La investigación reportada se refiere a ocho edificios rígidos, con periodo de 0.5 s y ocho edificios flexibles, con periodo de 2.0 s; todos con 8 pisos de altura y limitados a 8 grados de libertad para que su comportamiento fuera esencialmente a cortante. El amortiguamiento considerado fue de 5 por ciento del amortiguamiento crítico; las masas se tomaron idénticas en cada nivel y la rigidez elástica de las columnas se distribuyó de tal manera que la configuración del primer modo de vibrar variara linealmente con la altura. El diseño se realizó especificando que la fuerza de fluencia en todos los pisos arriba del primero fuera el doble de la prescrita por el Uniform Building Code (UBC, 8)

Las variables de la investigación se concentraron en dos aspectos: por un lado la fuerza de fluencia en el primer nivel, y por otro lado la rigidez de los entrepisos que se ajustaron a un comportamiento bilineal en la relación fuerza-desplazamiento. En este caso, la fuerza de fluencia prescrita por el UBC se disminuyó por el factor de reducción  $R$  que tomó valores  $R = 1.0, 0.7, 0.5, 0.3$  y  $0.1$ . La rigidez en la zona posterior a la fluencia, en todos los niveles arriba del primero, se consideró de  $1/10$  de la rigidez elástica del correspondiente nivel. La rigidez inelástica en el primer nivel se consideró inicialmente de  $1/10$  de la rigidez elástica para después cambiarse a  $1/100$ , es decir un comportamiento plástico casi perfecto.

Los edificios se sometieron a la acción de una familia de 20 sismos artificiales caracterizados por una aceleración máxima esperada de  $0.30\text{ g}$ , duración total de 30 segundos, con 12 segundos de fase intensa, seguidos de un decaimiento exponencial en intensidad de 18 segundos. El comportamiento sísmico de los edificios se estudió ejecutando análisis dinámico paso a paso.

El objetivo de la investigación fue el de determinar el efecto de la reducción en la resistencia de fluencia del primer nivel sobre las deformaciones y fuerzas desarrolladas en los pisos superiores; siendo el factor más significativo la excedencia, o no, de la deformación relativa de fluencia. Los resultados se presentaron en términos del factor de ductilidad en cada nivel.

Se pudo determinar que la reducción de la resistencia de fluencia en el primer nivel provoca un decrecimiento en los factores de ductilidad en todos los pisos arriba del primero, excepto en el segundo nivel; lo cual se corrige cuando se cambia de  $1/10$  a  $1/100$  el factor de rigidez en zona inelástica. **Quedó demostrado así que en la respuesta inelástica de los edificios idealizados ante un sismo específico, los niveles arriba del primero permanecen elásticos siempre que la resistencia de fluencia del primer nivel sea suficientemente pequeña y el comportamiento del mismo después de la fluencia sea casi plástico perfecto.** Esto lleva implícita la necesidad de dotar al primer nivel de una gran capacidad de deformación, superior a los 30 centímetros.

Una peculiaridad de esta investigación radica en el enfoque positivo al presentar el piso suave en planta baja como una alternativa a las propuestas, que han surgido en el mundo, relativas al aislamiento en la base como posible mecanismo para reducir las aceleraciones en los pisos superiores. Sin embargo, hay que tener presente que el aparente beneficio de la solución se ve superado por las desventajas asociadas a la posibilidad de falla del primer entrepiso, por deformación excesiva o por efectos P-Delta.

- b) En el volumen 5, No.1, 1989, de la revista Earthquake Spectra, S. E. Ruiz y R. Diederich presentaron una investigación cuyo objetivo fundamental era estudiar la posible influencia de la discontinuidad de la resistencia lateral en la demanda de ductilidad del piso en planta baja. La investigación lleva por título

*The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – The Seismic Performance of Buildings with Weak First Storey (9).*

En el reporte se menciona el estudio paramétrico de varios edificios, tanto de cinco como de doce niveles, con debilidad en el piso inferior. En ambos tipos de edificios se consideraron muros de relleno en los pisos superiores al primero, con características frágiles en algunos casos y con características flexibles en otros.

Los edificios se dividieron en dos grupos, a fin de explorar dos formas de comportamiento de los muros de relleno. En un grupo se modelaron los muros como paneles que perdían su capacidad cuando la deformación lateral de entrepiso era igual al doble de la deformación de fluencia. En otro grupo se modelaron los muros con elementos verticales equivalentes que trabajaban a flexión siguiendo el comportamiento histerético con degradación propuesto por Takeda en 1962 (10). La relación entre fuerza lateral y desplazamiento en los muros se consideró bilineal con pendiente en la zona de comportamiento plástico igual al 2 por ciento de la rigidez en zona elástica.

Se determinó que el periodo fundamental de vibración de los edificios de cinco niveles era de 0.67 segundos, en tanto que para los edificios de doce niveles era de 1.4 segundos.

El amortiguamiento viscoso se tomó igual al 5 por ciento del amortiguamiento crítico y las ecuaciones de movimiento se integraron paso a paso, usando el programa para análisis no lineal denominado DRAIN 2D (11). La estructura fue excitada aplicándole la porción intensa de la componente EW del conocido acelerograma registrado en el estacionamiento de la Secretaría de Comunicaciones y transportes (SCT850919EW) durante el sismo de 1985 en la ciudad de México.

El estudio reveló que el comportamiento del piso suave en planta baja depende grandemente de la relación entre el periodo dominante de la excitación y el de la respuesta; de la relación entre las resistencias de los pisos superiores y la del primer nivel; y del coeficiente sísmico usado para el diseño. A mayor coeficiente sísmico, menor demanda de ductilidad en la planta baja.

De la observación de la relación entre la resistencia del nivel 2 y la resistencia del nivel 1, también se demostró que la capacidad de absorción de energía de los muros dúctiles juega un importante papel en la demanda de ductilidad del primer piso.

- c) En el año de 1992, L. Esteva publicó en la revista *Earthquake Spectra* (Vol. 8, No. 3) el estudio titulado *Nonlinear Seismic Response of Soft-First-Story Buildings Subjected to Narrow-Band Accelerograms* (12).

En esta investigación se exploró el comportamiento en el intervalo no lineal de edificios con 7, 14 y 20 niveles, caracterizados por tener piso suave en planta baja debido a un aumento de rigidez, con variación decreciente, del segundo nivel hacia arriba. La rigidez de los sistemas básicos se hizo variar linealmente a lo alto de cada edificio de forma tal que la rigidez absoluta fuera la requerida para producir los periodos naturales siguientes: para 7 niveles, 0.4, 0.7 y 1.0 segundos; para 14 niveles, 1.1, 1.4 y 1.5 segundos; y para 20 niveles, 1.8 y 2.0 segundos.

Posteriormente, se modificaron los sistemas básicos incrementando las rigideces de los pisos superiores al primero por un factor  $\beta$  de sobre-rigidez y afectándolos de un factor  $\alpha$  para ajustarlos a los periodos antes descritos. También se consideró la variación de la resistencia cortante de entrepiso dependiendo de la relación entre la rigidez del sistema básico y la rigidez el sistema modificado. Las masas en todos los niveles se tomaron iguales a 400 toneladas métricas.

Primero se estudiaron los edificios considerando elementos de comportamiento elastoplástico, sin tomar en cuenta los efectos P-Delta, utilizando el procedimiento de integración paso a paso para calcular la respuesta dinámica de cada sistema frente al registro SCT850919EW. La respuesta fue expresada en cada caso en términos de la máxima demanda de ductilidad en el primer nivel.

En segundo lugar se realizaron dos series de estudios. La primera serie se enfocó a presentar los mismos resultados del caso ya estudiado en términos de factores de seguridad, así como del factor de sobre-resistencia  $\beta$  de los pisos superiores. La segunda serie trató los mismos edificios de la primera serie considerando tres formas alternas de la curva fuerza-deflexión para cada entrepiso, una elastoplástica y dos bilineales. La respuesta de cada sistema fue calculada para un conjunto de acelerogramas artificiales con propiedades estadísticas iguales a las del SCT850919EW. Los resultados se presentaron en términos de los mínimos factores de seguridad (cocientes de las resistencias de los pisos entre las fuerzas cortantes actuantes) requeridos para evitar en cada caso el colapso por inestabilidad dinámica.

La investigación concluyó que la respuesta sísmica no lineal de edificios de cortante cuyos pisos superiores tienen resistencia y rigidez lateral la cual corresponde a factores de seguridad más grandes que aquellos aplicados al primer nivel, es muy sensible a la relación (denotada  $r$ ) entre el promedio de los factores de sobre resistencia en los pisos superiores y el correspondiente al primer piso, así como a la relación entre rigidez de post fluencia y rigidez inicial.

Entre las conclusiones de este último trabajo se sugiere ampliar la investigación del piso suave en planta baja, mediante estudios que cubran los conceptos siguientes:

- 1) Acelerogramas con contenidos de frecuencia y duraciones varias.
- 2) Estudio sistemático de la influencia de la rigidez de post fluencia, así como de la degradación de rigidez y resistencia.
- 3) Análisis de respuesta probabilística, incorporando incertidumbres ligadas a las propiedades mecánicas de los sistemas.
- 4) Respuesta de los sistemas de marco con paneles de relleno; y
- 5) Sistemas cuya respuesta pueda ser significativamente sensible a la interacción suelo-estructura.

La presente tesis busca cubrir las expectativas de algunas de estas sugerencias, aprovechando diversas herramientas teóricas y de cálculo que se han desarrollado a lo largo de 15 años en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

## **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

La observación minuciosa de daños de edificios causados por el sismo que sacudió a la ciudad de México el 19 de Septiembre de 1985 reveló patrones de falla que requieren ser estudiados a profundidad tanto para mejorar los procedimientos de diseño, como para establecer los criterios que guíen y normen la práctica del mismo.

Entre los patrones de falla observados uno de los más recurrentes fue el de aquellos edificios cuya distribución de rigidez y resistencia en los pisos superiores era mayor que la del piso en planta baja. A este patrón de falla se le ha denominado “de piso suave o blando en planta baja”.

Se han realizado, en el pasado reciente, algunos estudios (7, 9 y 12) de ese tipo de sistema estructural con piso blando en planta baja, encaminados a explorar las variables principales y las relaciones que se establecen entre ellas, así como a explicar su comportamiento dinámico no lineal cuando se someten a la acción de eventos sísmicos intensos. Esto ha permitido entender cualitativamente el comportamiento estructural; sin embargo, han quedado pendientes la elaboración tanto de criterios de aceptación para el diseño óptimo, como de recomendaciones y especificaciones que guíen el diseño en la práctica.

Cabe mencionar aquí que por diseño óptimo se entenderá aquel diseño que logre el mejor balance entre el buen desempeño del sistema estructural, con el nivel adecuado de confiabilidad, y el costo más bajo posible.

En este trabajo se pretende responder a las preguntas de investigación siguientes:

¿En la búsqueda de la optimización, y desde los puntos de vista del desempeño y de la confiabilidad, cuáles deben ser los criterios que permitan aceptar el diseño de un sistema estructural que presente la característica de piso suave en planta baja?

¿Cuáles deben ser los indicadores apropiados para medir el desempeño del sistema estructural en cuestión?

¿Qué nivel de confiabilidad es el aceptable para decidir que un diseño es adecuado y como se evaluará?

¿Cuál debe ser la estructura de la función de utilidad que permita optimizar los costos considerando los costos iniciales de construcción así como los costos derivados de la posible falla del sistema?

### **1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

Para edificios de concreto reforzado de mediana altura, con piso suave en planta baja, desplantado en suelos blandos de la ciudad de México, la presente tesis se propone alcanzar los siguientes objetivos generales:

a) Elaborar los criterios de aceptación para el diseño por desempeño y confiabilidad, para un nivel de desempeño pre establecido

d) Formalizar una metodología de fácil aplicación en la práctica para el diseño por desempeño y confiabilidad de sistemas estructurales de edificios.

### **1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

En los años recientes (2000-2007) la ciudad de México ha experimentado un crecimiento explosivo en la construcción de edificios tanto para uso habitacional como para oficinas. La mayoría de estas construcciones se han realizado, y se siguen realizando, con sistemas estructurales basados en marcos ortogonales de concreto reforzado, cuya altura varía en el intervalo de los 5 a los 20 niveles. En

muchos de estos edificios se pueden observar los espacios abiertos en la zona de planta baja donde los requerimientos de lugares para estacionamiento restringen la colocación de muros que colaboren a la resistencia a la fuerza lateral cortante que se presentaría en caso de un sismo de alta intensidad. Así mismo, es posible observar la presencia de muros divisorios de mampostería en los pisos por encima del de planta baja.

La rapidez con que se ha llevado a cabo la construcción de estas edificaciones lleva a pensar en la posibilidad tanto de errores en la conceptualización del diseño como en la etapa constructiva. Existe la elevada posibilidad de que en un alto porcentaje de estas nuevas estructuras se dé la interacción, no planeada por el diseñador, de los marcos de concreto con los muros de mampostería. De suceder esto se estaría modificando de manera significativa la continuidad en la rigidez y en la resistencia a lo alto de las estructuras. Esto implicaría incurrir en el problema de irregularidad al cual se ha hecho referencia a lo largo de este capítulo introductorio y que se denomina como piso suave en planta baja.

El problema de referencia es reconocido y aceptado por el gremio de la ingeniería y de la construcción, y existen en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 13) suficientes lineamientos y especificaciones que indican con precisión y detalle la manera de controlar, mediante el buen diseño y prácticas constructivas eficientes, el comportamiento de estructuras con piso suave en planta baja. Sin embargo, se requiere de mayor fundamentación cuantitativa que la que se tiene hasta ahora.

Por otro lado, las nuevas tendencias del diseño sísmico basado en criterios de desempeño y confiabilidad exigen estudiar desde estos enfoques los problemas ya conocidos y característicos que dan lugar a la falla de edificios, a fin de incorporar al RCDF y a sus Normas Técnicas Complementarias (NTC, 14) especificaciones que resulten de estudios probabilísticos del comportamiento de las estructuras.

Por lo anterior resulta plenamente justificada la realización de una investigación como la que el lector tiene en sus manos, que permita profundizar más en la comprensión del problema del piso suave en planta baja y en el desarrollo teórico correspondiente; así como en la elaboración de especificaciones y recomendaciones para su aplicación en la práctica diaria del diseño y la construcción de edificios con esta característica.



El equilibrio adecuado entre los costos de construcción y mantenimiento y los riesgos aceptables de daños o falla durante la vida útil de cada obra, constituyen el objetivo del diseño sísmico de obras de ingeniería.

LUIS ESTEVA MARABOTO

## **CAPÍTULO 2 DISEÑO POR DESEMPEÑO Y CONFIABILIDAD**

Cuando la tierra tiembla, las edificaciones se siguen derrumbando por todo el mundo. Los sismos causan muerte y enormes pérdidas económicas cada vez que ocurren en algún punto del planeta. La sociedad reclama edificaciones más seguras y resistentes a la acción de este tipo de fuerzas de la naturaleza. La demanda por construcciones mejor diseñadas, y específicamente diseñadas contra los sismos, va en aumento. Las catastróficas consecuencias de los sismos ocurridos en el mundo entero en los últimos 100 años han motivado a la búsqueda de métodos de diseño más eficaces. La filosofía detrás del diseño sismo-resistente centra sus objetivos en la protección a la vida humana y en la preservación de las construcciones, hasta donde sea social y económicamente factible. Costo y seguridad de vida son dos aspectos que deben encontrar su balance en el adecuado diseño de una estructura.

Los temblores de tierra varían en su magnitud, en su intensidad, en su tiempo de ocurrencia y en su localización. Hoy día no es posible predecir ninguna de estas variables en un sismo; la predicción sísmica es todavía muy precaria. Sin embargo, las estructuras deben estar diseñadas para responder eficientemente a toda la variedad de temblores que las puedan afectar a lo largo de su existencia. A diferencia de la predicción sísmica, el diseño sismo-resistente sí es algo que está en las posibilidades de la ingeniería actual, y la mejora continua en el diseño y en la calidad de las construcciones, con relación a dicho fenómeno, es una necesidad social que exige plena satisfacción.

La concepción moderna del diseño sísmico de las estructuras se orienta a la investigación y desarrollo de procedimientos, metodologías y criterios que permitan, esto sí, hacer una estimación de su desempeño ante diversas intensidades de los temblores de tierra. Hoy todo el mundo parece estar de acuerdo en que las estructuras deben diseñarse para que cumplan con un nivel de desempeño previamente establecido, según la importancia de la construcción y el interés económico del dueño, así como de la intensidad del sismo de diseño considerado y de los niveles de riesgo socialmente aceptables. En general, un buen diseño ha de pretender que la construcción opere normalmente después de un sismo de baja intensidad; pero ante sismos moderados puede permitir que ocurran ciertos daños en elementos no estructurales; para sismos intensos el diseño puede permitir daños poco severos en elementos estructurales y daños importantes en elementos no

estructurales; por último, ante un sismo de intensidad extraordinaria se esperaría que no ocurriera nunca el colapso, aunque la estructura quede tan severamente dañada que su demolición sea la única alternativa a seguir. La importancia de una construcción específica determinará el nivel de desempeño deseado frente a un sismo extraordinario: plena operación, daño no estructural, daño estructural o cercanía al colapso. A esta filosofía del diseño, que busca la convivencia armoniosa entre las estructuras y los sismos, se le conoce como Diseño Sísmico Basado en Desempeño.

Por otro lado y en concordancia con el nivel de desempeño establecido, se hace necesario optimizar el diseño desde el punto de vista del equilibrio entre los costos de construcción y mantenimiento y la probabilidad de que no ocurra algún modo de falla en la estructura (confiabilidad). Parece evidente que la mayor confiabilidad en el diseño implicará mayores costos iniciales, bajos costos de mantenimiento y la definición de elevados niveles de desempeño; en tanto que una baja confiabilidad traerá aparejados bajos costos iniciales de construcción, elevados costos de mantenimiento o rehabilitación y niveles bajos de desempeño. Costo mínimo y máxima confiabilidad son dos aspectos que deben encontrar su óptimo balance a través de un diseño de la estructura que considere nivel preestablecido de desempeño e intensidad esperada de sismo.

Se aprecia de lo anterior que la optimización del diseño estructural antisísmico podrá tener una justa valoración a través de la definición de algunos criterios de aceptación como son:

- a) Nivel de desempeño preestablecido
- b) Intensidad del sismo de diseño
- c) Minimización de los costos iniciales de construcción y de los costos futuros de mantenimiento o rehabilitación
- d) Maximización de la confiabilidad.

## 2.1 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

Las experiencias desastrosas en los sismos de 1985 en México, y de 1989 en Loma Prieta, California, motivaron a los ingenieros de la Sociedad de Ingenieros Estructuristas de California, SEAOC, al establecimiento de un Comité, denominado VISION 2000, con el objeto de **“mirar al futuro y desarrollar un marco de trabajo para procedimientos que logren estructuras con desempeño sísmico predecible”**. El momento era propicio para hacer un reconocimiento de la necesidad de una nueva generación de procedimientos de diseño. Sin duda existían ya antecedentes mundiales para la demanda de este cambio pues los procedimientos tradicionales de diseño sísmico estaban mostrando sus limitaciones en cada temblor de tierra que ocurría en el planeta.

La instauración del Comité VISION 2000 y los trabajos que desarrolló durante el periodo 1992-1993 constituyen el punto de partida de la denominada Ingeniería Sísmica de Edificios Basada en Desempeño. La comunidad mundial de ingenieros diseñadores de estructuras fue invitada para encauzar los esfuerzos de investigación en la dirección del establecimiento y desarrollo de una nueva generación de códigos para edificios basados en el desempeño. La intención explícita de la propuesta se orienta a **producir estructuras cuyo desempeño sísmico sea predecible** con un grado razonable de confianza, provisto que los materiales y métodos constructivos actuales reflejen con precisión el diseño.

En Abril de 1995 se publicó el reporte final del Comité VISION 2000, en dos volúmenes (15). El volumen 1, que contiene dos partes, establece en su parte 1, de recomendaciones provisionales, que **“un nivel de desempeño es una expresión de la máxima extensión del daño deseado para un edificio, dado que un nivel específico de temblor de diseño lo afecta”**. Ahí se definen los siguientes niveles estándar de desempeño para el diseño y construcción sismoresistente de edificios:

- a) Daño en elementos estructurales
- b) Daño en elementos no estructurales
- c) Daño en los contenidos del edificio
- d) Daño en los servicios del sitio.

Así mismo, en la parte 1 se definen los niveles de referencia para temblores peligrosos y de diseño:

- a) eventos de baja magnitud<sup>1</sup>
- b) eventos de moderada magnitud
- c) eventos de gran magnitud

Con claridad quedó establecido en ese texto que **“el objetivo de la ingeniería basada en desempeño es controlar el riesgo sísmico asociado con un edificio para predeterminados niveles de aceptabilidad”**, entendiendo por riesgo sísmico “un resultado de la probabilidad que un temblor de severidad dada afecte al edificio, asociado con las consecuencias de la respuesta del edificio a ese temblor”.

La misma parte 1 establece que los **objetivos del diseño por desempeño** consisten de una serie de niveles estándar de desempeño para cada uno de los niveles de referencia para el temblor de diseño. Se afirma que “los edificios diseñados, construidos y mantenidos para lograr estos niveles de desempeño tendrán un **riesgo sísmico cuantificable**”.

---

<sup>1</sup> Si bien en el documento del Comité Visión 2000 se habla de magnitud, conviene aclarar que en el contexto de la ingeniería sísmica mexicana se prefiere el término “intensidad” que hace referencia a los efectos de un sismo en un sitio determinado en términos de valores máximos de desplazamientos, velocidades o aceleraciones del terreno.

La parte 2 del volumen 1 del reporte final del Comité VISION 2000 (15) constituye un esfuerzo importante por establecer un marco de trabajo que orienta el desarrollo de una **“ingeniería sísmica basada en desempeño** que involucre el diseño completo y las actividades constructivas de soporte necesarias para permitir la construcción de edificios que resistirán temblores de diferente severidad dentro de límites especificados de nivel de daño”.

Por **ingeniería sísmica basada en desempeño** se entiende “un proceso que empieza con los primeros conceptos de un proyecto y transcurre a través de la vida de un edificio, e incluye:

- a) selección de los objetivos de desempeño,
- b) determinación de la adecuabilidad del sitio,
- c) el diseño conceptual,
- d) el diseño preliminar,
- e) el diseño final,
- f) los chequeos necesarios de aceptabilidad durante el diseño,
- g) el aseguramiento de la calidad durante la construcción, y
- h) el mantenimiento durante la vida del edificio.

Se enfatiza en el reporte del Comité VISION 2000 que “ingeniería sísmica basada en desempeño, y no diseño basado en desempeño, es el título más adecuado para este proceso ya que él abarca todos los aspectos del esfuerzo y no solo esos relacionados con el diseño”.

También se establece en la parte 2 del Volumen 1 que **“la práctica de la ingeniería sísmica basada en desempeño presume la habilidad de un ingeniero para predecir el desempeño de edificios, dada la ocurrencia de un movimiento definido del terreno”**. Sin embargo se aclara que “el estado actual de los conocimientos y de la tecnología disponible es tal que nuestra habilidad para predecir con precisión el desempeño sísmico de un edificio específico sujeto a un temblor de tierra definido es bastante limitada y sujeta a un número de incertidumbres”. Las principales fuentes de incertidumbre que se citan incluyen:

- Definición del movimiento del terreno, incluyendo intensidad, duración, contenido de frecuencias y fases.
- Análisis de la distribución de deformaciones y esfuerzos producidos en la estructura en respuesta al movimiento del terreno.
- Conocimiento de la configuración, resistencias, deformaciones y capacidades de absorción y disipación de energía reales de la estructura en su condición de recién construida y de mantenimiento.
- Determinación del daño específico para componentes estructurales y no estructurales, en respuesta a un movimiento definido del terreno.

Esta serie de incertidumbres hace que la confiabilidad en las predicciones del desempeño sean todavía limitadas.

### **2.1.1 Propuesta mexicana para el diseño sísmico basado en desempeño.**

Esteva (16) clarifica para el ámbito de la ingeniería en México las ideas propuestas por el Comité Visión 2000: El diseño en ingeniería tiene sus raíces en la necesidad social de optimizar. El objetivo del diseño sísmico de obras de ingeniería se resume en el logro del equilibrio adecuado entre los costos de construcción y mantenimiento y los riesgos aceptables de daño o falla (confiabilidad) durante la vida útil de cada obra. Para lograr tal equilibrio entre costos y confiabilidad en el contexto de la filosofía del diseño por desempeño, se puede proceder como sugiere Esteva en su investigación, según se describe brevemente en los incisos siguientes.

#### **2.1.1.1 Definición de indicadores de desempeño.**

De acuerdo con el nivel de desempeño preestablecido, la extensión del daño en un edificio ante un sismo dado debe traducirse en un costo de rehabilitación que se sume a los costos iniciales de construcción. Se requiere, entonces, evaluar el daño o desempeño a partir de indicadores adecuados que lo describan. Las deformaciones de entrepiso, las demandas de comportamiento por encima de los niveles de respuesta lineal, o las aceleraciones locales resultan variables convenientes para expresar los requisitos de diseño. Las condiciones de desempeño controladas por indicadores de deformación son una de las alternativas más adecuadas a utilizar. También la resistencia, de manera indirecta, permite controlar en los miembros estructurales críticos las amplitudes y los números de ciclos de comportamiento no lineal, y por ende la acumulación de daño. La resistencia ejerce una influencia determinante sobre la capacidad de deformación.

En el diseño de marcos estructurales continuos el desempeño puede evaluarse a través de las amplitudes de las distorsiones laterales de entrepiso. Este procedimiento constituye una forma simplificada de tomar en cuenta las deformaciones locales en las regiones críticas de los miembros estructurales. También diversos elementos no estructurales, tales como muros de relleno, revestimientos y acabados, puertas y ventanas, son sensibles a las distorsiones de entrepiso.

El indicador de desempeño relativo al comportamiento de un entrepiso dado será función del cociente de la amplitud máxima de la distorsión lateral de dicho entrepiso durante la respuesta al sismo considerado entre la capacidad de deformación del mismo entrepiso.

#### **2.1.1.2 Evaluación de capacidades de deformación.**

Las capacidades de deformación dependen de la configuración del sistema cuando se presenta la máxima amplitud de la respuesta de interés. Implicaría excesivas dificultades prácticas el tratar de determinar la configuración del sistema en cada instante en que se produce el máximo de alguna deformación de interés, con el fin de calcular la correspondiente capacidad de deformación. Por ello se ha desarrollado un

criterio aproximado, basado en suponer que dicha configuración coincide con la determinada a partir del análisis de “empuje lateral” (o push over analysis), el cual consiste en determinar la respuesta del sistema de interés al aplicar como excitación una aceleración lentamente creciente en la base del sistema, sin causar efectos dinámicos (más adelante, en el inciso 3.2 del capítulo 3 se dan detalles para la ejecución del push over analysis). Los resultados del push over se expresan en términos de una curva de comportamiento global que se representa como la relación entre la fuerza cortante en la base ( $V_b$ ) y el desplazamiento relativo del extremo superior con respecto a la base ( $u_N$ ).

La figura 2.1 muestra una gráfica típica de empuje lateral generada con el programa de análisis no lineal denominado DRAIN 2D (11). Los saltos en la curva  $V_b$ - $u_N$  corresponden a los instantes en que se alcanzan las capacidades de deformación en las secciones críticas de algunos miembros estructurales. Las vibraciones de corta duración que se observan son consecuencia de los cambios bruscos de propiedades mecánicas asociados a las fallas locales.

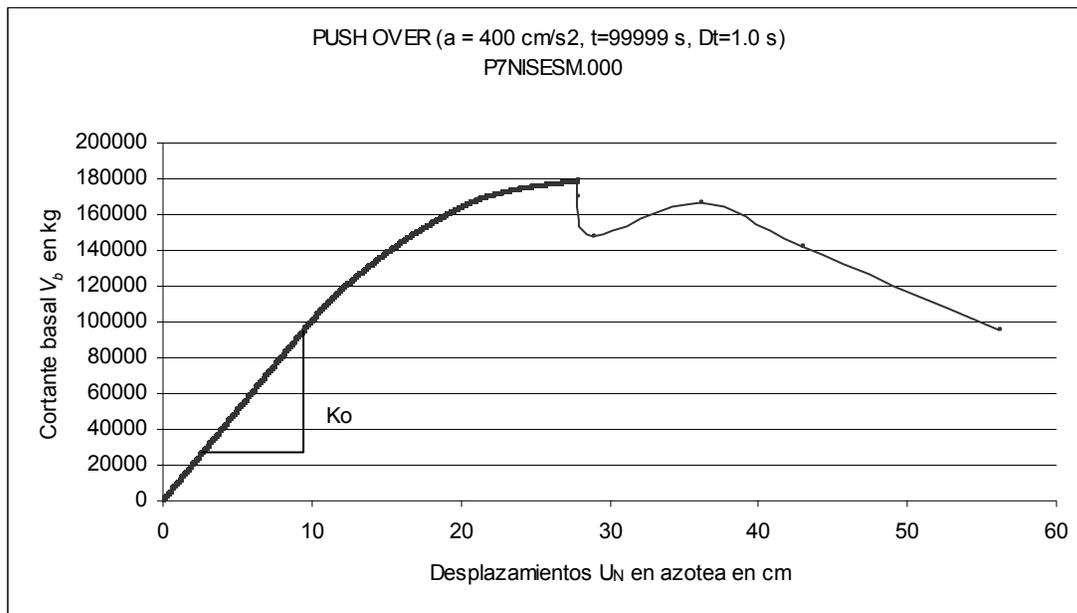


Figura 2.1. Gráfica típica de empuje lateral generada con DRAIN 2D

### 2.1.1.3 Estimación de respuestas sísmicas.

Para aplicar criterios basados explícitamente en niveles de desempeño será necesario estimar desplazamientos y deformaciones de sistemas no lineales de múltiples grados de libertad. Además de las reducciones de la rigidez que acompañan al crecimiento de las deformaciones, el comportamiento no lineal de los sistemas estructurales típicos incluye la influencia del daño acumulado, que se manifiesta como deterioro de las rigideces y de las resistencias como función de la historia de deformaciones globales y locales.

Para que las ventajas potenciales de los métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos puedan aprovecharse es necesario contar con procedimientos de análisis que permitan obtener estimaciones precisas y confiables de las variables de respuesta más estrechamente relacionadas con los indicadores de desempeño; estas variables son las deformaciones locales y las distorsiones laterales en distintos puntos en la altura del sistema. Entre los procedimientos que satisfacen los requisitos citados se encuentran los métodos paso-a-paso para análisis de respuesta dinámica. El esfuerzo de cálculo que se requiere en general para aplicar estos métodos en condiciones de la práctica del diseño estructural es excesivo, por lo que se ha propuesto la alternativa de estimar el desplazamiento relativo máximo del extremo superior del sistema de interés (sistema detallado) con respecto a su base aplicando el método de análisis paso a paso a un sistema simplificado de referencia (SSR), de un grado de libertad, con una curva fuerza-deformación igual a la curva  $V_b-U_N$  determinada por el método del empuje lateral para el sistema detallado. La figura 2.2 muestra una gráfica típica de respuesta paso a paso, para un sistema detallado, generada con el programa de análisis no lineal denominado DRAIN 2D.

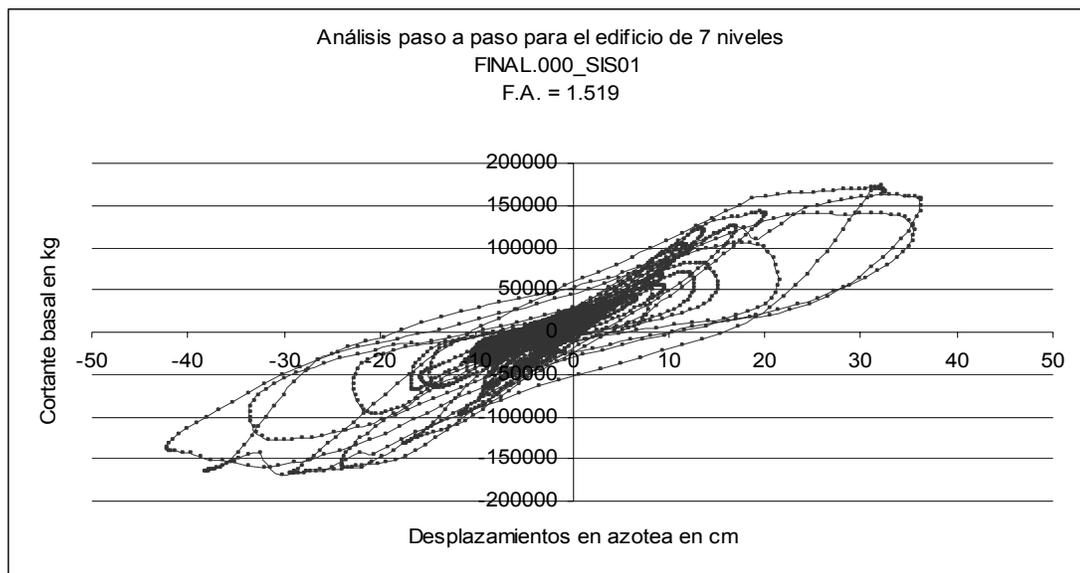


Figura 2.2 Gráfica típica de respuesta paso a paso, generada con DRAIN2D, para un sistema detallado sometido a la acción de un sismo dado.

Al estimar las respuestas sísmicas esperadas, con el objeto de determinar indicadores de desempeño ante temblores específicos, deben tomarse en cuenta los valores probables de las propiedades mecánicas de cada sistema, en vez de considerar los valores nominales más desfavorables (o característicos) que se suponen al aplicar los requisitos de diseño.

Como consecuencia del análisis paso a paso, aplicado a un sistema global y a un SSR, pueden desarrollarse expresiones de carácter probabilístico como la que se muestra a continuación para la distorsión angular de diseño.

$$\Psi^* = \bar{\Psi}_{0i} \rho_i (1 + \alpha V_{\rho i}) \quad (2.1)$$

En esta expresión  $\Psi^*$  representa la distorsión de diseño en tanto que  $\bar{\Psi}_{0i}$  se refiere al valor esperado para el  $i$ -ésimo entrepiso del sistema global, estimado por medio del SSR. La variable  $\rho_i$  es una variable aleatoria que designa el cociente de distorsiones  $\frac{\psi}{\bar{\psi}_{0i}}$  cuyo coeficiente de variación es  $V_{\rho i}$ . El parámetro  $\alpha$  sirve para controlar la probabilidad de que el valor real de  $\psi_i$  sea mayor que su valor calculado según la ecuación (2.1).

#### 2.1.1.4 Función de daño.

Una vez determinadas las expresiones, como la ecuación (2.1), que permiten evaluar el probable desempeño de un sistema estructural en cualquiera de sus partes, se procede a desarrollar la formulación que sirva para cuantificar el monto global del daño asociado a diversos modos de daño o falla del sistema y de sus contenidos, para una excitación sísmica especificada. A esta formulación se le da el nombre de función de daño y puede conformarse de la manera siguiente.

$$\delta(y) = \sum_i r_{ci} \bar{g}(\Psi_i) \quad (2.2)$$

Donde  $\delta$  representa el monto global del daño,  $y$  la intensidad del sismo considerado,  $r_{ci} = C_{oi}/C_o$  la relación entre el costo inicial del  $i$ -ésimo segmento del sistema y el costo de construcción del sistema, el cual depende de los parámetros de diseño,  $\underline{k}$ , y  $\bar{g}(\psi_i)$  es el valor esperado de  $g(\psi_i)$ , que es una función del valor aleatorio  $\psi_i$  de la distorsión local, es decir, una función del desempeño probable del sistema.

#### 2.1.1.5 Función de utilidad y análisis de optimización.

El paso siguiente en la propuesta de Esteva (16) consiste en establecer las propiedades óptimas de un sistema estructural, con base en criterios que tomen en cuenta el desempeño esperado del sistema ante los sismos de diversas intensidades que pueden afectarlo. Las propiedades mecánicas significativas del sistema por diseñar se definen por medio del vector de parámetros de diseño  $\underline{k}$ , y los valores óptimos de los elementos de  $\underline{k}$  son aquellos que minimizan la siguiente función objetivo:

$$U = C_o(\underline{k}) + \frac{D_o(\underline{k})}{\eta} \quad (2.3)$$

Aquí,  $C_o(\underline{k})$  es la función de costo inicial,  $D_o(\underline{k})$  es el costo esperado de daños y fallas por unidad de tiempo y  $\eta$  es una tasa real de descuento (o interés).  $D_o(\underline{k})$ ,

depende de la función de daño  $\delta(y)$ , mostrada en la ecuación (2.2), y depende de la actividad sísmica en el sitio de interés:

$$D_o = C_o \int \frac{d\nu_Y(y)}{dy} \delta(y) dy \quad (2.4)$$

En esta ecuación se requiere que las incertidumbres de las propiedades del sistema sean pequeñas en comparación con las que se asocian a las intensidades y a las características detalladas de los eventos sísmicos;  $\nu_Y(y)$  es la tasa anual de ocurrencia de temblores de intensidad mayor que  $y$  en el sitio. Las propiedades que integran el vector  $\underline{k}$  son las variables independientes de la función  $U$  por minimizar.

Hasta aquí, la parte de la propuesta de Esteve que se relaciona con el aspecto de los costos y su optimización para alcanzar el objetivo citado en el epígrafe de este capítulo. En el inciso 2.2.3 del apartado siguiente se presenta la segunda parte de la propuesta que se refiere al riesgo aceptable de daño o falla (que es decir la confiabilidad) en el contexto de la filosofía del diseño por desempeño.

## 2.2 CONCEPTOS GENERALES DE CONFIABILIDAD

### 2.2.1 Definición de confiabilidad.

En la economía mundial globalizada está creciendo continuamente la demanda por productos y sistemas con mejor desempeño, al mismo tiempo que se busca la reducción de costos (17). El requerimiento de minimizar la probabilidad de fallas, ya sea que esas fallas simplemente incrementen el costo y la irritación o amenacen gravemente la seguridad pública, también está poniendo creciente énfasis en la confiabilidad.

En el sentido más amplio, la confiabilidad está asociada con la dependencia hacia un producto, con la operación exitosa y con la ausencia de fallas. Así, **la confiabilidad se define como la probabilidad de que un sistema desempeñará su función prevista durante un periodo especificado de tiempo bajo un cierto conjunto de condiciones.** Se dice que un producto o sistema ha fallado cuando cesa de desempeñar su función prevista. Cuando hay una total interrupción de la función, el sistema claramente ha fallado. A menudo, sin embargo, es necesario definir la falla cuantitativamente a fin de tomar en cuenta las formas más sutiles de falla; sea el deterioro o la inestabilidad de la función.

Las fallas en los sistemas encuentran su razón de ser en la variabilidad. La variabilidad o imperfecciones en el proceso de producción que llevan a significativa variabilidad en las características de desempeño no deben ser toleradas. Así, los niveles de desempeño especificados deben lograrse comprobando las tres mayores causas de variabilidad en el comportamiento:

- 1) Variabilidad o defectos en el proceso de manufactura,
- 2) Variabilidad en el ambiente de operación, y
- 3) Deterioro resultante de la edad o envejecimiento.

La confiabilidad en la ingeniería está interesada principalmente en la variabilidad que es tan severa que puede causar la falla de un producto, y la seguridad en la ingeniería está enfocada sobre esas fallas que crean riesgos. Así como las fallas estudiadas en la ingeniería de confiabilidad pueden ser visualizadas como casos extremos de variabilidad en el desempeño, estrechamente asociados con pérdidas de calidad, los análisis de seguridad tratan con subconjuntos de modos de falla que pueden ser peligrosos. En la ingeniería de confiabilidad, el enfoque primario está sobre las fallas y su prevención.

### **2.2.2 Teoría de confiabilidad en las estructuras.**

La variabilidad en el desempeño de un sistema se asocia necesariamente con las incertidumbres en las diversas propiedades, dados los parámetros del diseño. En el caso de las estructuras, el desempeño o comportamiento estructural depende del diseño tanto de los componentes estructurales como de las conexiones entre ellos; así como del diseño de las características globales del sistema. Las variables involucradas en los tres niveles del diseño son todas en mayor o menor grado inciertas.

La variabilidad en las mediciones de dimensiones implica incertidumbres geométricas que afectan la certeza en el cálculo de cantidades como las áreas de secciones transversales, los momentos de inercia, los centros de gravedad y los momentos de las fuerzas. También existe incertidumbre en las características físicas y mecánicas de los materiales a emplear, las cuales se obtienen en general a partir de pruebas de laboratorio en las que se hacen mediciones de fuerzas, de deformaciones, de áreas, de volúmenes, de peso y de tiempo; todas ellas susceptibles a la variación. El peso volumétrico, el módulo de elasticidad, el módulo de Poisson y los esfuerzos resistentes tanto en el concreto como en el acero de refuerzo son claros ejemplos de incertidumbres físico-mecánicas de los materiales.

En cuanto a la variabilidad en las cargas que ejercerán su acción sobre la estructura a lo largo de su vida útil, se pueden tener niveles de variación menor en el cálculo de las cargas muertas, pasando por niveles intermedios de variación en la determinación de las cargas vivas, hasta niveles extremos de variación en la valoración de las cargas accidentales como el sismo o el viento. En consecuencia, se

tendrán niveles diversos de incertidumbre, según sea el tipo de carga que se esté considerando para el análisis y diseño de la estructura.

La existencia de tantas incertidumbres en los niveles de diseño, y en consecuencia en el desempeño de las estructuras, indica que **es casi imposible investigar el comportamiento estructural sin recurrir a métodos probabilísticos** (18). Todo problema de diseño en estructuras involucra algún elemento de incertidumbre, impredecibilidad, o aleatoriedad: no importa qué tanto se conozca acerca del fenómeno, el comportamiento de una estructura es incapaz de predicción precisa. Por tanto, no pueden existir estructuras que nunca fallen; es más bien una cuestión de mayor o menor probabilidad de falla. De acuerdo con esto, el diseño probabilístico está relacionado con la probabilidad de falla, o preferentemente, de desempeño sin falla, es decir la probabilidad de que la estructura realice su función asignada – en otras palabras, con la confiabilidad.

El análisis estructural probabilístico investiga la probabilidad de que una estructura se comporte en una forma especificada, dado que una o más de sus propiedades mecánicas o sus dimensiones y propiedades geométricas sean de naturaleza aleatoria o de naturaleza imperfectamente conocida; y/o que las acciones sobre la estructura en algún respecto tengan propiedades aleatorias o sean incompletamente conocidas. El diseño estructural probabilístico es un problema de decisión agregado al análisis estructural probabilístico, en el que se especifica qué dimensiones deben ser asignadas a la estructura con objeto de que tenga propiedades óptimas en un dado y bien definido sentido dentro de las posibilidades del modelo probabilístico; equivalentemente, se busca el valor que debe tener la probabilidad de ocurrencia de un comportamiento específico de manera que la estructura en un sentido bien definido este óptimamente diseñada con respecto a ese comportamiento (19)

Desde hace muchos años se sabe que la estimación satisfactoria de la confiabilidad de una estructura debe estar basada en un enfoque de sistemas. En algunas situaciones, como es el caso de las estructuras isostáticas, es suficiente estimar la confiabilidad de los elementos individuales de un sistema estructural. Sin embargo, la falla de un solo elemento en un sistema estructural estáticamente indeterminado no siempre resultará en la falla total del sistema, porque los elementos redundantes pueden ser capaces de sostener la carga externa por la redistribución de las fuerzas internas. Por lo común, un sistema estructural tendrá un gran número de modos de falla y los más significantes de estos deben ser tomados en cuenta en una estimación de la confiabilidad de la estructura (20). Usualmente, el primer paso será estimar la confiabilidad con respecto a cada modo de falla especificado; es decir, la probabilidad de que la estructura no alcance cada uno de esos modos de falla durante el periodo de referencia establecido. El segundo paso consistirá en estimar la confiabilidad global de la estructura tomando en cuenta las correlaciones debidas a fuentes comunes de carga y a propiedades comunes de los materiales.

La confiabilidad de una estructura se puede denotar por  $R$  y esta definida como:

$$\mathfrak{R} = 1 - P_f \quad (2.5)$$

donde  $P_f$  es la probabilidad de que la estructura falle durante el periodo de referencia especificado.

Para calcular la confiabilidad resulta necesario, entonces, desarrollar modelos probabilísticos que permitan estimar la probabilidad de falla. Sin embargo, es indispensable definir, primeramente, el criterio de falla cuya probabilidad se desea evaluar, así como las variables aleatorias que intervienen en dicho criterio; sin dejar de señalar que las variables aleatorias deben poder ser descritas por medio de sus funciones tanto de distribución acumulada de probabilidad  $F(\bullet)$ , como de densidad de probabilidad  $f(\bullet)$ . Estas funciones, por lo general, pueden determinarse empleando datos estadísticos generados, por ejemplo, a partir de pruebas de control en laboratorio y haciendo uso del concepto de frecuencia relativa; en ocasiones se puede recurrir a la observación del comportamiento de las variables aleatorias en sistemas existentes similares a aquel que se planea construir, o a la asignación totalmente subjetiva de una probabilidad, basada en experiencias del pasado o en modelos heurísticos de comportamiento (21).

El modelo probabilístico de mayor aceptación para estimar la probabilidad de falla se fundamenta en el conocido criterio de diseño que se establece en muchos reglamentos de construcción del mundo:

$$S \leq R \quad (2.6)$$

donde  $S$  representa las solicitaciones que actúan sobre el sistema estructural o sobre un elemento determinado; y  $R$  la resistencia que corresponde a un estado límite elegido para el sistema global o para el elemento a diseñar. En el caso general, tanto  $S$  como  $R$  son variables inciertas, y se describen por medio de sus correspondientes funciones de densidad de probabilidades  $f_S(s)$  y  $f_R(r)$  y funciones de distribución acumulada de probabilidades,  $F_S(s)$  y  $F_R(r)$  (21). Cada variable aleatoria se puede caracterizar por dos parámetros (usualmente el valor esperado y la varianza) y la correlación entre cualquier par de variables estará caracterizada por una medida única llamada la covarianza.

La probabilidad de falla es igual a la del evento  $S > R$ , y se puede calcular como sigue:

$$p_F = \int f_S(s) F_R(s) ds = \int f_R(r) (1 - F_S(r)) dr \quad (2.7)$$

La figura 2.3, que enseguida se presenta, muestra la interpretación geométrica del cálculo correspondiente a la ecuación (2.7), tomando en cuenta que  $S$  y  $R$  son variables independientes, y suponiendo que la carga está en el intervalo indicado.

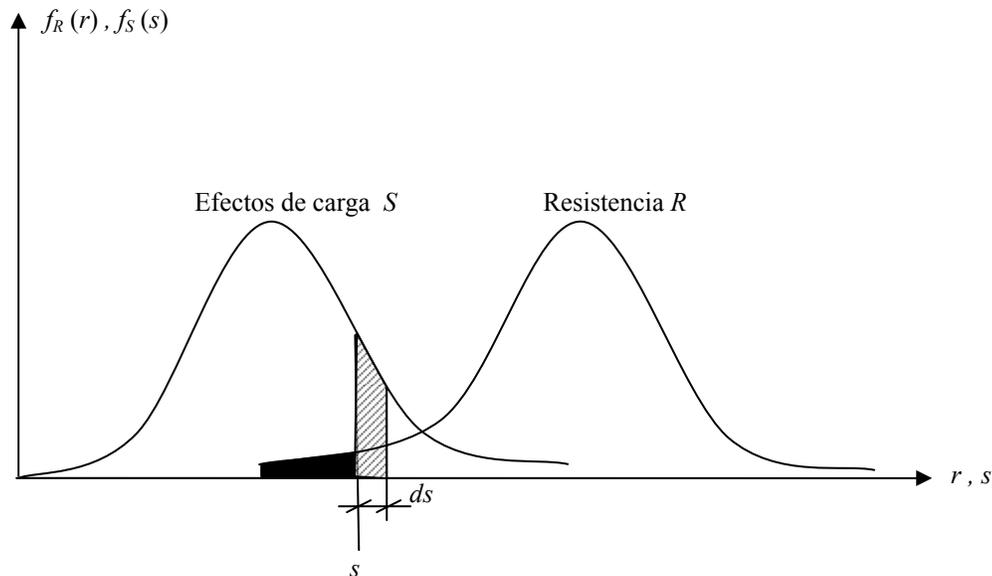


Figura 2.3. Interpretación geométrica de la probabilidad de falla

La zona en negro, en la figura 2.3, representa la probabilidad  $F_R(s)$  de que la resistencia sea menor que el valor de carga  $s$ , en tanto que la zona asciurada representa la probabilidad  $f_S(s) ds$  de que la carga  $S$  se encuentre en el intervalo  $(s, s+ds)$ .

El cálculo de la probabilidad de falla para sistemas estructurales complejos, empleando el procedimiento antes descrito, conduce con frecuencia a modelos matemáticos complicados, que no pueden representarse fácilmente en forma de expresiones analíticas cerradas. Esto ha llevado buscar caminos alternativos de solución que simplifican el cálculo con el correspondiente costo en pérdida de precisión pero que ofrecen estimaciones con aproximación suficiente para la probabilidad de falla. Uno de estos caminos es el desarrollado inicialmente por Esteva (22) y Cornell (23) que se sintetiza en la determinación de un índice de confiabilidad,  $\beta$ , el cual se define mediante el procedimiento siguiente (24):

En condición de falla;  $S > R$  (2.8)

Dividiendo entre  $S$  y reordenando  $\frac{R}{S} < 1$

A este cociente  $R/S$  se le denomina factor de seguridad y se calcula la probabilidad de falla recurriendo al concepto de distribución acumulada de probabilidades para dicho cociente.

$$P_F = P\left[\left(\frac{R}{S}\right) < 1\right]$$

Trabajando con el logaritmo natural de  $R/S$ :

$$P_F = P\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right) < \ln 1\right] = P\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right) < 0\right]$$

Considerando que el  $\ln(R/S)$  obedece a una distribución normal de probabilidades, la forma estandarizada de la variable  $\ln(R/S)$  puede definirse con el siguiente cambio de variable:

$$U = \frac{\ln\left(\frac{R}{S}\right) - \left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/S)}}$$

donde

$$\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m = \text{valor medio de } \ln\left(\frac{R}{S}\right)$$

$$\sigma_{\ln(R/S)} = \text{desviación estándar de } \ln\left(\frac{R}{S}\right)$$

Esta transformación convierte la abscisa  $U$  en múltiplos de desviación estándar y coloca la media de  $U$  en  $U = 0$ . La probabilidad de falla puede entonces escribirse como

$$P_F = P\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right) < 0\right] = P\left\{\left\{U\sigma_{\ln(R/S)} + \left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m\right\} < 0\right\}$$

Despejando  $U$  dentro de la llave, se obtiene

$$P_F = P\left\{U < -\frac{\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/S)}}\right\} = F_U\left\{-\frac{\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/S)}}\right\}$$



De la ecuación (2.8) se obtiene  $0 > R - S$

Llamando  $M = R - S$ , y reordenando  $M < 0$

Considerando que  $R$  y  $S$  tienen distribución normal de probabilidades, entonces

$$\bar{M} = \bar{R} - \bar{S}$$

y

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$$

La probabilidad de falla se expresa, entonces, como

$$P_F = P[(R - S) < 0] = P[M < 0]$$

Para la forma estandarizada de distribución normal de  $M$  se define el cambio de variable

$$U = \frac{M - \bar{M}}{\sigma_M}$$

Esta transformación convierte la abscisa  $U$  en múltiplos de desviación estándar y coloca la media de  $U$  en  $U = 0$ . La probabilidad de falla puede entonces escribirse como

$$P_F = P[M < 0] = P\left(\left\{U\sigma_M + \bar{M}\right\} < 0\right)$$

Despejando  $U$  dentro de la llave, se obtiene

$$P_F = P\left\{U < -\frac{\bar{M}}{\sigma_M}\right\} = F_U\left\{-\frac{\bar{M}}{\sigma_M}\right\}$$

donde  $F_U$  es la función de distribución acumulada de  $U$ , o la probabilidad de que  $U$  no exceda el argumento de la función. Si hacemos

$$\beta = -\frac{\bar{M}}{\sigma_M} = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.10)$$

entonces

$$\bar{M} = \beta \sigma_M$$

Cuya interpretación geométrica se muestra en la figura 2.5.

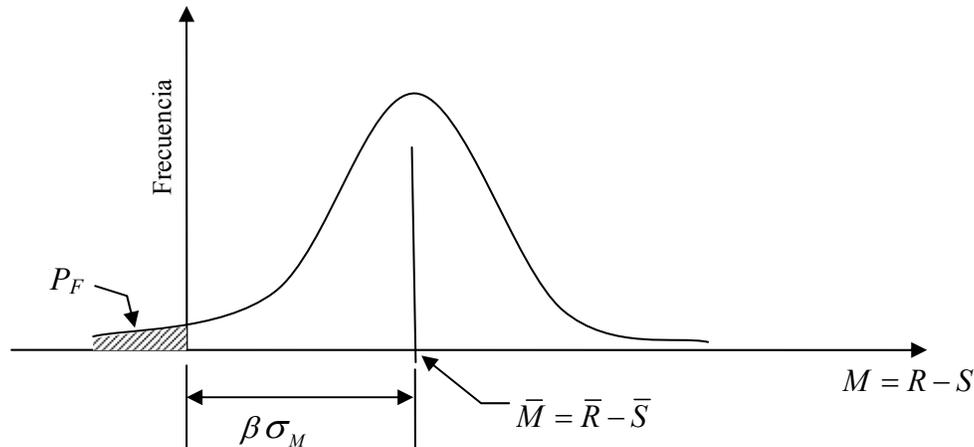


Figura 2.5. Probabilidad de falla para  $M$ ,  $R$  y  $S$  con distribución normal.

En sistemas complejos, la determinación del índice de confiabilidad ante modos dados de falla suele requerir del empleo del Método de Simulación de Monte Carlo (26) para evaluar el numerador y el denominador del segundo miembro de las ecuaciones (2.9) ó (2.10).

Específicamente, la simulación es el proceso que conduce experimentos sobre un modelo cuando no se puede experimentar directamente sobre un sistema (27). Por experimento se entiende el proceso de observación del comportamiento del sistema o del modelo. Un modelo es una representación, física o matemática, de un sistema real. El sistema se define como el conjunto de procesos o componentes que son interdependientes y se orientan a la consecución de un objetivo común. La incertidumbre o aleatoriedad inherente a los componentes del sistema se incorpora en el modelo y el experimento se diseña para tomar en cuenta esta incertidumbre. La simulación permite al analista controlar cualquiera de los parámetros, variables, o condiciones iniciales del modelo, algo que no es posible con el sistema real.

El análisis de Monte Carlo (25) es una poderosa herramienta en ingeniería la cual permite ejecutar un análisis estadístico de la incertidumbre en un problema de ingeniería estructural, siendo particularmente útil para problemas complejos donde numerosas variables aleatorias están relacionadas a través de ecuaciones no lineales. Resulta útil, a menudo, visualizar el análisis de Monte Carlo como un experimento el cual es realizado por una computadora en lugar de un laboratorio de ingeniería estructural.

El principio fundamental detrás del Método de Monte Carlo está en desarrollar un modelo analítico, basado en computadora, que puede reproducir el comportamiento del sistema (27). Enseguida el modelo es evaluado usando datos medidos del sistema. Finalmente, el modelo permite predecir el comportamiento del sistema, comúnmente para muchas corridas simuladas. Cada evaluación (o ciclo de simulación) está basado en un cierto conjunto, aleatoriamente seleccionado, de condiciones para los parámetros de entrada del sistema. Ciertas herramientas analíticas son usadas para asegurar la selección aleatoria de los parámetros de entrada, de acuerdo con sus respectivas distribuciones de probabilidad, para cada evaluación. Como resultado, se obtienen varias predicciones del comportamiento del sistema. Entonces, se aplican métodos estadísticos convencionales para evaluar los momentos y el tipo de distribución para los márgenes de seguridad que describen el comportamiento del sistema.

Los pasos analíticos y de cómputo que son necesarios para ejecutar la Simulación de Monte Carlo son los siguientes:

- 1) definición del sistema usando un modelo,
- 2) generación de números aleatorios,
- 3) generación de variables aleatorias, incluyendo sus características probabilísticas,
- 4) evaluación del modelo,
- 5) análisis estadístico del comportamiento resultante, y
- 6) estudio de la eficiencia de la simulación.

Para ejemplificar los pasos antes descritos, el esquema de la figura 2.6 muestra el análisis de Monte Carlo para simular el comportamiento del desplazamiento al centro del claro  $\Delta$  de una viga simplemente apoyada de longitud  $l$ , con sección transversal circular de diámetro  $\delta$ , sometida a la acción de una carga repartida uniforme  $\omega$ . El material de la viga tiene un módulo elástico  $E$  y el momento de inercia de la sección transversal se determina con la expresión  $I = \pi d^4 / 64$ . El desplazamiento se calcula con la ecuación:

$$\Delta = \frac{5\omega l^4}{384EI} \quad (2.11)$$

El análisis de Monte Carlo involucra la generación de un conjunto de  $n$  números aleatorios para cada parámetro aleatorio en la ecuación de respuesta. La ecuación de respuesta es entonces resuelta usando cada número aleatorio en el conjunto. Por tanto, la ecuación de respuesta es resuelta  $n$  veces; es decir,  $i = 1, 2, \dots, n$ . Finalmente, estos valores de la respuesta son analizados usando técnicas estadísticas convencionales.

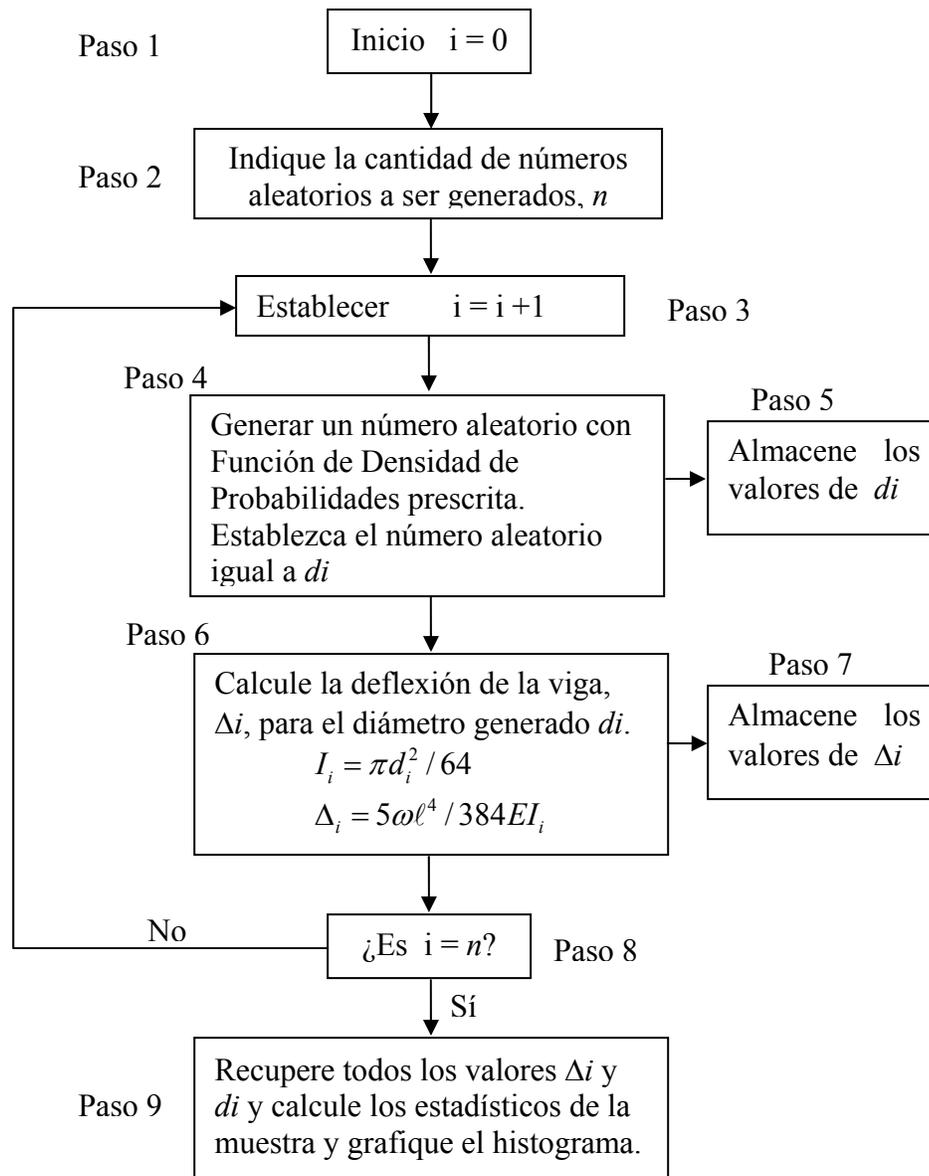


Figura 2.6. Esquema para el análisis de monte Carlo de una viga simplemente apoyada con una variable aleatoria (25).

Si cualquiera de los otros parámetros en el lado derecho de la ecuación (2.11) fuera aleatorio, entonces el diagrama de flujo de la figura 2.6 sería modificado para reflejar la generación de un conjunto de números aleatorios para cada una de las variables aleatorias. En particular habría pasos análogos al 4 y 5 para cada variable aleatoria antes de proceder con el paso 6 del proceso.

El proceso de simulación se puede realizar tantas veces como sea necesario, hasta generar una muestra estadística suficiente, a partir de la cual se pueden evaluar

tanto el valor esperado como la desviación estándar de las variables aleatorias involucradas en el criterio de diseño y elegidas para representar el desempeño del sistema estructural. Con estos resultados se calcula el índice de confiabilidad  $\beta$ , mediante la aplicación de alguna de las ecuaciones (2.9) o (2.10). Si las variables aleatorias en cuestión tienen distribución normal  $\Phi(\cdot)$  de probabilidades, entonces la probabilidad de falla puede calcularse fácilmente con la expresión:

$$P_F = \Phi(-\beta) \quad (2.12)$$

Se sigue el cálculo de la confiabilidad empleando la ecuación (2.5).

### 2.2.3 Propuesta mexicana para el diseño sísmico basado en confiabilidad.

Retomando las ideas de los incisos 2.1.1.1 a 2.1.1.5, donde Esteva (16) clarifica para el ámbito de la ingeniería en México las ideas propuestas por el Comité Visión 2000, se establece que con el fin de obtener los valores óptimos de las propiedades de resistencia, que determinan, junto con las propiedades de ductilidad, las capacidades de deformación última del sistema, las consecuencias de la falla ante el estado límite último deben incluirse en forma explícita. En estas condiciones,  $\delta(y)$  debe calcularse como sigue:

$$\delta(y) = \delta_s(y) + P_F(y) [\delta_F - \delta_s(y)] \quad (2.13)$$

Aquí  $P_F(y)$  es la probabilidad de que ocurra la falla ante el estado de capacidad última (colapso) para una intensidad igual a  $y$ ,  $\delta_F$  es el monto de las consecuencias esperadas de dicho evento, en caso de ocurrir, y  $\delta_s(y)$  es el costo esperado de daños para la intensidad  $y$ , para la condición de supervivencia del sistema. Este es el valor dado por el segundo miembro de la ecuación (2.2).

La determinación de  $P_F(y)$  para un sistema de múltiples grados de libertad  $y$ , por lo tanto, con múltiples modos de falla, implica estimar la probabilidad de que, para cualquiera de dichos modos de falla, la deformación demandada por la respuesta dinámica del sistema exceda de la correspondiente capacidad de deformación. En el caso de edificios con estructura construida por marcos continuos, los modos de falla más probables consisten en el agotamiento de las capacidades de deformación de entrepiso. Esteva y Ruiz (26) presentaron un procedimiento para estimar un índice de confiabilidad,  $\beta$  semejante al propuesto inicialmente por Cornell (23):

$$\beta = -\frac{E[\ln Z]}{\sigma[\ln Z]} \quad (2.14)$$

Aquí  $Z$  es el cociente de la demanda de deformación entre la correspondiente capacidad en el entrepiso donde dicho cociente adquiere su máximo valor durante un temblor con una intensidad dada.  $E[\bullet]$  y  $\sigma[\bullet]$  denotan el valor esperado y la desviación estándar, respectivamente. Bajo la suposición de que  $Z$  tiene distribución logarítmico-normal,  $\beta$  puede ligarse con la probabilidad de falla para la intensidad en cuestión por medio de la relación  $P_F = \Phi(-\beta)$ , donde  $\Phi(\bullet)$  es la función de distribución normal estándar.

En el artículo de Esteva y Ruiz (26) el numerador y el denominador del segundo miembro de la ecuación (2.14) se evalúan mediante simulación de Monte Carlo. Para este fin se simula un conjunto de acelerogramas artificiales, en congruencia con un conjunto adecuado de suposiciones relativas a la evolución de las propiedades instantáneas de intensidad y contenido de frecuencias (varianza y densidad espectral, respectivamente). Las incertidumbres asociadas con las cargas gravitacionales que actúan sobre el sistema, así como las relacionadas con las propiedades mecánicas de sus miembros estructurales, se toman en cuenta también mediante simulación de Monte Carlo. Para ello se emplea la información disponible sobre las desviaciones estadísticas de los valores de dichas variables con respecto a sus valores nominales supuestos al diseñar. La capacidad de deformación de un entrepiso dado se estima, por ejemplo, como el producto de la deformación de fluencia de dicho entrepiso ante fuerza cortante por un factor de ductilidad con valor incierto. El valor esperado y el coeficiente de variación de dicho factor se estiman con base en sus valores nominales, de acuerdo con las suposiciones de diseño (16).

### 2.3 CONCLUSIÓN DEL CAPÍTULO

La breve descripción teórica expuesta en los incisos 2.1 y 2.2 constituyen el marco conceptual dentro del cual se desarrolla el trabajo de esta Tesis. Los conceptos aquí presentados sirvieron de fundamento y guía para la realización de las tres etapas generales en que se llevó a cabo el trabajo de investigación, a saber:

- a) Diseño convencional de tres edificios de concreto reforzado, introduciendo condiciones para provocar el piso suave en planta baja.
- b) Análisis no lineal del comportamiento de los edificios diseñados.
- c) Estudio de confiabilidad para el desempeño de colapso incipiente de los edificios (seguridad de vida).

Cabe aclarar que algunos de los conceptos aquí vertidos se han modificado con el paso de los años en el afán de buscar la simplicidad que permita acercar estos procedimientos de diseño por desempeño y confiabilidad a la práctica diaria del

diseño de estructuras. Sin embargo, la metodología general que se delinea en los trabajos de Esteva (16) y de Esteva y Ruiz (26) sigue siendo vigente.

Si un temblor de tierra causa daño que es muy severo para ser reparado económicamente o causa que un edificio colapse, el diseño obviamente no fue exitoso.

ANIL K CHOPRA.

## **CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA GENERAL**

En este capítulo se presentan, de manera fundamentalmente esquemática, las etapas del proceso por las que transita el desarrollo de esta investigación y tesis. El propósito es mostrar, en una visión global y no detallada, el conjunto de actividades que tienen que ejecutarse cuando se diseña una estructura desde los enfoques del desempeño y la confiabilidad. Esto en un afán pedagógico para facilitar el seguimiento del trabajo y el aprendizaje a quienes no están familiarizados (ingenieros de la práctica, principalmente) con esta nueva filosofía del diseño. Posteriormente, en los capítulos 4, 5 y 6 de esta tesis se describen con lujo de detalle las actividades específicas de cada una de las etapas.

Conviene destacar aquí la importancia de las herramientas de cómputo y sistematización que se utilizan a lo largo del trabajo para la ejecución de las diversas actividades. Así, para la etapa del diseño convencional se emplea el programa de análisis y diseño denominado ECOgcW, que en lo subsiguiente se cita simplemente como ECO (28). Este programa se caracteriza por efectuar tanto el análisis estructural en 3D como el diseño detallado, con estricto apego al RCDF-2004 (13) y a sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias (14). Adicionalmente, el ECO permite incluir en el análisis de la estructura los efectos  $P-\Delta$  y la interacción suelo estructura; sin dejar de mencionar su capacidad para efectuar, cuando se le requiere, el diseño dúctil de estructuras de concreto reforzado (en el capítulo 4 se dan detalles de su manejo).

Por lo que a la etapa del análisis no lineal se refiere, se emplea primero el programa de simulación llamado SIMESTRU, desarrollado en el Instituto de ingeniería de la UNAM (29). Este programa opera bajo los criterios de la simulación de Monte Carlo y considera incertidumbres que se pueden dividir en dos grupos: las asociadas a las propiedades mecánicas de la estructura y las relacionadas con la excitación externa (30). Este programa trabaja solamente con marcos en 2D, por lo cual es necesario recurrir a una simplificación del edificio en 3D, la cual consiste en considerar que su respuesta sísmica se aproxima a la de uno de sus marcos interiores en la dirección corta. Una vez que se tiene idealizado el modelo en 2D, los elementos estructurales de éste conservan las mismas propiedades derivadas del diseño inicial para el edificio original en 3D, siendo estas las *propiedades nominales*, a partir de las cuales

se determinan los sistemas con propiedades medias y simuladas (en el capítulo 5 se dan detalles de la operación del SIMESTRU).

Una vez generada la muestra de sistemas simulados se analiza la respuesta sísmica no lineal del marco representativo del edificio empleando el programa DEIHINTE que tiene como base el programa DRAIN 2D (11), en su versión modificada en el Instituto de Ingeniería, la cual consiste en primer término en la inclusión del modelo de degradación de resistencia y rigidez (DEIH) propuesto por Campos y Esteva (31). Por otra parte, el programa DEIHINTE contiene una modificación adicional del original DRAIN, la cual fue realizada por Ismael (32), quien unió los programas DEIH con degradación de resistencia y rigidez y el programa DRAINTE (33), el cual considera la interacción suelo estructura. Es con este programa modificado por Ismael que se realizan los análisis push-over y los análisis paso a paso ya ilustrados en las figuras 2.1 y 2.2 presentadas en el capítulo 2. En el capítulo 5 se describe con detalle la forma en que trabajan tanto DEIH como DEIHINTE.

Por último debe mencionarse que se emplean a lo largo del proceso diversas mini rutinas, tanto de cálculo como de ordenamiento de datos, para generar archivos de entrada o de salida que permiten la interacción de los programas arriba descritos. Algunas de estas rutinas fueron desarrolladas en lenguaje Fortran por Rangel (34) y son de gran ayuda en la sistematización del trabajo. También se emplean estas rutinas, junto con diversas hojas de Excel, para llevar a cabo el análisis de confiabilidad que se plantea en el capítulo 6.

### **3.1 DISEÑO SISMICO CONVENCIONAL**

En términos generales, el diseño en ingeniería tiene sus raíces en la necesidad social de optimizar (35). En lo específico, la optimización en el diseño estructural exige lograr un balance aceptable entre los costos y el eficiente comportamiento de la construcción ante las cargas o solicitaciones que la afecten a lo largo de su vida útil.

El diseño convencional de estructuras se puede concebir como un proceso cíclico que en aproximaciones sucesivas se va acercando a la solución más adecuada para el problema planteado. En general no existe solución única y se deben explorar diversas alternativas. Los materiales a emplear y sus características mecánicas específicas obligan a elaborar propuestas cuyo comportamiento se debe investigar y comparar. Los tipos de elementos estructurales a utilizar y su arreglo correspondiente definen un sistema estructural cuya respuesta ante diversas solicitaciones tiene que ser comparada con la de otros sistemas estructurales alternativos. Es requisito proponer un predimensionamiento de los elementos estructurales que sirva como punto de partida para el diseño.

Las solicitaciones que tendrán que ser soportadas por el sistema estructural deben determinarse con la mayor precisión posible, dependiendo de la función a que esté destinada la construcción. Cargas permanentes, cargas variables y cargas accidentales son las solicitaciones que usualmente se determinan con apego al reglamento de construcción de la región. También se pueden considerar cargas especiales cuya aceptación dependerá de mediciones experimentales.

Para conocer la respuesta de los sistemas estructurales investigados ante las solicitaciones consideradas se debe llevar a cabo el correspondiente análisis de la estructura. Esta etapa del proceso requiere de modelos físico-matemáticos que son idealizaciones simplificadas de la realidad que se estudia. De la adecuada aplicación de estos modelos se obtiene el conocimiento de la respuesta del sistema estructural. La respuesta estructural se refiere esencialmente, por un lado, a las fuerzas internas que se transmiten por todos y cada uno de los elementos estructurales, y por otro, a los desplazamientos lineales o rotacionales de puntos característicos del sistema.

Conocidas las respuestas globales de la estructura, fuerzas internas y desplazamientos, se sigue el diseño detallado de los elementos estructurales y de las conexiones entre ellos. Para esto se emplean normas técnicas especializadas en donde se presentan los procedimientos detallados de diseño, elaborados a partir de investigaciones tanto analíticas como experimentales. En esta etapa del proceso se establecen los criterios de aceptación del diseño, los cuales en general implican comparaciones entre fuerzas actuantes y fuerzas resistentes o entre desplazamientos debidos a la respuesta dinámica y desplazamientos permisibles.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (13) en su *“Título Sexto. De la seguridad estructural”* establece como criterios de aceptación del diseño los llamados estados límite: el de servicio y el de falla. Para este último, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC, 14) se exige el cumplimiento de la siguiente ecuación,

$$F_C S \leq F_R R \quad (3.1)$$

Es decir que las solicitaciones  $S$ , multiplicadas por un factor de carga  $F_C$ , deben mantenerse siempre por debajo de las resistencias  $R$  multiplicadas por un factor de reducción de resistencia  $F_R$ .

En cuanto al estado límite de servicio, en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 14) se indica, como ejemplo, que en las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables se verificará que el desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, si existen elementos unidos no estructurales que puedan sufrir daño, no exceda del valor dado por la siguiente expresión,

$$\delta_h \leq \frac{h}{500} \quad (3.2)$$

Aquí,  $\delta_h$  son los desplazamientos horizontales relativos entre extremos de columnas y  $h$  es la altura de entrepiso.

Similarmente, y con respecto al estado límite de servicio, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 14) se indica, en el apéndice A, que en las edificaciones comunes sujetas a acciones accidentales de carácter sísmico se revisará, según existan o no elementos unidos no estructurales que puedan sufrir daño, que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con alguna de las ecuaciones siguientes:

$$\Delta \left( \frac{Q' R}{7} \right) \leq 0.002 h \quad (3.3)$$

$$\Delta \left( \frac{Q' R}{7} \right) \leq 0.004 h \quad (3.4)$$

donde  $\Delta$  es el desplazamiento relativo de entrepiso, es decir la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos,  $h$  la diferencia de elevaciones correspondientes,  $Q'$  el factor de ductilidad del edificio y  $R$  el factor de sobrerresistencia.

Si alguno de estos criterios falla se procede a repetir el proceso de diseño, modificando las dimensiones, inicialmente propuestas, para los elementos estructurales. El ciclo se ejecuta tantas veces como sea necesario.

La decisión sobre cual es la mejor alternativa de solución no dependerá solo del buen comportamiento de la estructura para un diseño detallado determinado; posteriormente tendrá que realizarse un análisis de costos iniciales de construcción y de costos de mantenimiento para los años de vida útil considerados. Similarmente deberán compararse procedimientos de construcción y tiempos de ejecución. La solución que arroje el uso más eficiente de recursos técnicos, humanos, materiales, tecnológicos y financieros será la solución óptima.

La figura 3.1 muestra en un diagrama de flujo las actividades del proceso de diseño convencional delineado en los párrafos anteriores, el cual corresponde a la primera etapa de esta tesis. A continuación de esta figura se describen brevemente las actividades que la conforman.

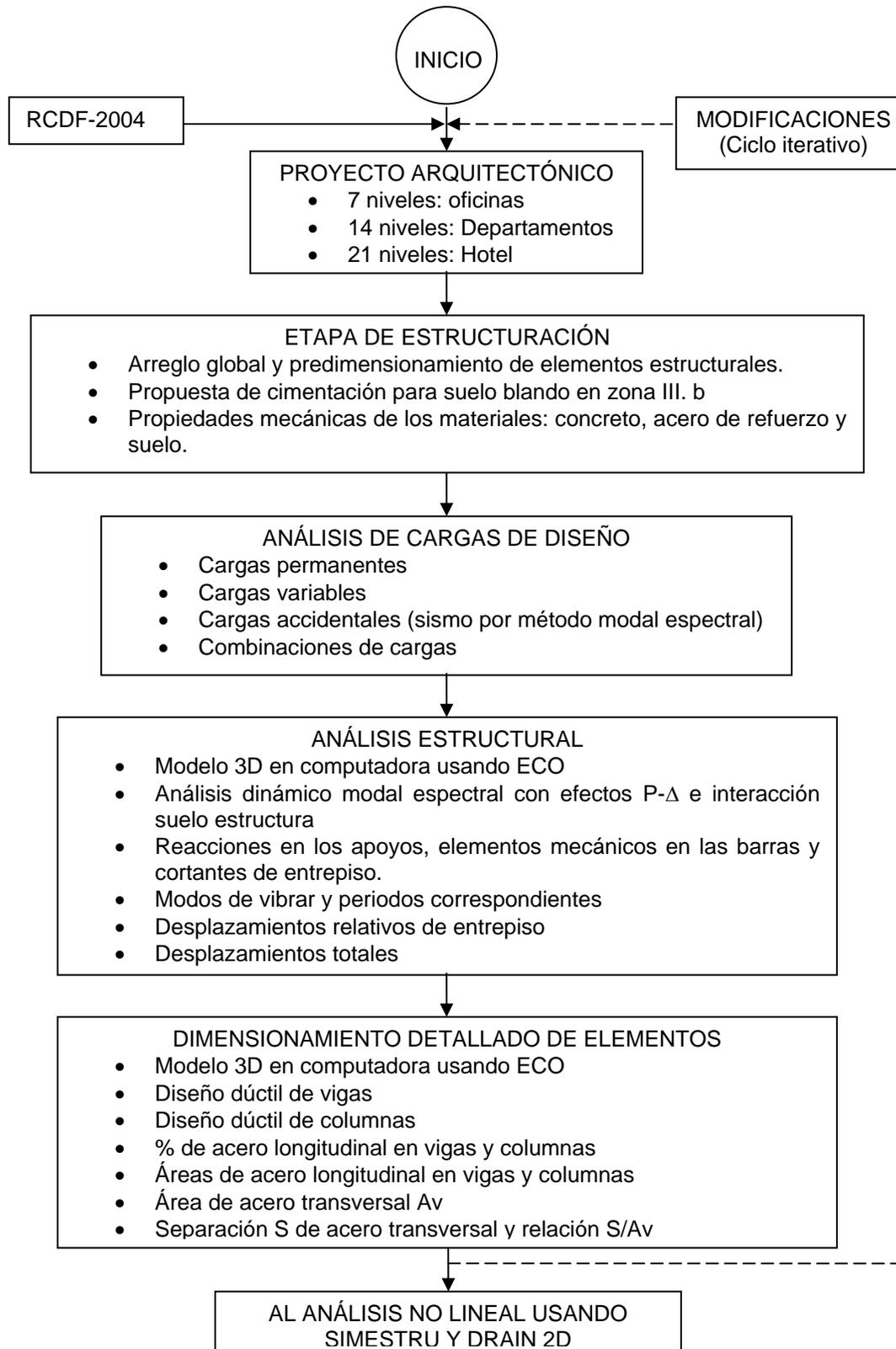


Figura 3.1. Actividades del diseño sísmico convencional

La primera actividad indica la determinación de un proyecto arquitectónico real, el cual se obtuvo de propuestas que aparecen en los libros de diseño publicados por J. Ambrose (36), Ch. Arnold (37) y R. Meli (38). El propósito de la investigación llevó a definir 3 tipos de edificios con funciones diversas, procurando que existieran distribuciones de muros divisorios muy apegados a la realidad en los pisos superiores al de planta baja. En primera instancia se propuso un edificio de 7 niveles para oficinas; después uno de 14 niveles para departamentos y por último un edificio de 21 niveles para hotel.

La actividad segunda señala que en la fase de estructuración se define el arreglo global para cada edificio, cumpliendo en especial con las condiciones de regularidad que marca el RCDF-2004 en el título sexto, excepto con la relativa al cambio brusco de rigidez entre el piso de planta baja y los pisos superiores. Los edificios son de planta rectangular con longitud del lado mayor  $L$ , longitud del lado menor  $B$  y altura total del edificio  $H$ . En particular se ajustó la geometría global para cumplir con las relaciones siguientes:

$$\frac{H}{B} \leq 2.5 \quad \text{y} \quad \frac{L}{B} \leq 2.5 \quad (3.5)$$

Los tres tipos de edificios se estructuraron con base en marcos rígidos de concreto reforzado trabajando en dos direcciones ortogonales. En el capítulo 4 se muestra el detalle de plantas y elevaciones, así como las características de los materiales y las propuestas de cimentación en suelo blando, zona III.b de la Ciudad de México.

La actividad tercera se refiere al análisis de las cargas de diseño, las cuales siguieron los criterios establecidos tanto en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 14) como en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 14). Para las cargas permanentes, variables y accidentales se siguen los lineamientos de las NTCCADEE, considerando los pesos volumétricos recomendados para los materiales, las intensidades máximas e instantáneas señaladas para las cargas vivas, los factores de carga y las combinaciones de cargas indicadas. Para las cargas accidentales por sismo se siguieron los lineamientos del apéndice A de las NTCDS, que debe usarse cuando el análisis incorpora los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura. En el capítulo 4 se proporcionan todos los datos para el cálculo de las cargas de servicio, vivas y muertas, aplicadas a los modelos; también se proporcionan los datos tanto para la interacción suelo-estructura como para la construcción del espectro de diseño en que se basa el cálculo de los empujes laterales equivalentes.

La actividad cuarta trata del análisis estructural, donde se indica la realización del modelado en 3D para cada estructura empleando el programa ECO. El análisis del modelo se realiza incluyendo el efecto  $P-\Delta$  y la interacción suelo-estructura con apego al apéndice A de las NTCDS. El método de análisis sísmico empleado por el

ECO corresponde con el método modal espectral. Como resultado del análisis, el ECO proporciona una visión detallada de las respuestas de las estructuras: reacciones en los apoyos, elementos mecánicos en las barras, empujes sísmicos equivalentes, fuerzas cortantes de entrepiso, rigideces de entrepiso, modos de vibrar y periodos correspondientes, desplazamientos relativos de entrepiso y desplazamientos totales. Algunas muestras de estos resultados se presentan en el capítulo 4.

La actividad quinta, relacionada con el dimensionamiento detallado de elementos, requiere del mismo modelo en 3D empleado para el análisis estructural, solo que en esta ocasión el trabajo del ECO se encausa a la verificación de los estados límite ya mencionados anteriormente y expresados matemáticamente en las ecuaciones (3.1), (3.2), (3.3) y (3.4). La verificación toma como base el predimensionamiento de elementos proporcionado en la actividad segunda de la estructuración. En esta parte del proceso el Eco puede recibir la indicación para realizar el diseño dúctil o no dúctil de los elementos estructurales. La información proporcionada por el ECO al término de esta fase incluye: porcentaje y área de acero longitudinal en vigas y columnas, separación y área del acero transversal en vigas y columnas, además de la relación entre estas cantidades. En el capítulo 4 se dan evidencias del diseño definitivo. Al concluir esta actividad se tienen los datos para proceder al análisis no lineal de las estructuras.

### 3.2 ANÁLISIS NO LINEAL

El análisis no lineal de las estructuras permite investigar sus respuestas al someterlas a la acción de sismos reales o artificiales que las hacen trabajar más allá del comportamiento lineal elástico de sus materiales. En esta etapa de la tesis se aplican las técnicas del análisis push over y del análisis paso a paso que se requieren para resolver la ecuación dinámica siguiente (39):

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + F(x, \dot{x}) = -m\ddot{x}_s(t) \quad (3.6)$$

donde  $x$ ,  $\dot{x}$  y  $\ddot{x}$  son, respectivamente, el desplazamiento, la velocidad y la aceleración de la masa  $m$  del sistema, referidos a su base;  $\ddot{x}_s(t)$  es la aceleración del terreno en el instante  $t$ ;  $C$  es el amortiguamiento de la estructura, en tanto que  $F(x, \dot{x})$  es la fuerza desarrollada en un sistema elastoplástico, según se muestra en la figura 3.2, siguiente:

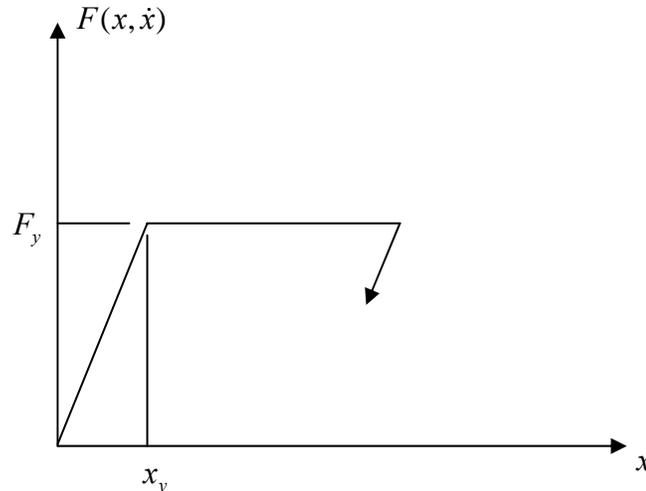


Figura 3.2. Comportamiento elastoplástico perfecto para el material de una estructura.

Para ejecutar el análisis push over, tradicionalmente se ha aplicado un vector de fuerzas horizontales gradualmente crecientes. Diversas alternativas se han propuesto con relación a la configuración de ese vector. Una de ellas considera las fuerzas de inercia que resultan cuando las masas del sistema se sujetan a aceleraciones que crecen linealmente con relación a su distancia vertical desde la cimentación. Otra toma esas aceleraciones proporcionales a la configuración del modo fundamental de vibrar del sistema. Una tercera opción considera aceleraciones proporcionales a esas obtenidas de una superposición con base probabilística de todas las contribuciones modales significativas (68).

En esta tesis, el push over se ejecuta siguiendo una manera alternativa propuesta por Esteva et al (69) que consiste en suponer la acción de una aceleración del terreno que crece linealmente con el tiempo a un ritmo suficiente mente bajo. Esto crea un conjunto de fuerzas laterales de inercia que actúan sobre el sistema creciendo monotónicamente. Con este procedimiento alternativo se evita el inconveniente de trabajar con un vector de carga cuya forma permanece constante conforme se va incrementando (68).

La figura 3.3 ilustra el concepto del push over donde se utiliza una rampa de aceleración creciente monotónica, definida por dos puntos de coordenadas  $(0,0)$  y  $(t, a)$ , que provoca un efecto similar al de un empujón lateral de la estructura, lento pero constante y creciente. Conviene enfatizar que para evitar efectos dinámicos en el push over se requiere una rampa de pendiente muy baja, lo cual se logra dando un valor elevado para  $t$ , empleando por lo general incrementos de tiempo  $\Delta t$  de un segundo, y ensayando valores de  $a$  que permiten el desarrollo completo de la gráfica mostrada en la figura 3.4.

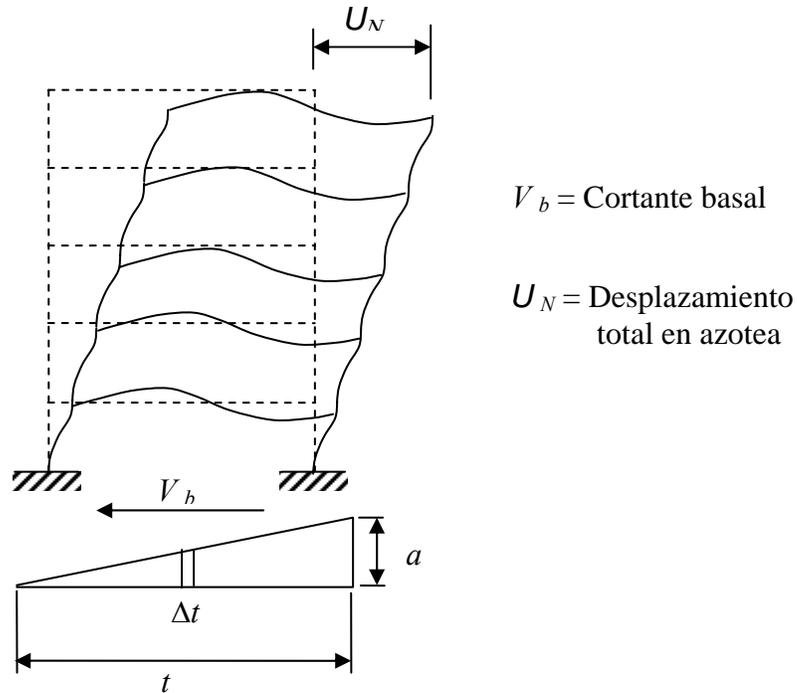


Figura 3.3. Empujón de la estructura (push over) por una rampa de aceleración en la base.

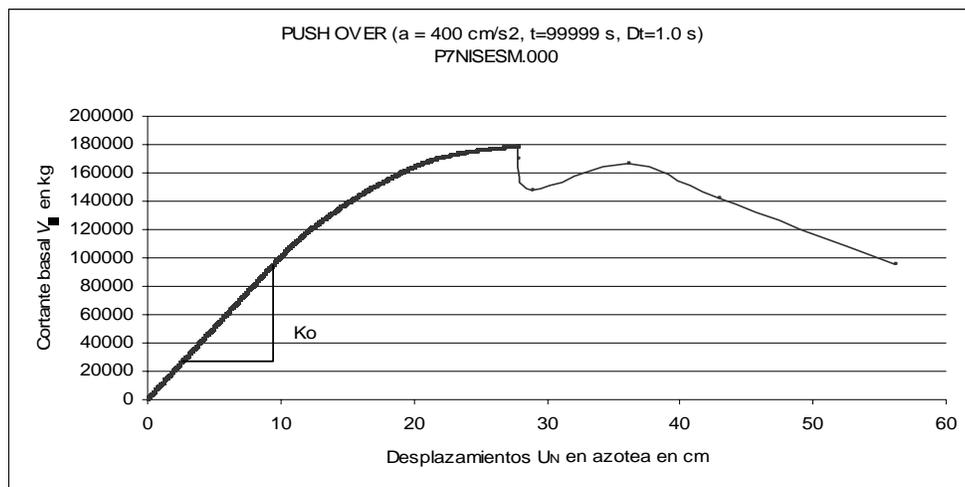


Figura 3.4. Pendiente  $K_o$  del tramo recto inicial de comportamiento lineal.

De la gráfica generada por el push over se puede determinar con precisión la fase de comportamiento lineal de la estructura, que corresponde al tramo recto inicial de la gráfica. La pendiente de este tramo permite calcular la rigidez inicial  $K_o$  de un edificio, que se emplea posteriormente para definir el índice de daño  $D$ . Este análisis

se ejecuta con el programa DRAIN 2D en su versión DEIH, sin interacción suelo-estructura.

Cabe mencionar aquí que en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se están ensayando otras formas alternativas de realizar el análisis push over, con el interés de superar las limitaciones de precisión y distribución realista de las fuerzas laterales de inercia que correspondan con el vector de respuestas modales de la estructura. La figura 3.5 sirve como base para una propuesta de Esteva (70) que se explica enseguida:

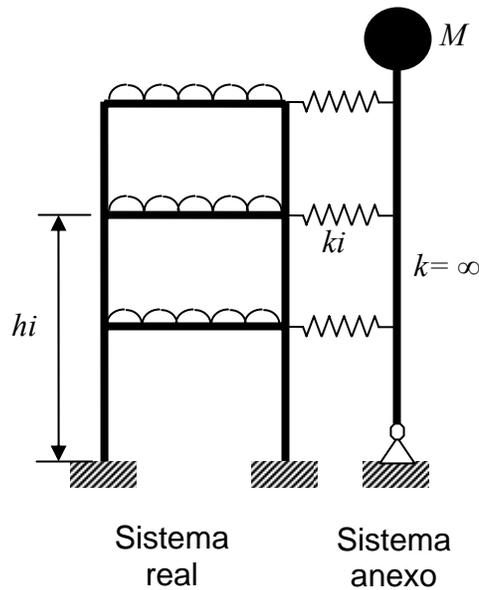


Figura 3.5 Propuesta de Esteva para un mejor push over

De acuerdo con Esteva, el método que propone debe cumplir las siguientes condiciones:

- a) La masa  $M$  debe ser mucho mayor que la suma de las masas del sistema real.
- b) La rigidez de los resortes  $k_i$  debe ser mucho menor que las rigideces laterales del sistema real.

Si se cumplen estas condiciones y se aplica al conjunto de los dos sistemas una aceleración en la base que crezca linealmente, las fuerzas que actúen en los resortes tendrán las siguientes características:

- 1) Serán mucho mayores que las fuerzas de inercia debidas a las masas del sistema real: estas últimas no influirán en la respuesta del sistema.
- 2) Serán proporcionales al producto  $h_i k_i$ .

En este caso, si el vector que se aplicaría en el push over estático es igual a  $\alpha\{P\}$ , en donde  $\alpha$  es una constante de proporcionalidad, se debe determinar las  $k_i$  de acuerdo con lo siguiente:

$$\alpha P_i = k_i h_i \Rightarrow k_i = \frac{\alpha P_i}{h_i} \quad (3.7)$$

Para el análisis paso a paso se aplica la historia de aceleraciones en el terreno de un sismo real o artificial como el que se muestra en la figura 3.6 siguiente:

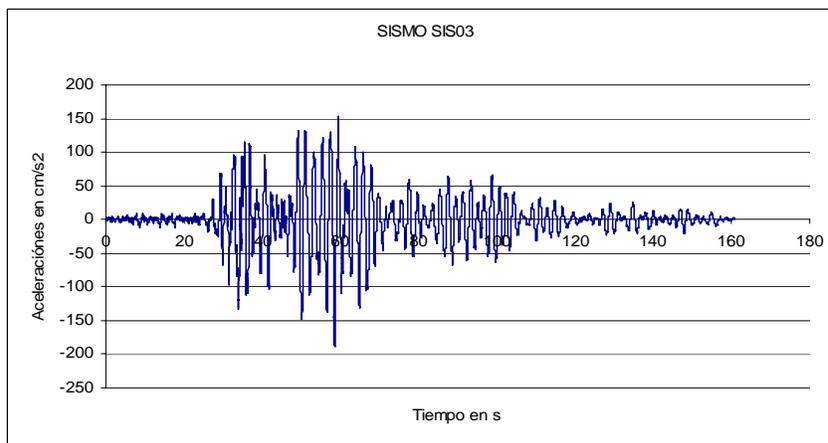


Figura 3.6 Historia de aceleraciones en el terreno provocadas por un sismo.

Como consecuencia de la acción del sismo en la base de una estructura, esta oscila alternativamente alrededor de su eje de equilibrio estático, con desplazamientos de azotea y fuerzas cortantes en la base que varían dependiendo de las aceleraciones en el terreno. El intervalo de tiempo empleado para recorrer la historia de aceleraciones es por lo general de 0.02 segundos. La figura 3.7 ilustra el concepto del análisis paso a paso.

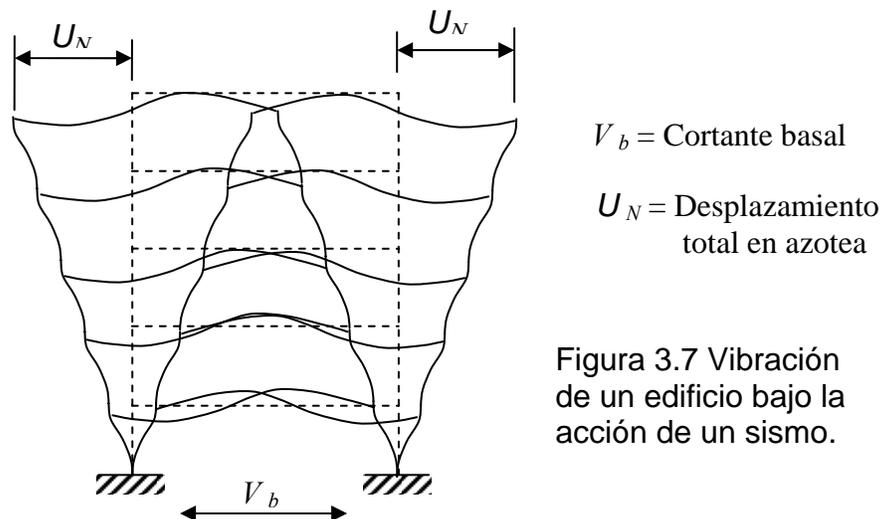


Figura 3.7 Vibración de un edificio bajo la acción de un sismo.

Las historias de desplazamientos en la azotea y de cortantes en la base se pueden ilustrar conjuntamente en una gráfica como la que muestra la figura 3.8 donde se aprecia la degradación de resistencia y rigidez que experimenta el edificio conforme transcurre el tiempo y la acción del sismo. El triángulo en líneas más oscuras permite calcular la rigidez final  $K_{sec}$  del edificio antes del colapso. Para calcular  $K_{sec}$ , basta dividir el desplazamiento máximo observado en la gráfica entre el correspondiente valor del cortante basal. Este análisis paso a paso se ejecuta con el programa DRAIN 2D en su versión DEIHINTER, que considera la interacción suelo-estructura.

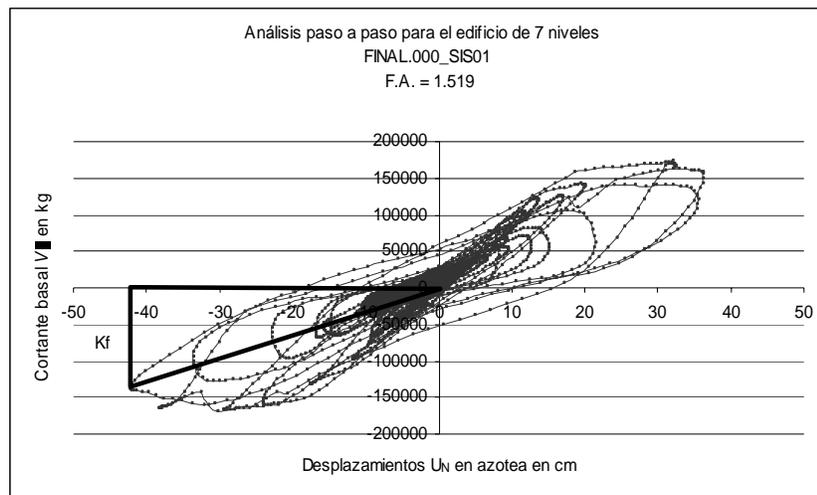


Figura 3.8 Rigidez final  $K_{sec}$  del edificio antes del colapso.

A partir de las rigideces inicial  $K_o$  y final  $K_{sec}$  de la estructura, se puede definir el índice de daño de la forma siguiente (30 y 40).

$$D = \frac{K_o - K_{sec}}{K_o} \quad (3.8)$$

Los aspectos antes descritos constituyen actividades esenciales del proceso para el análisis no lineal que se ilustra a continuación en el diagrama de la figura 3.9. Las actividades restantes del proceso corresponden al modelado en 2D de algunos marcos tomados del modelo original en 3D; también se efectúan las 40 simulaciones de cada uno de los edificios prototipo así como las simulaciones y escalamiento de 40 sismos a partir de sismos reales. Las simulaciones de los edificios se realizan empleando el Método de Monte Carlo, según se describió en el inciso 2.2.2 del capítulo 2. Para la simulación de los sismos se utilizan técnicas como las exploradas por Chan, Ruiz y Montiel (41) o las propuestas por Ismael y Esteva (42), o las trabajadas por Alamilla, Esteva, García-Pérez y Díaz-López (43).

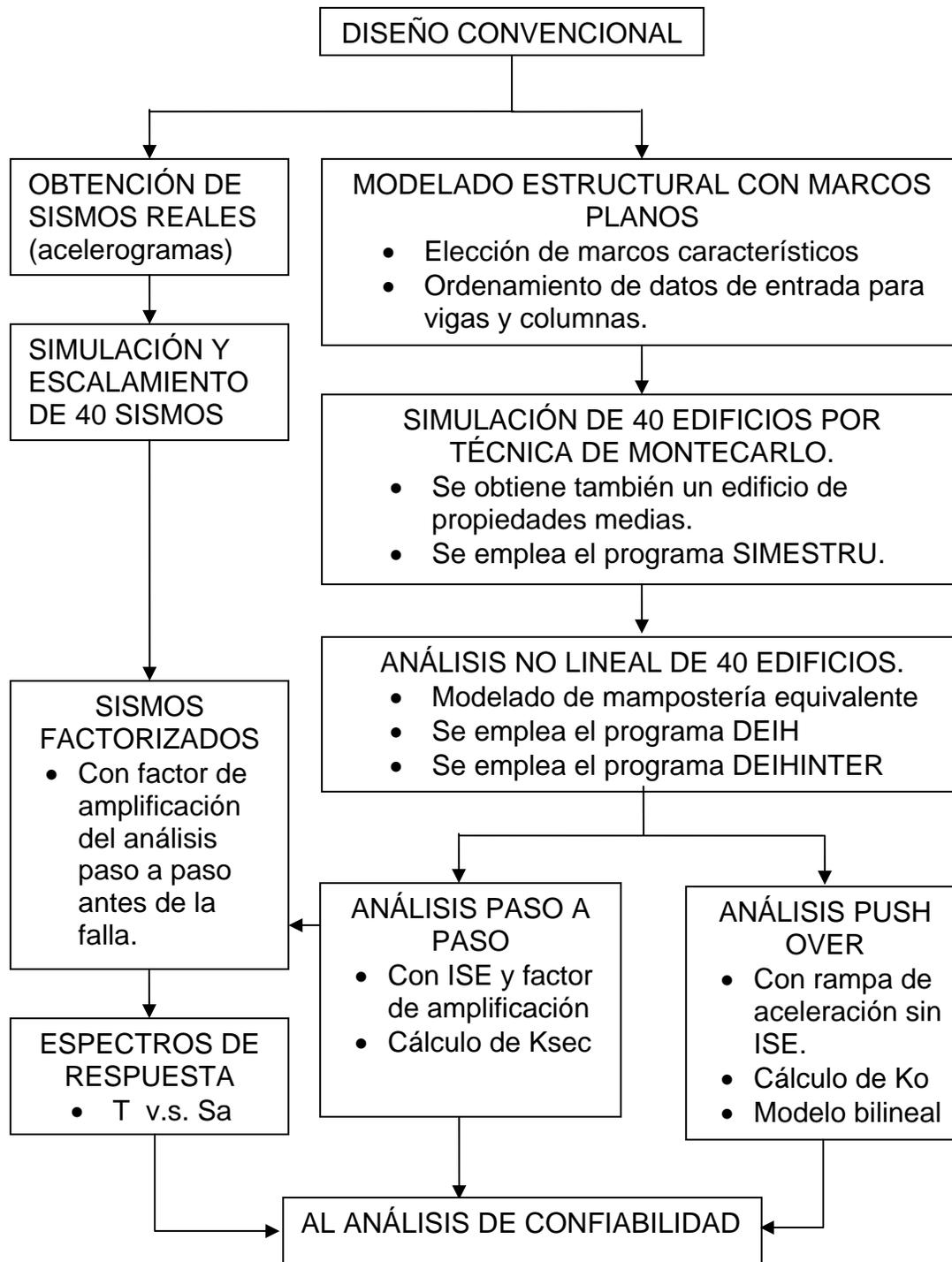


Figura 3.9. Actividades del análisis no lineal

### 3.3 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD.

Este análisis tiene como propósito elaborar gráficas de confiabilidad como las que se muestran en la figura 3.10 siguiente.

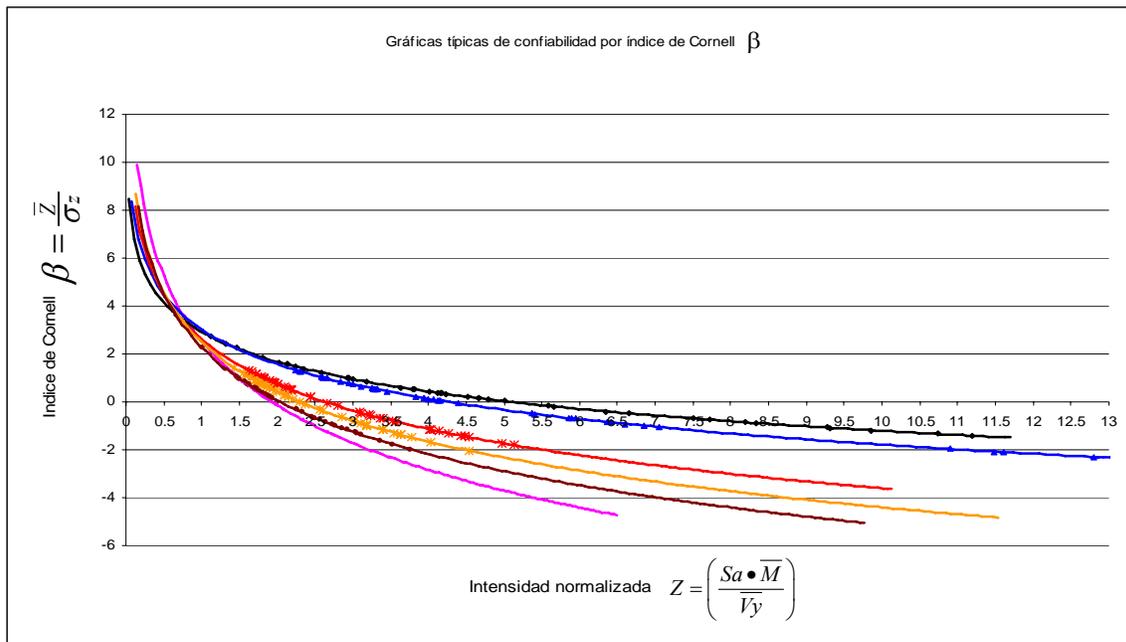


Figura 3.10. Gráficas típicas de confiabilidad con base en el índice  $\beta$  de Cornell.

La elaboración de estas gráficas requiere del cálculo del índice de confiabilidad  $\beta$  para cada uno de los edificios simulados y para el edificio de propiedades medias. Es decir, que cada gráfica se desarrolla, en el caso de esta tesis, con el conocimiento de 41 valores de intensidad normalizada  $Z$  y 41 valores de  $\beta$ . Los valores de la intensidad normalizada  $Z$  se obtienen con la expresión:

$$Z = \left( \frac{Sa \cdot \bar{M}}{\bar{V}_y} \right) \quad (3.9)$$

donde  $Sa$  es la pseudo aceleración obtenida del espectro de respuesta, correspondiente a un edificio simulado de periodo fundamental  $T$ , sometido a la acción de un sismo simulado específico;  $\bar{M}$  es la masa del edificio de propiedades medias y  $\bar{V}_y$  es el cortante basal de fluencia en el ajuste bilineal elastoplástico para el push over del edificio de propiedades medias, según se muestra en la figura 3.11, siguiente:

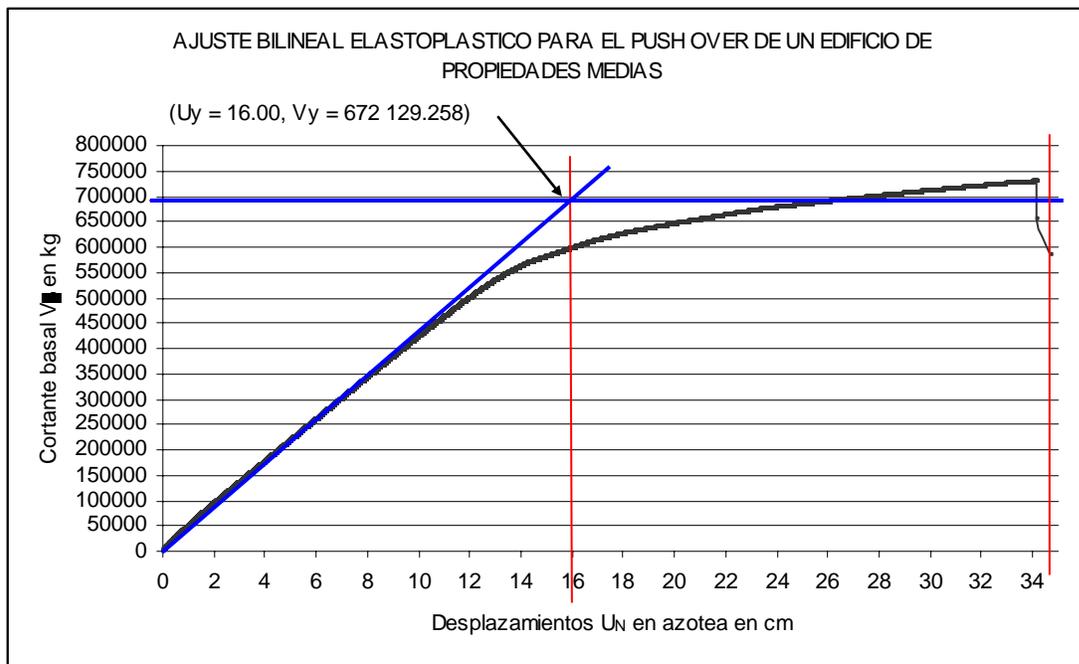


Figura 3.11. Ajuste bilineal elasto-plástico de una gráfica de push over.

Para los 41 valores de  $\beta$  se requiere aplicar la ecuación siguiente:

$$\beta = \frac{E[M]}{\sigma[M]} = \frac{E[\ln(Zr) - \ln(Za)]}{\sigma[\ln(Zr) - \ln(Za)]} = \frac{E[\ln(Zr)] - \ln(Za)}{\sigma[\ln(Zr)]} \quad (3.10)$$

Aquí, M es el margen de seguridad definido por la diferencia  $\ln(Zr) - \ln(Za)$ ; donde Za es cualquier intensidad normalizada actuante y Zr es la intensidad normalizada del sismo para la pseudo aceleración Sa que provoca el incipiente colapso del edificio.;  $E[\ln(Zr)]$  es el valor medio obtenido de promediar los 41 valores de  $\ln(Zr)$ , en tanto que  $E[M]$  es el valor esperado del margen de seguridad mientras que  $\sigma[M]$  es la desviación estándar correspondiente.

En general se puede elaborar una gráfica con  $\ln(Zr)$  en el eje vertical y el índice de daño D en el eje horizontal que permite visualizar la dispersión de puntos de la cual se obtiene el valor medio  $E[\ln(Zr)]$ . La figura 3.12 muestra una gráfica típica de daño D contra logaritmo de la intensidad normalizada Z.

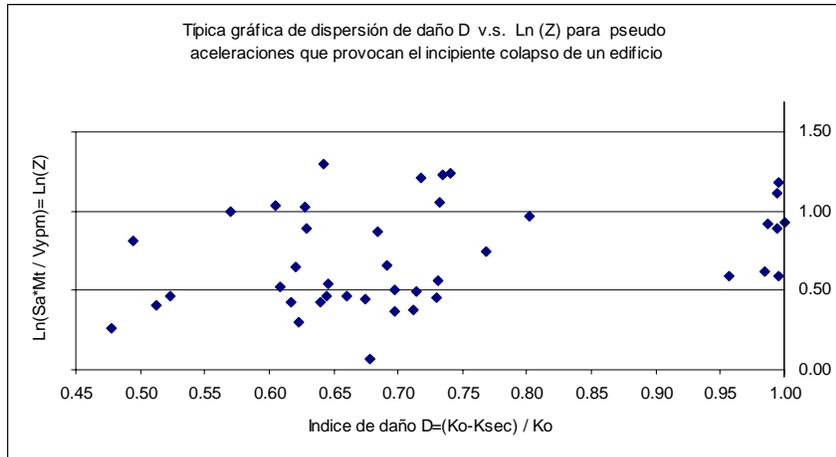


Figura 3.12. Gráfica típica de la dispersión D v.s. Ln(Zr)

Una vez elaboradas las gráficas de confiabilidad se puede obtener el valor del índice de confiabilidad  $\beta$  para el edificio prototipo y para el sismo característico de diseño de la región donde el edificio será construido. Conocido el periodo con interacción suelo-estructura del edificio de propiedades medias y el espectro de respuesta para el sismo de diseño de la región, se determina la pseudo aceleración  $Sa$  y se calcula el valor de la intensidad normalizada  $Za$ , correspondiente. El cálculo de  $\beta$  es inmediato a partir de la gráfica, como lo muestra la figura 3.13 siguiente.

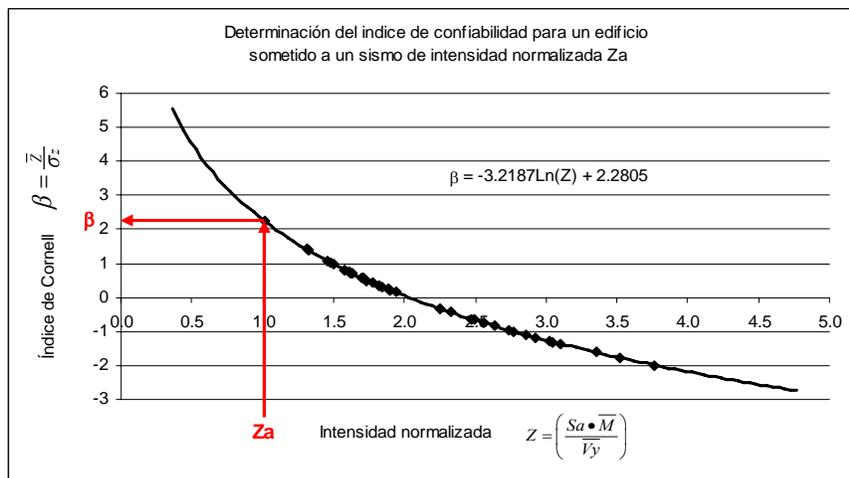


Figura 3.13. Determinación del índice  $\beta$  cuando se conoce  $Za$ .

Considerando que las variables aleatorias involucradas en el índice de confiabilidad  $\beta$  obedecen a una distribución normal estándar  $\Phi(\cdot)$ , la probabilidad de falla se calcula fácilmente con la ecuación (2.12).

El diagrama de la figura 3.14 que aparece a continuación ilustra las actividades que se deben ejecutar para poder elaborar las gráficas de confiabilidad y calcular la probabilidad de falla.

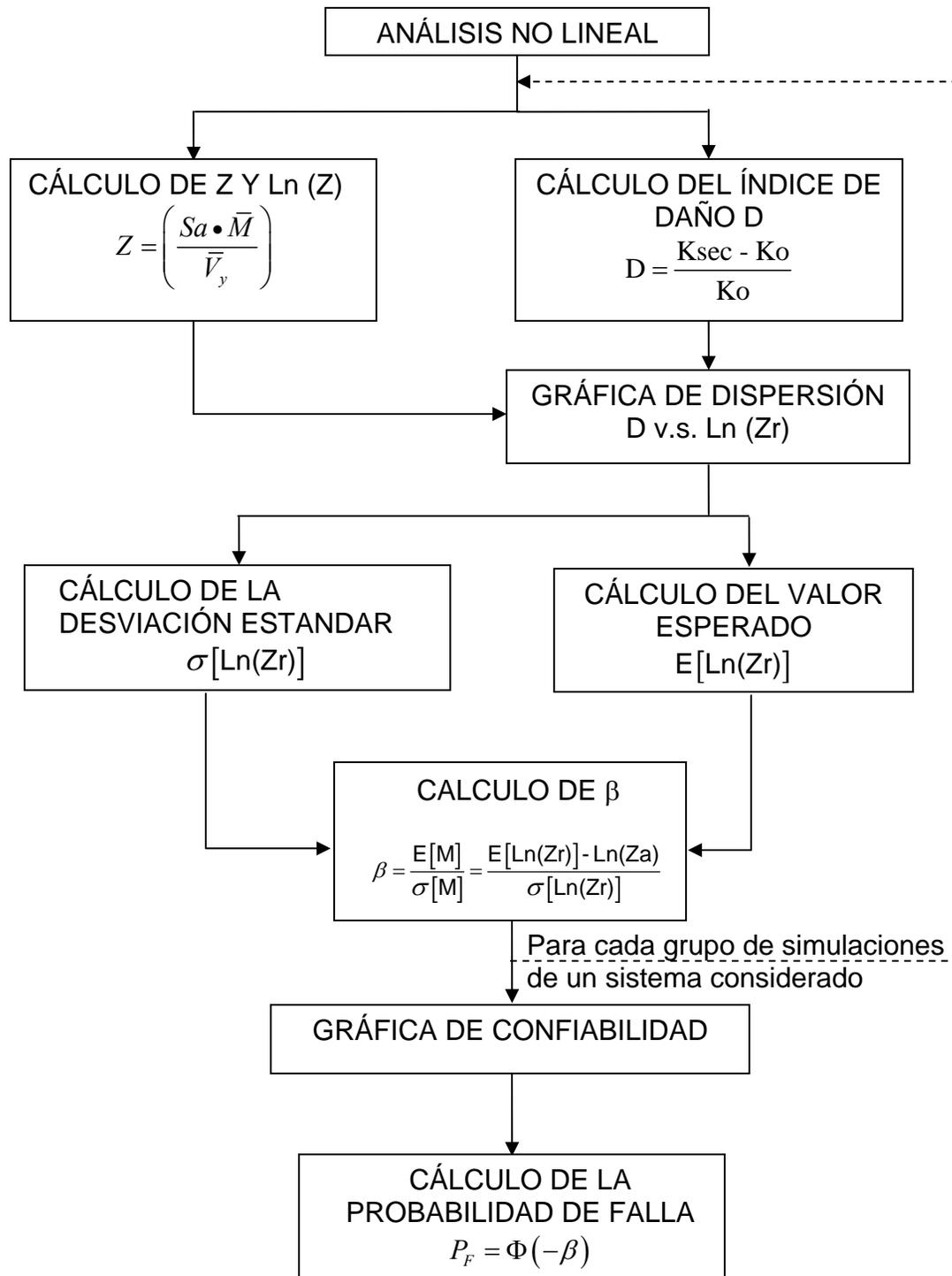


FIGURA 3.14. Actividades del análisis de confiabilidad

### **3.4 CONCLUSIÓN DEL CAPÍTULO**

En el recorrido esquemático presentado en este capítulo ha quedado claramente definido, en sus generalidades, el camino por el que transita esta tesis. Los pasos y actividades son aplicables a cualquier problema de estructuras en el que se quiera evaluar la confiabilidad del diseño. Lo que ahora prosigue en los capítulos 4, 5 y 6 se refiere a la aplicación específica de esta metodología para el caso del problema del piso suave en planta baja en edificios de concreto reforzado desplantados en suelos blandos como los de la Ciudad de México.

En el capítulo 4 se describe con detalle la realización del diseño convencional de los edificios prototipo de 7, 14 y 21 niveles. Cabe anticipar aquí que el diseño, con apego a las NTCDCEC-04 (44), correspondiente al edificio de 21 niveles requiere de la incorporación de muros de concreto que deben ser construidos desde la cimentación, lo cual elimina la condición que da lugar al piso suave en planta baja, problema al que se enfoca esta tesis. Por ello, en el capítulo 5 solamente se presentan con detalle los análisis no lineales de los edificios de 7 y 14 niveles en los que sí se suscita el problema citado. En el capítulo 6 se muestra con detalle el análisis de confiabilidad que lleva a la elaboración de las correspondientes gráficas y al cálculo de la probabilidad de falla para los edificios de 7 y 14 niveles.

Un diseño adecuado para soportar las acciones comunes puede resultar inapropiado para resistir efectos sísmicos.

ROBERTO MELI PIRALLA

## **CAPÍTULO 4 DISEÑO SÍSMICO CONVENCIONAL DETALLADO.**

En el capítulo 3, inciso 3.1, ha quedado establecido, de manera muy general, el camino que sigue esta tesis para llegar al diseño convencional de tres edificios prototipo de 7, 14 y 21 niveles. Ahora se presenta con lujo de detalle cada una de las actividades realizadas para lograr el diseño de los edificios en cuestión. En este proceso ha sido de primordial importancia el empleo del programa ECO (28) para análisis y diseño de estructuras, el cual ejecuta su trabajo con estricto apego al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (13) y a sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes (14).

Conviene mencionar aquí que los análisis y diseños del programa ECO fueron revisados de manera aleatoria para confirmar su apego al RCDF-2004 y a sus NTC. Esta revisión permite asegurar que los resultados que proporciona el programa son satisfactorios y confiables.

### **4.1 PROYECTO ARQUITECTÓNICO**

Con la intención de hacer lo más realistas posibles los modelos de estructuras trabajados con el programa ECO, se buscaron en la bibliografía (36, 37 y 38) propuestas arquitectónicas que se tomaron como base para la elaboración de sistemas estructurales conformados por marcos de concreto reforzado en dos direcciones ortogonales. Posteriormente, y para los fines de facilitar la investigación, estas propuestas arquitectónicas se simplificaron ajustando primordialmente las posiciones de los muros divisorios de mampostería. Cabe recordar que esta tesis tiene el propósito de investigar el comportamiento de estructuras con piso suave en planta baja; por ello estos muros de mampostería deben existir en todos los pisos de los edificios excepto en los niveles de planta baja, y debe considerarse, **para el diseño original**, que no tienen ningún tipo de interacción con los marcos ortogonales de concreto reforzado. Es decir, los muros son solo divisorios según el diseño

sísmico convencional, pero no según los análisis de respuesta sísmica de la estructura construida, en la que los muros sí están ligados.

Una vez ejecutado el diseño convencional de cada uno de los edificios prototipo, sin permitir la interacción de los marcos con los muros divisorios, se modifican los modelos estructurales trabajados con el programa ECO para provocar la intencional interacción de los muros con los marcos ortogonales de concreto reforzado. De esta manera se da lugar al súbito incremento de resistencia y rigidez en los niveles por encima del de planta baja, ocasionando así el fenómeno del piso suave en dicho nivel bajo. Esta liga de los muros a los marcos se lleva a efecto en la etapa del análisis no lineal, que se detalla en el capítulo 5, modelando los muros como diagonales equivalentes conforme a la teoría presentada en el libro de Diseño Sísmico de Edificios de Bazán y Meli (45).

#### 4.1.1 Edificio de 7 niveles.

La primera propuesta corresponde a un edificio de 7 niveles para oficinas, cuya planta arquitectónica original se obtuvo del libro de Análisis y diseño de Estructuras de James Ambrose (36) y se muestra en la figura 4.1 siguiente.

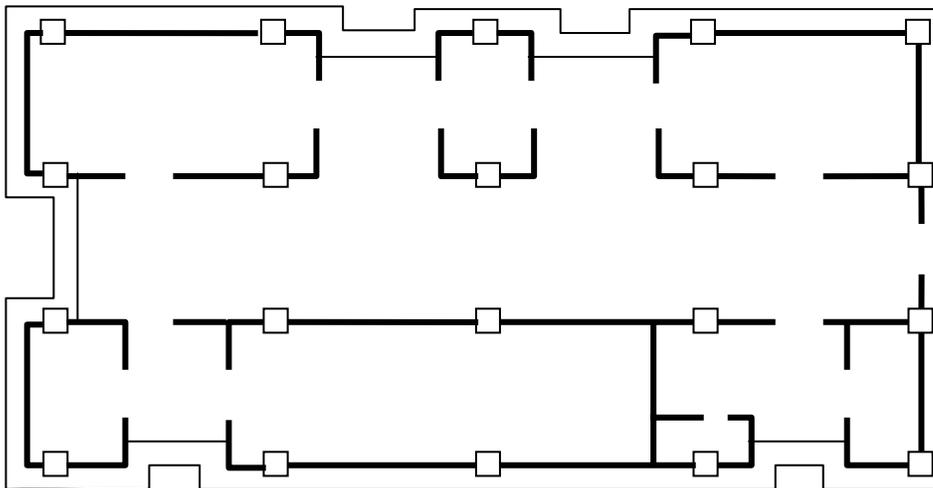


Figura 4.1. Planta arquitectónica del edificio de 7 niveles.

En esta figura se muestran las columnas de sección cuadrada y se enfatizan los muros divisorios de mampostería con líneas negras engrosadas. Las líneas delgadas representan ventanales y la línea perimetral con entradas y salientes corresponde al borde de las losas de piso y techo.

#### 4.1.2 Edificio de 14 niveles.

La segunda propuesta corresponde a un edificio de 14 niveles para departamentos, cuya planta arquitectónica original fue desarrollada por el autor de esta tesis basándose en ideas presentadas en el libro *Building Configuration and Seismic Design* de Christopher Arnold y Robert Reitherman (37). En la figura 4.2 se muestra la planta citada.

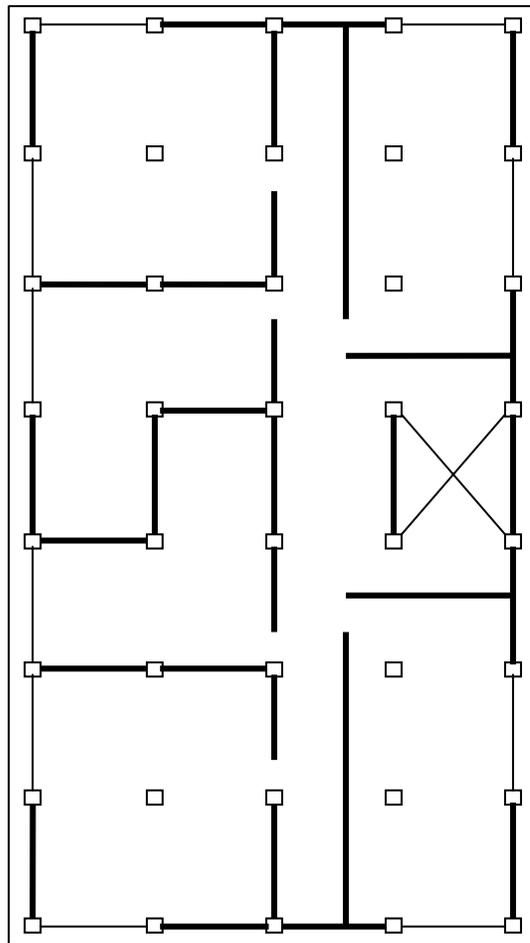


Figura 4.2. Planta arquitectónica del edificio de 14 niveles.

#### 4.1.3 Edificio de 21 niveles.

La tercer propuesta corresponde a un edificio de 21 niveles para hotel, cuya planta arquitectónica original fue desarrollada por el autor de esta tesis basándose en ideas presentadas en el libro *Building Configuration and Seismic Design* de Christopher Arnold y Robert Reitherman (37). En la figura 4.3 se muestra la planta citada.

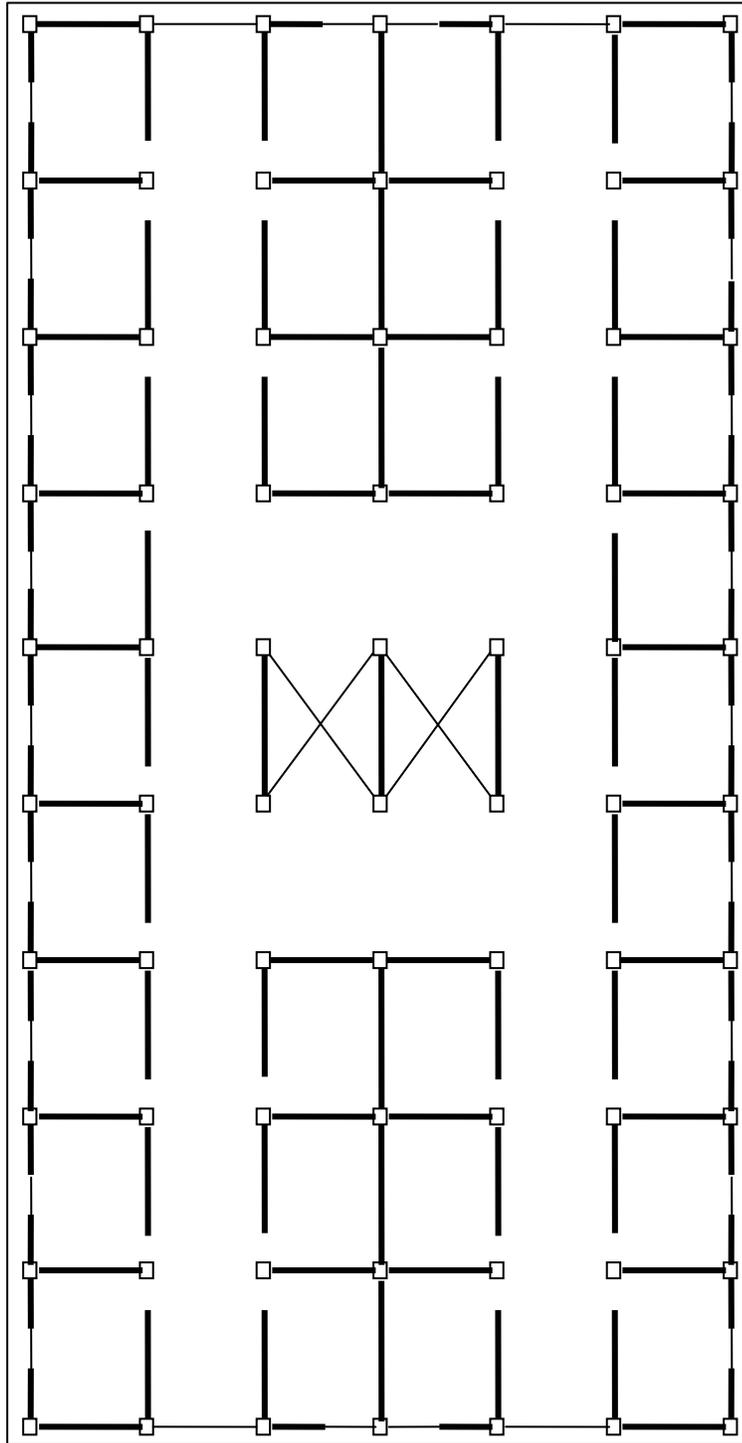


Figura 4.3. Planta arquitectónica del edificio de 21 niveles.

## 4.2 ESTRUCTURACIÓN

En esta actividad se procede a definir la geometría global del sistema estructural para cada uno de los edificios prototipo, proponiendo en primer término las dimensiones generales de la base, denominadas largo L y ancho B, así como la altura total H. Para este dimensionamiento se procura el cumplimiento de las especificaciones de regularidad establecidas en el RCDF-2004, que se presentaron en las ecuaciones (3.5) del capítulo 3; es decir  $H=2.5B$  y  $L=2.5B$ . Cabe aclarar que se propone la condición extrema de la igualdad para tener casos al límite de las especificaciones.

También se efectúa en esta etapa tanto la definición de las propiedades mecánicas de los materiales, como el predimensionamiento de los elementos estructurales, indispensable para el cálculo de rigideces axiales, a flexión, a cortante y a torsión que maneja internamente el ECO. La etapa de estructuración se completa con la propuesta de cimentación que se piensa adecuada para edificios desplantados en suelos de la zona III.b de la ciudad de México, donde el efecto de interacción suelo-estructura debe tomarse en consideración.

Para el concreto de cualquiera de las estructuras se considera la resistencia de diseño  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y el peso volumétrico  $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$ , con módulo de elasticidad para concreto clase 1 de  $E_c = 2\,213\,594 \text{ t/m}^2$ , obtenido con la ecuación (4.1).

$$E_c = 14\,000 \sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

El acero para el refuerzo del concreto consiste de varillas corrugadas con esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y módulo de elasticidad  $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Para los muros de mampostería, originalmente desligados de los marcos de concreto reforzado, se recurre a las tablas de propiedades mecánicas que aparecen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCDCEM, 46). El peso volumétrico  $\gamma_m = 1.7 \text{ t/m}^3$  se toma igual, por facilidad, para todo tipo de mampostería; en tanto que a la resistencia a compresión  $f_m^*$ , se le asignan valores de 10, 20, 40, 60, 80 y 100  $\text{kg/cm}^2$ , para poder experimentar con diferentes incrementos de resistencia y rigidez en la etapa del análisis no lineal. Para el cálculo del módulo de elasticidad  $E_m$ , se hace uso de la ecuación (4.2).

$$E_m = 600 f_m^* \quad (4.2)$$

Por lo que respecta a las características del suelo en zona III.b del Distrito Federal, se suponen los siguientes datos: profundidad del estrato blando  $H_s = 40 \text{ m}$ , peso

volumétrico  $\gamma_s = 1.25 \text{ t/m}^3$ , módulo de Poisson  $\nu = 0.45$ , amortiguamiento histerético del suelo  $\zeta = 0.03$  y periodo dominante más largo  $T_s = 2.2$  segundos. El valor del módulo de rigidez medio del suelo  $G = 674 \text{ t/m}^2$ , se obtiene con la ecuación (4.3) tomada del apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCDS, 47), con  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ .

$$G = \frac{16 \gamma_s}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (4.3)$$

#### 4.2.1 Edificio de 7 niveles para oficinas

Para el sistema estructural de 7 niveles se proponen las dimensiones siguientes: altura de 21 metros y base rectangular de 18 metros de largo por 9 metros de ancho. Los espacios entre columnas son de 4.50 m en el sentido largo y de 3.0 m en el sentido corto. Las alturas de entrepiso son de 3.0 m a todo lo alto del edificio. Se considera una cimentación somera que consiste en un cajón de cimentación desplantado a 4 metros de profundidad, medidos desde la superficie del terreno. Las columnas son de sección transversal cuadrada, en tanto que las trabes que unen a las columnas tienen sección transversal rectangular con peralte  $h$  mayor que la base  $b$ . El predimensionamiento de columnas y trabes se refina en sucesivas iteraciones durante la etapa del dimensionamiento detallado (ver sección 4.5) donde se presentan las medidas definitivas. La figura 4.4, muestra la planta con la colocación definitiva de los muros de mampostería, sin huecos, que representan las rigideces de los elementos que existen en el edificio y que se asume, consideran ya la influencia de puertas y ventanas.

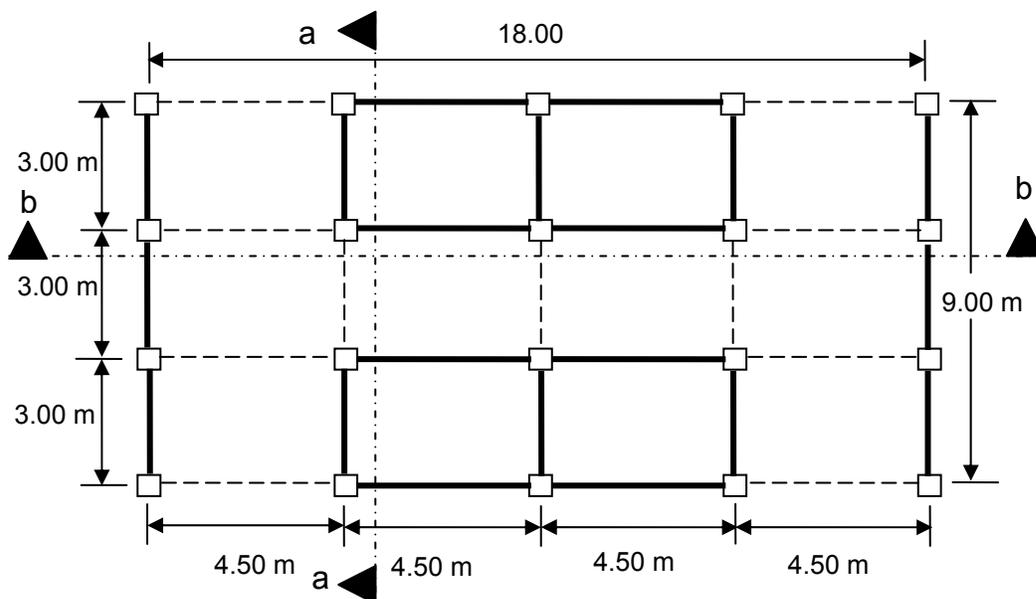


Figura 4.4. Planta estructural del edificio de 7 niveles para oficina.

En la figura 4.4 las líneas discontinuas representan las traves de conexión entre columnas, en tanto que las líneas cargadas en negro son los muros de mampostería que están originalmente desligados de las columnas representadas con los cuadros blancos. La figura 4.5 siguiente ilustra la estructura en elevación según los cortes a-a y b-b indicados en la planta de la figura 4.4.

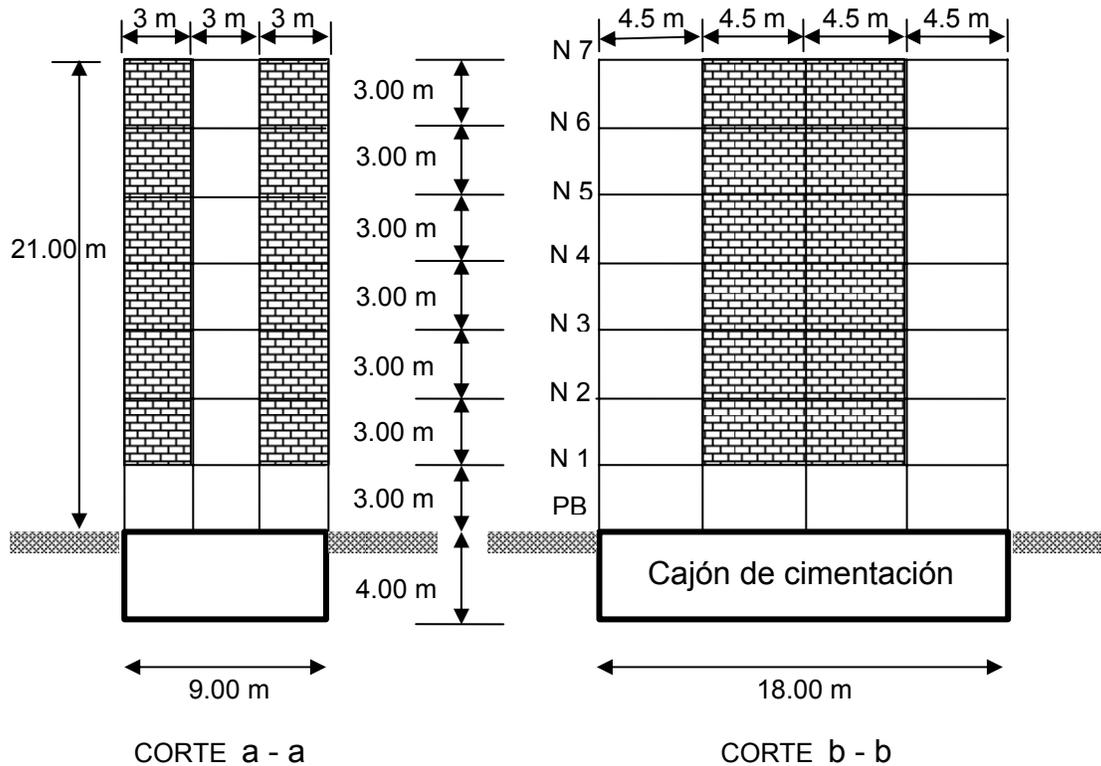


Figura 4.5. Vistas en elevación de la estructura de 7 niveles

#### 4.2.2 Edificio de 14 niveles para departamentos

Para el sistema estructural de 14 niveles se proponen las dimensiones siguientes: altura de 43 metros y base rectangular de 49 metros de largo por 20 metros de ancho. Los espacios entre columnas son de 7.0 m en el sentido largo y de 5.0 m en el sentido corto. Las alturas de entrepiso son de 3.0 m a todo lo alto del edificio, excepto en el nivel de planta baja, donde las columnas son de 4.0 m de altura. Se considera una cimentación mixta compuesta por un cajón de cimentación desplantado a 5 metros de profundidad, medidos desde la superficie del terreno, más 40 pilotes de fricción (uno debajo de cada columna) de 10 m de longitud y sección transversal circular de 0.40 m de diámetro. Las columnas son de sección transversal cuadrada, en tanto que las traves que unen a las columnas tienen sección transversal rectangular con peralte  $h$  mayor que la base  $b$ . El predimensionamiento

de columnas y traveses se refina en sucesivas iteraciones durante la etapa de dimensionamiento detallado (ver sección 4.5) donde se presentan las medidas definitivas. La figura 4.6, muestra la planta con la colocación definitiva de los muros de mampostería, sin huecos, que representan las rigideces de los elementos que existen en el edificio y que se asume, consideran ya la influencia de puertas y ventanas.

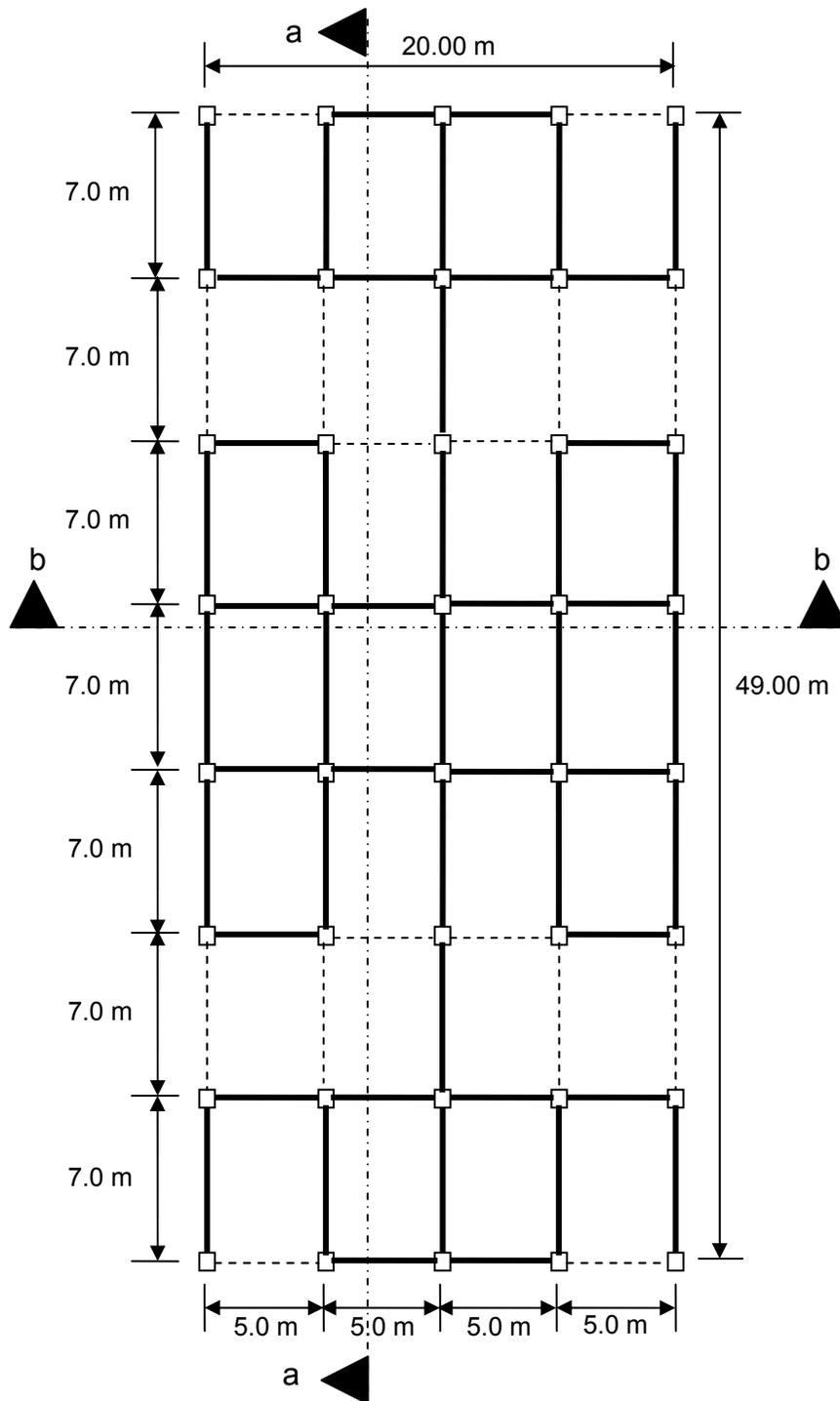


Figura 4.6. Planta estructural del edificio de 14 niveles para departamentos.

En la figura 4.6 las líneas discontinuas representan las traveses de conexión entre columnas, en tanto que las líneas cargadas en negro son los muros de mampostería que están originalmente desligados de las columnas representadas con los cuadros blancos. Las figura 4.7 y 4.8 siguientes ilustran la estructura en elevación según los cortes a-a y b-b indicados en la planta de la figura 4.6.

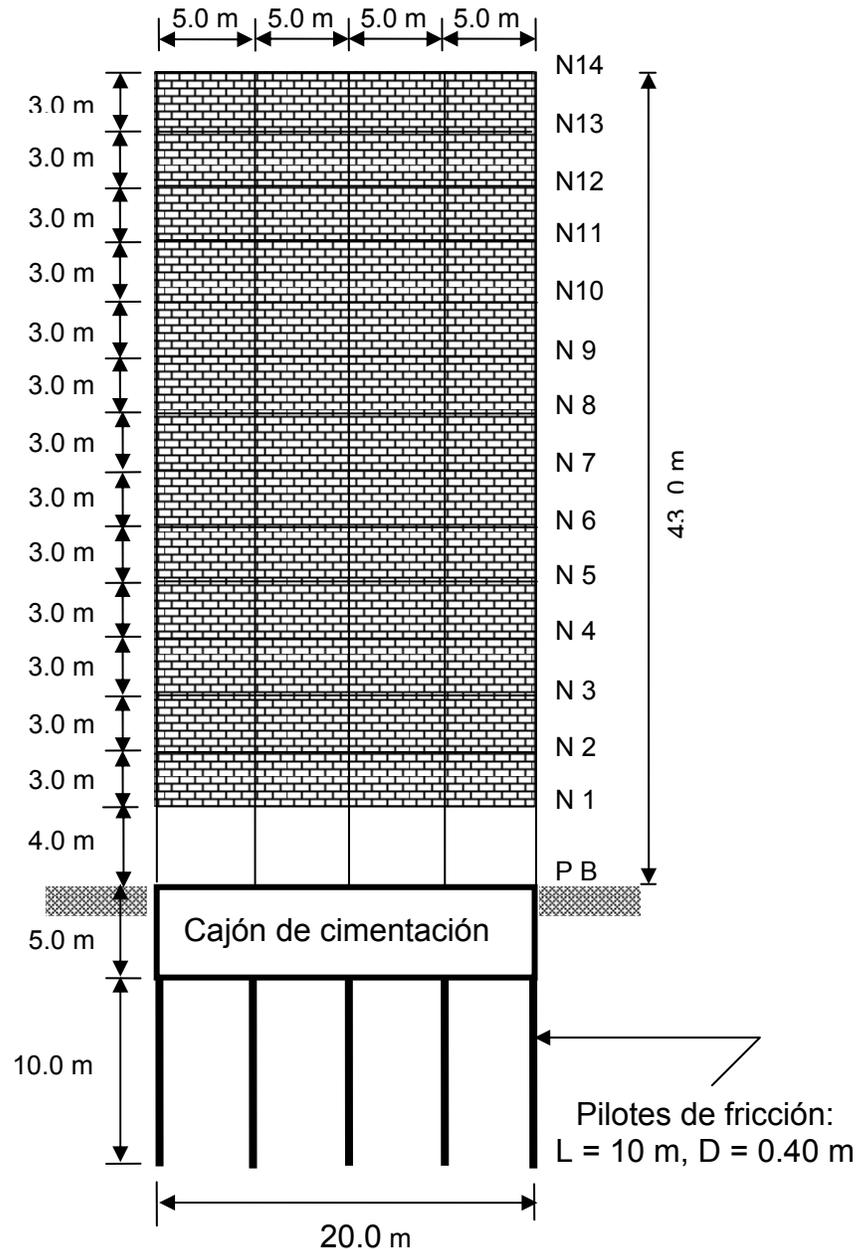


Figura 4.7. Vistas en elevación (corte b-b) de la estructura de 14 niveles

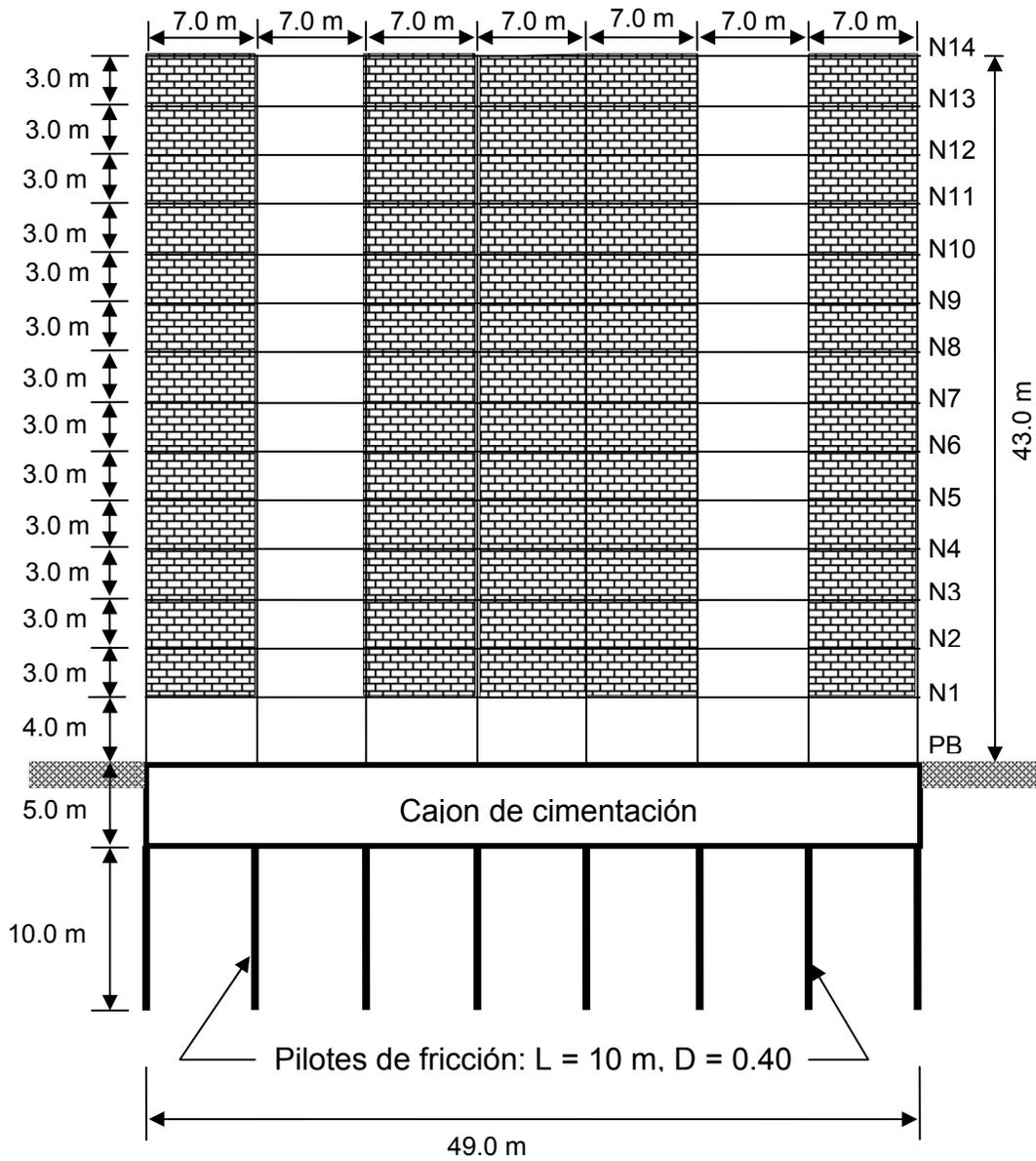


Figura 4.8. Vistas en elevación (corte a-a) de la estructura de 14 niveles

### 4.2.3 Edificio de 21 niveles para hotel

Para el sistema estructural de 21 niveles se proponen las dimensiones siguientes: altura de 69.50 metros y base rectangular de 72 metros de largo por 36 metros de ancho. Los espacios entre columnas son de 8.0 m en el sentido largo y de 6.0 m en el sentido corto. Las altura de entrepiso son de 3.25 m a todo lo alto del edificio, excepto en el nivel de planta baja donde las columnas son de 4.50 m de altura. Se considera una cimentación mixta compuesta por un cajón de cimentación desplantado a 15 metros de profundidad, medidos desde la superficie del terreno, más 70 pilotes de fricción (uno debajo de cada columna) de 20 m de longitud y sección transversal circular de 0.40 m de diámetro, Las columnas son de sección transversal cuadrada, en tanto que las trabes que unen a las columnas tienen sección transversal rectangular con peralte  $h$  mayor que la base  $b$ . El predimensionamiento de columnas y trabes se refina en sucesivas iteraciones durante la etapa de dimensionamiento detallado (ver sección 4.5) donde se presentan las medidas definitivas. La figura 4.9, muestra la planta con la colocación definitiva de los muros de mampostería, sin huecos, que representan las rigideces de los elementos que existen en el edificio y que se asume, consideran ya la influencia de puertas y ventanas.

En la figura 4.9 las líneas discontinuas representan las trabes de conexión entre columnas, en tanto que las líneas cargadas en negro son los muros de mampostería que están originalmente desligados de las columnas representadas con los cuadros blancos. Las figura 4.10 y 4.11 que aparecen más adelante ilustran la estructura en elevación según los cortes a-a y b-b indicados en la planta de la figura 4.9.

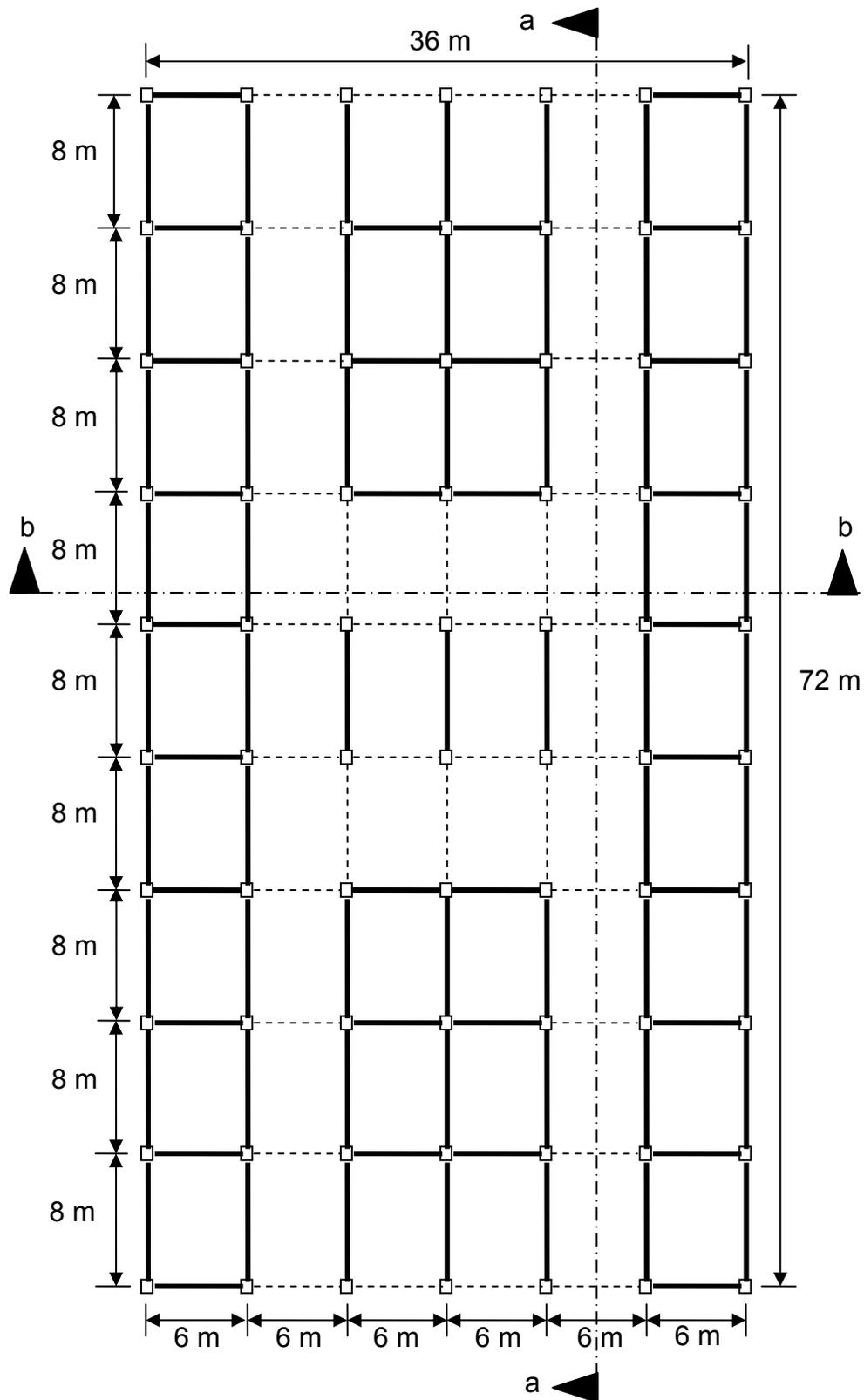


Figura 4.9. Planta estructural del edificio de 21 niveles para hotel u hospital.

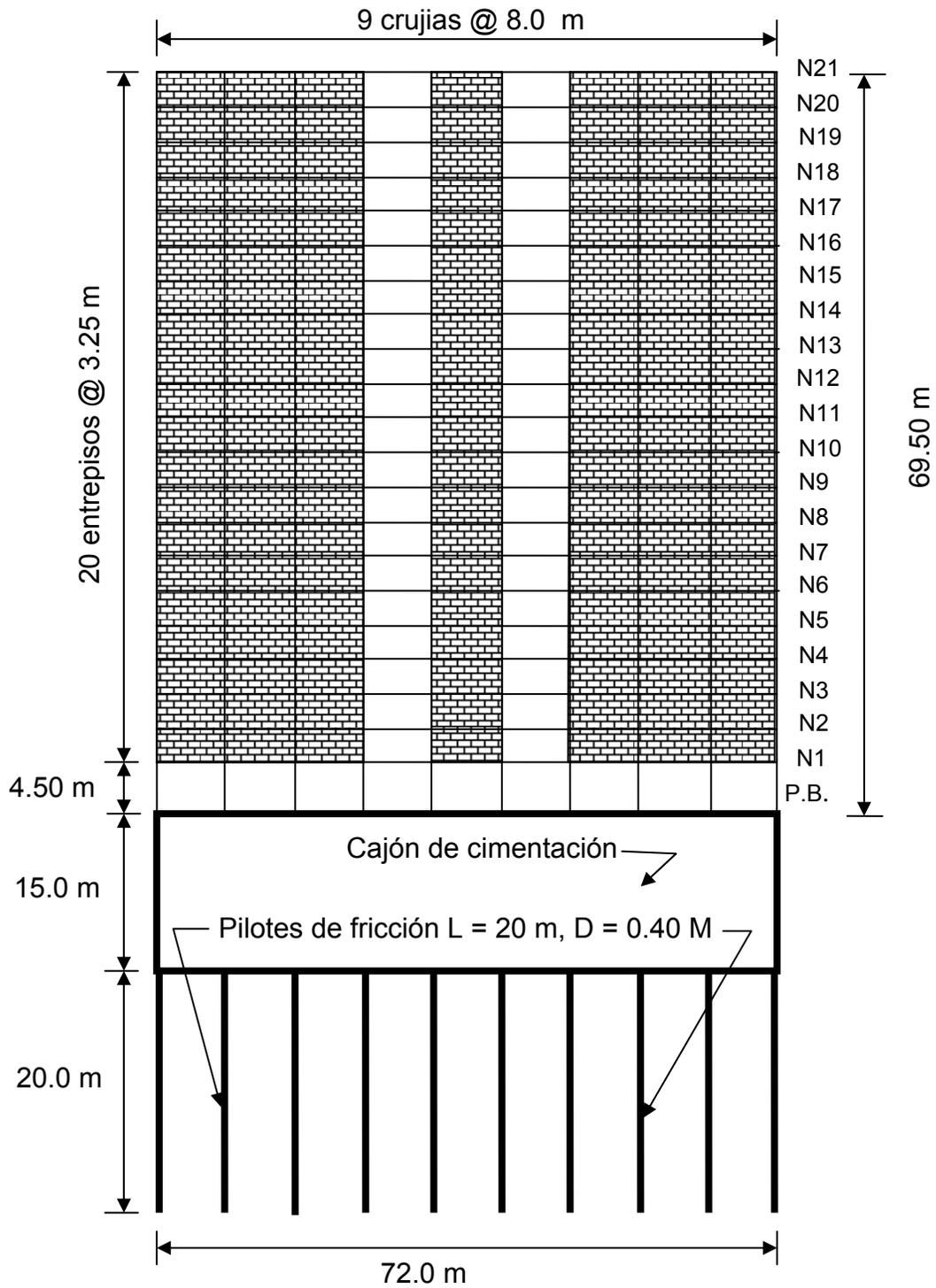


Figura 4.10. Vista en elevación (corte a-a) de la estructura de 21 niveles

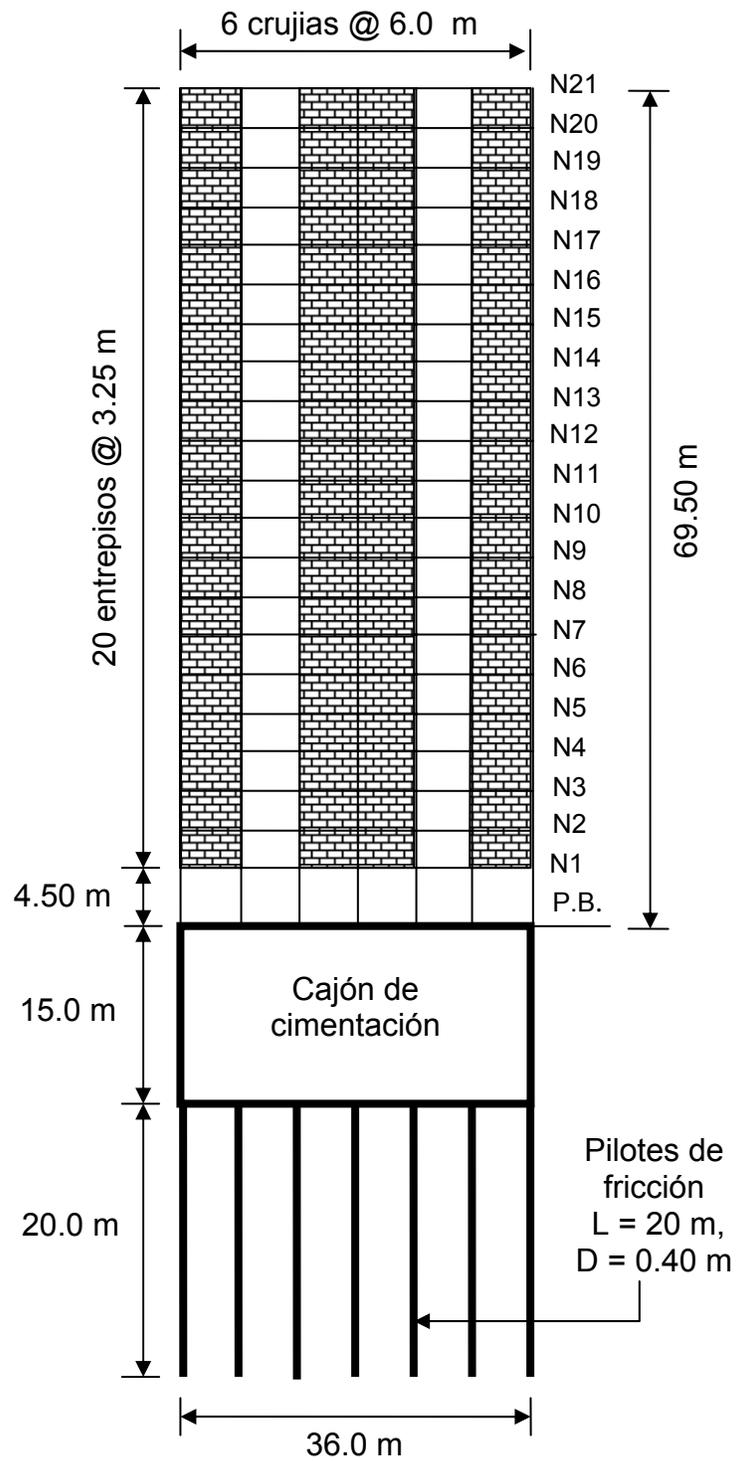


Figura 4.11. Vista en elevación (corte b-b) de la estructura de 21 niveles

### 4.3 ANÁLISIS DE CARGAS (ACCIONES DE DISEÑO)

De acuerdo con el RCDF-04, se definen tres tipos de acciones que deben ser aplicadas a los modelos estructurales anteriormente descritos: las acciones permanentes, las acciones variables y las acciones accidentales. Las acciones permanentes (o carga muerta) se refieren esencialmente a los pesos propios de los componentes estructurales, calculados a partir de los pesos volumétricos de los materiales y del volumen de cada componente de la estructura. Las acciones variables (o carga viva) tienen que ver esencialmente con personas (carga móvil) y mobiliarios (carga movable), cuyas intensidades media ( $W$ ), accidental ( $W_a$ ) y máxima ( $W_m$ ) se toman de la tabla 6.1 de cargas vivas unitarias, que aparece en la Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 48). Las acciones accidentales, para fines de esta tesis, se relacionan con los movimientos sísmicos que pueden afectar durante su vida útil a los modelos estructurales estudiados. La determinación de las fuerzas laterales equivalentes producidas por eventos sísmicos se realiza empleando el Método Modal Espectral que se presenta en las NTCDS (47) y en el apéndice A, de esas normas técnicas, el cual se debe usar cuando se considera la interacción suelo-estructura.

Las NTCCADEE también establecen que la seguridad de una estructura debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) acciones permanentes (CM) + acciones variables (CV)
- b) acciones permanentes (CM) + acciones variables (CV) + acciones accidentales (Sismo)

La combinación del inciso a) se debe multiplicar por un factor de carga  $FC=1.4$  para el caso de edificaciones del grupo B; en tanto que la combinación del inciso b) se debe multiplicar por un factor de carga  $FC=1.1$ .

Así mismo, las NTCDS establecen la necesidad de considerar los efectos sísmicos simultáneos de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno que se combinan tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 % de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 % de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

### 4.3.1 Acciones permanentes (carga muerta)

Las tablas 4.1, 4.2 y 4.3 muestran la carga muerta aplicada a cada edificio tanto en los niveles tipo como en el nivel de azotea.

Tabla 4.1 Análisis de carga muerta aplicada.

Edificio de 7 niveles para oficinas		
Concepto	Piso tipo	Azotea
	Carga en kg/m <sup>2</sup>	Carga en kg/m <sup>2</sup>
Peso propio de losa maciza de 10 cm de espesor	240	240
Inciso 5.1.2 de la NTCCADEE	40	40
Instalaciones (supuesto)	50	50
Impermeabilización tipo entortado.	0	200
Total (ver nota abajo)	330	530

En el caso del edificio de 7 niveles, para los muros de mampostería de espesor  $e = 0.12$  m, altura  $h = 3.0$  m, y peso volumétrico  $\gamma = 1700$  kg/m<sup>3</sup>, el peso por longitud unitaria de muro se obtiene de la siguiente manera:

$$W_{mp} = \gamma e h l = 1700 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m} \times 3.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 612 \text{ kg/m}$$

Tabla 4.2 Análisis de carga muerta aplicada.

Edificio de 14 niveles para departamentos		
Concepto	Piso tipo	Azotea
	Carga en kg/m <sup>2</sup>	Carga en kg/m <sup>2</sup>
Peso propio de losa maciza de 10 cm de espesor	240	240
Inciso 5.1.2 de la NTCCADEE	40	40
Instalaciones (supuesto)	40	40
Impermeabilización tipo entortado.	0	200
Total (ver nota abajo)	320	520

Para el edificio de 14 niveles también se obtiene para la mampostería:

$$W_{mp} = \gamma e h l = 1700 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m} \times 3.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 612 \text{ kg/m}$$

Tabla 4.3 Análisis de carga muerta aplicada.

Edificio de 21 niveles para hotel		
Concepto	Piso tipo	Azotea
	Carga en kg/m <sup>2</sup>	Carga en kg/m <sup>2</sup>
Peso propio de losa maciza de 10 cm de espesor	240	240
Inciso 5.1.2 de la NTCCADEE	40	40
Instalaciones (supuesto)	100	40
Impermeabilización tipo entortado.	0	200
Total (ver nota abajo)	380	520

En el caso del edificio de 21 niveles, para los muros de mampostería de espesor  $e = 0.12$  m, altura  $h = 3.25$  m, y peso volumétrico  $\gamma = 1700$  kg/m<sup>3</sup>, el peso por longitud unitaria de muro se obtiene de la siguiente manera:

$$W_{mp} = \gamma e h l = 1700 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m} \times 3.25 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 663 \text{ kg/m}$$

**Nota importante:** Para los tres edificios en estudio, el peso propio de los elementos estructurales como columnas y vigas es considerado en el análisis, pero es calculado directamente por el programa ECO (28)

#### 4.3.2 Acciones variables (carga viva)

En la tabla 4.4 se resumen los valores de carga viva aplicada en cada edificio tanto en los niveles tipo como en el nivel de azotea.

Tabla 4.4

Carga viva en kg/m <sup>2</sup> de tabla 6.1 en NTCCADEE				
Edificio	Entrepiso		Azotea	
	Wm	Wa	Wm	Wa
7 niveles para oficinas	250	180	100	70
14 niveles para departamentos	170	90	100	70
21 niveles para hospital u hotel	170	90	100	70

### 4.3.3 Acciones accidentales (Sismo)

Para la determinación de las cargas laterales equivalentes, considerando la interacción suelo-estructura, el programa ECO emplea el Método Modal Espectral, construyendo un espectro de aceleraciones de diseño a partir de los lineamientos del Apéndice A.3 de las NTCDS y tomando como datos de partida los que ya se presentaron en el inciso 4.2, que aquí se repiten: el periodo dominante del suelo,  $T_s = 2.2$  s; la ubicación de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés,  $H_s = 40$  m.; el periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable,  $T_e$ ; y la altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental,  $H_e$ .

Se establece en las NTCDS que los efectos de interacción suelo-estructura pueden despreciarse cuando se cumpla la condición

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (4.4)$$

donde el cálculo de  $T_e$  y  $H_e$  requiere que previamente se haya realizado un análisis modal espectral de los edificios con base rígida, y  $H_e$  se puede obtener con la expresión siguiente:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (4.5)$$

en la que  $\phi_i$  es la amplitud del desplazamiento modal del  $i$ -ésimo nivel sobre el desplante, y  $W_i$  es el peso del  $i$ -ésimo nivel sobre el terreno.

Una vez verificada la necesidad de tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, se obtienen fácilmente los siguientes parámetros que definen el **espectro no reducido** de diseño (ver artículo A.3 de las NTCDS),

$$\begin{aligned} a_o &= 0.25, \\ c &= 1.2, \\ T_a &= 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5) = 1.305 \text{ s.} \\ T_b &= 1.2 T_s = 2.64 \text{ s.} \\ k &= 0.35 \\ r &= 2. \end{aligned}$$

y las ordenadas de aceleración para diseño sísmico,  $a$ , expresadas como fracción de la gravedad, se calculan con alguna de las expresiones siguientes:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c \rho \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (4.6)$$

donde  $\rho = k + (1-k) (T_b/T)^2$ ;  $\beta$  es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a 1.0 cuando se ignora la interacción suelo-estructura; y  $T$  es el valor del periodo de la estructura con que se entra al espectro según se muestra en la figura 4.12.

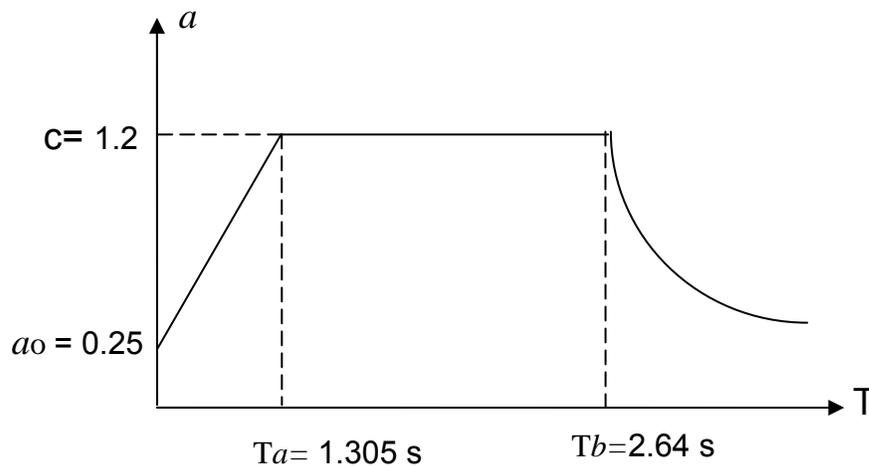


Figura 4.12. Espectro de diseño no reducido considerando interacción suelo-estructura.

El cálculo del factor  $\beta$  de reducción por amortiguamiento suplementario se realiza usando

$$\beta = \begin{cases} \left( \frac{\zeta_e}{\zeta_e} \right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left[ \left( \frac{\zeta_e}{\zeta_e} \right)^\lambda - 1 \right] \frac{T_b}{\tilde{T}_e}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (4.7)$$

donde  $\lambda = 0.5$  y  $0.6$  para las zonas II y III, respectivamente. Además  $\tilde{\zeta}_e$  es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo estructura, el cual no se toma menor que 0.05, en tanto que  $\zeta_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura

supuesta con base indeformable, la cual se toma igual a 0.05. Para calcular el valor de  $\tilde{T}_e$  se usan las expresiones que se muestran a continuación.

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (4.8)$$

donde

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (4.9)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \quad (4.10)$$

son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente.  $K_x$  y  $K_r$  representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura:  $K_x$  es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y  $K_r$  es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. Los valores de estos resortes elásticos se obtienen de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4 del apéndice A de las NTCDS. Para fines de esta tesis, el cálculo de  $K_x$  y  $K_r$  se ilustra en los anexos 1 y 2, al final del documento.

En las ecuaciones (4.7) y (4.8),  $D$  es la profundidad de desplante de la cimentación y  $W_e$  se obtiene como sigue,

$$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (4.11)$$

Siguiendo con el calculo de las variables involucradas en la ecuación (4.7), el valor de  $\tilde{\zeta}_e$  se obtiene según la expresión

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left( \frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (4.12)$$

donde

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad (4.13)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (4.14)$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros  $C_x$  y  $C_r$  representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y rotación, respectivamente. Los valores de estos amortiguamientos viscosos se obtienen de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4 del apéndice A de las NTCDS. Para fines de esta tesis, el cálculo de  $C_x$  y  $C_r$  se ilustra en los anexos 1 y 2, al final del documento.

Una vez ejecutados los cálculos indicados por las ecuaciones (4.4) a (4.14), y construido el espectro no reducido de aceleraciones de diseño mostrado en la figura 4.12, para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ecuación (4.6) pueden ser reducidas por los factores de ductilidad,  $Q'$ , y de sobre-resistencia,  $R$ , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}} ; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} ; & \text{si } T_a < T < T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \rho}{k}} ; & \text{si } T_b < T \end{cases} \quad (4.15)$$

donde

$Q$  es el factor de comportamiento sísmico que en esta tesis se toma con el valor de  $Q_x = 4$  y  $Q_y = 4$ , de acuerdo con el inciso 5.1 de las NTCDS.

La reducción por sobre-resistencia está dada por el factor

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}} ; & \text{si } T \leq T_a \\ 2 ; & \text{si } T_a < T \end{cases} \quad (4.16)$$

La figura 4.13 ilustra el efecto de reducción de las ordenadas espectrales al considerar los factores de ductilidad,  $Q'$ , y de sobre-resistencia,  $R$ .

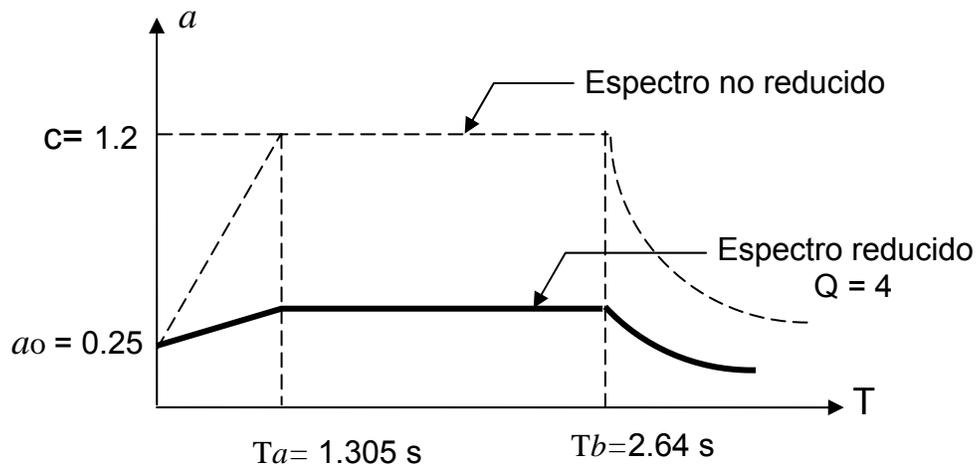


Figura 4.13. Espectro de diseño reducido por ductilidad ( $Q = 4$ ) y sobre-resistencia considerando interacción suelo-estructura.

#### 4.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural de los modelos ya descritos en el apartado 4.2, se lleva a cabo, en esta tesis, mediante la utilización del programa ECO. Para ello, se realiza el modelado de cada estructura proporcionándole al programa, en primera instancia, el número de niveles, el número de ejes de columnas en dirección X y el número de ejes de columnas en dirección Y, así como el tipo de sistema coordinado a emplear (para esta tesis: coordenadas cartesianas). En segundo lugar se le indican las altura de entrepisos, así como las separaciones entre ejes, tanto en dirección X como en dirección Y. El programa asigna en forma predeterminada los paneles representativos de las losas de piso en cada nivel así como las condiciones de empotramiento a cada base de columna.

Hasta aquí, lo que se logra es contar con el esqueleto fundamental de la estructura, al cual se le van incorporando en pasos subsecuentes las características específicas de sus elementos estructurales, de las cargas aplicadas, de la cimentación propuesta, y del tipo de análisis y diseño a ejecutar. Adicionalmente, se le pueden colocar al modelo los paneles representativos de muros rectangulares, uniendo cada esquina de un panel a un nudo de intersección columna-viga mediante una conexión rígida. La figura 4.14 muestra el ejemplo del esqueleto generado por el ECO para el edificio de 7 niveles (para 14 y 21 niveles se obtiene algo similar).

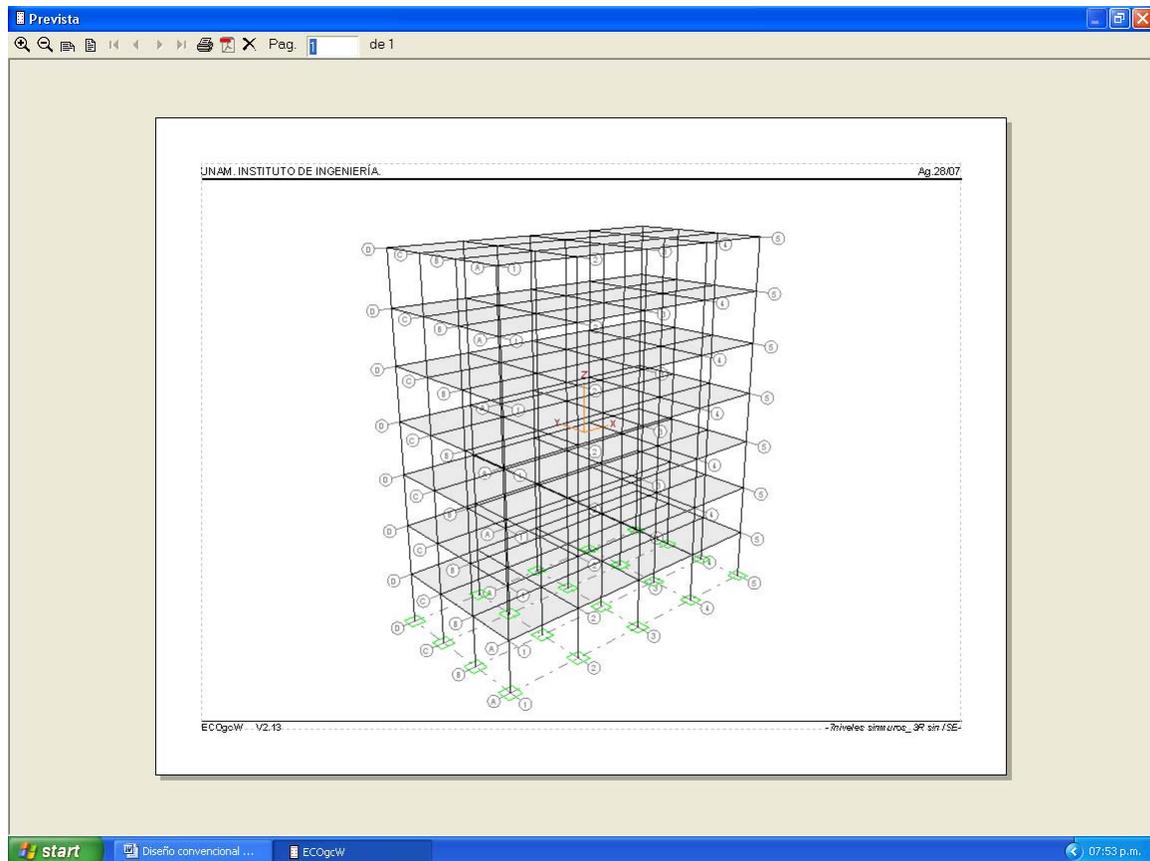


Figura 4.14. Esqueleto estructural para el edificio de 7 niveles modelado con el programa ECOgcW, versión 2.13

Para cada elemento estructural como vigas o columnas, se le indica al programa el tipo de sección transversal a emplear (rectangular por lo general) y las dimensiones preliminares  $b$  y  $h$  de sus lados. Convencionalmente, la longitud  $b$  se refiere a la dimensión menor de la sección en tanto que la longitud  $h$  representa el lado más largo de la misma. Para el caso de los paneles que modelan losas o muros, se debe proporcionar el dato del correspondiente espesor  $t$ . Adicionalmente, para todos los elementos estructurales el ECO requiere la información relativa a los materiales empleados, tales como peso volumétrico,  $\gamma_c$ , resistencia de diseño,  $f'_c$ , módulo elástico,  $E_c$ , y módulo de Poisson,  $\nu_c$ , para el concreto. También se requieren el esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , el módulo elástico,  $E_s$ , y el módulo de Poisson,  $\nu_s$ , para el acero de refuerzo. De igual manera, se proporciona similar información para la mampostería. No puede dejar de mencionarse que en esta etapa de captura de datos, también se le anticipa al programa el tipo de diseño –flexión para vigas, o flexo compresión para columnas- que debe llevar a cabo para cada elemento estructural. Finalmente, previa selección de los elementos estructurales correspondientes, se realiza la asignación de propiedades a cada miembro y panel del modelo.

El paso siguiente implica la aplicación de las cargas permanentes y variables a cada modelo y la definición de las combinaciones de carga que debe considerar el

análisis. Primero se crea la carga permanente con la clave CM y se asigna el valor proporcionado en alguna de las tablas 4.1, 4.2 o 4.3, según corresponda; en seguida se genera la carga variable con la clave CV y se asigna el valor que corresponda de los proporcionados en la tabla 4.4. Estas cargas se aplican por unidad de área en los tableros de losa tanto en los pisos tipo como en el nivel de azotea. Al definir la carga CM también se indica la opción para que el ECO calcule internamente el peso propio de vigas y columnas.

Respecto a las cargas por el peso de los muros de mampostería, estas se introducen en cada modelo aplicando, sobre los ejes y tramos de viga que están indicados en las plantas estructurales del inciso 4.2, la carga repartida uniforme que se calculó debajo de las tablas 4.1, 4.2 y 4.3. Esto se hace así para respetar el supuesto de que en el modelo original no existe interacción entre los muros y los marcos de concreto reforzado del edificio. Conviene enfatizar que en esta etapa del análisis convencional elástico lineal no se modelaron los muros de mampostería (que implicaría colocar paneles) para evitar los efectos de su interacción con los marcos estructurales. Cabe recordar también que es hasta la etapa del análisis no lineal (que se describe en el capítulo 5) cuando se introducen los muros de mampostería, modelados como diagonales equivalentes, para provocar su interacción con los marcos estructurales, incrementando la resistencia y rigidez lateral en los pisos superiores al de planta baja, provocando así el efecto de piso suave en dicha planta. La figura 4.15, mostrada enseguida, ilustra la aplicación de la carga muerta CM en uno de los niveles tipo del edificio de 7 niveles (similaramente se hace para 14 y 21 niveles).

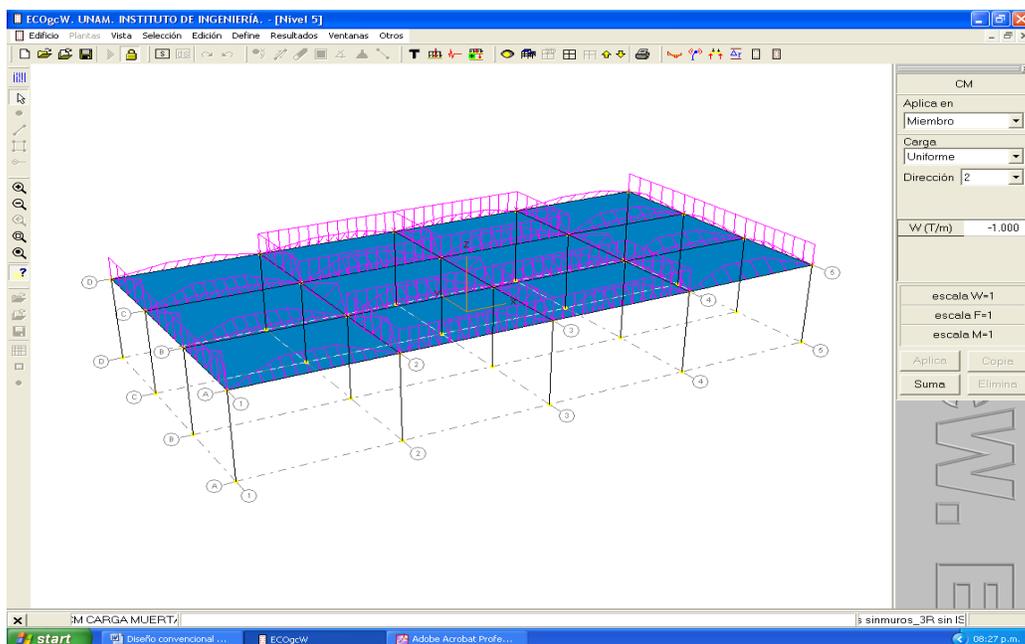


Figura 4.15. Aplicación de carga muerta CM en un piso del edificio de 7 niveles.

En cuanto a las combinaciones de cargas establecidas por el RCDF-04 y sus NTC, a continuación se indican las que aplica el programa ECO:

**COMBINACIONES**

Id	Combinación
PD1	1.4CM + 1.4CV
MA1	CM + 0.7CV
DI1	1.4CM + 1.4CV
DI2	1.1CM + 0.77CV + 1.1SIFX1
DI3	1.1CM + 0.77CV - 1.1SIFX1
DI4	1.1CM + 0.77CV + 1.1SIFX2
DI5	1.1CM + 0.77CV - 1.1SIFX2
DI6	1.1CM + 0.77CV + 1.1SIFX1
DI7	1.1CM + 0.77CV - 1.1SIFX1
DI8	1.1CM + 0.77CV + 1.1SIFX2
DI9	1.1CM + 0.77CV - 1.1SIFX2
DI10	1.1CM + 0.77CV + 1.1SIFY1
DI11	1.1CM + 0.77CV - 1.1SIFY1
DI12	1.1CM + 0.77CV + 1.1SIFY1
DI13	1.1CM + 0.77CV - 1.1SIFY1
DI14	1.1CM + 0.77CV + 1.1SIFY2
DI15	1.1CM + 0.77CV - 1.1SIFY2
DI16	1.1CM + 0.77CV + 1.1SIFY2
DI17	1.1CM + 0.77CV - 1.1SIFY2

El análisis realizado por el ECO necesita de la información relativa a la propuesta de cimentación y a las características del suelo en el que se va a desplantar la estructura. El programa se alimenta con los datos del suelo ya enunciados en el inciso 4.2 que se refieren al peso volumétrico  $\gamma_s$ , al módulo de Poisson  $\nu$ , al amortiguamiento histerético  $\zeta$ , al periodo dominante  $T_s$ , y al módulo de rigidez  $G$ . Adicionalmente, se indica al programa si la cimentación será somera, profunda o mixta; proporcionándole la profundidad de desplante  $D$  para la cimentación somera, y la longitud y diámetro de los pilotes para el caso de las cimentaciones profundas o mixtas. Cuando se utilizan pilotes se informa al ECO si estos son de punta o de fricción, y la posición de cada uno de ellos. En los incisos 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 se describió la cimentación de cada edificio estudiado en esta Tesis.

Finalmente, se le indica al ECO el tipo de análisis y de diseño que se desea llevar a cabo. Las opciones son: análisis elástico lineal sin interacción-suelo estructura, análisis elástico lineal con interacción suelo-estructura, análisis elástico lineal con efectos P-Delta, considerando o no la interacción suelo-estructura. Respecto al diseño se le puede indicar que lo realice como dúctil o no dúctil.

De lo descrito en el inciso 4.3.3 sobre acciones variables queda claro que el programa ECO, cuando es requerido a realizar un análisis considerando la interacción suelo-estructura, en realidad realiza dos análisis del modelo estructural en turno; uno sin considerar la interacción suelo-estructura y otro considerándola. Esto es así en virtud de que el análisis que sí considera la interacción suelo-estructura requiere del conocimiento del periodo fundamental,  $T_e$ , del modelo correspondiente con la base rígida, además de los pesos  $W_i$  y de las formas

modales  $\Phi_i$  que permiten el cálculo de  $H_e$  y  $W_e$ . A continuación, y para ejemplificar, se presentan datos y resultados del edificio de 7 niveles, con el formato en que los emite el programa ECO (sería similar para 14 y 21 niveles).

**UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.**

---

**GENERALES**

Nudos: 161  
 Apoyos: 21  
 Apoyos elásticos: 1  
 Secciones transversales: 15  
 Miembros: 357  
   trabes: 217  
   columnas: 140  
   otros: 0  
 Paneles: 0  
 Tableros: 84  
 Diafragmas: 8  
 Factor de zona rígida: 0.5000

**NIVELES**

Nivel	Id	Altura	Z	Bx	By
0	0				
1	1	3.000	3.000	18.000	9.000
2	2	3.000	6.000	18.000	9.000
3	3	3.000	9.000	18.000	9.000
4	4	3.000	12.000	18.000	9.000
5	5	3.000	15.000	18.000	9.000
6	6	3.000	18.000	18.000	9.000
7	7	3.000	21.000	18.000	9.000

**DATOS ANÁLISIS SISMICO**

Reglamento: RDF.2004  
 Tipo de análisis: Dinámico  
 Cálculo de respuestas: Cortantes equivalentes  
 Modos a calcular: 12  
 Niveles sin masa: 0  
 Grupo: B  
 QX: 4  
 QY: 4  
 kQ: 1 (regular)  
 ex.accidental: 0.1 B  
 Ts: 2.1999 seg  
 c: 1.2  
 a0: 0.25  
 Ta: 1.305 seg  
 Tb: 2.6399 seg  
 r: 2

**DATOS DE SUELO**

Estrato	Espesor (m)	Modulo G (T/m2)	P.Vol (T/m3)
1	40.00	674	1.250

Ts=2.2seg Hs=40m PVm=1.25T/m3

**DATOS DE CIMENTACIÓN**

Tipo de cimentación: Somera  
 Enterramiento: 4 m  
 Relación de poisson suelo: 0.45  
 Amortiguamiento histerético suelo: 0.03

UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.

DATOS DE CIMENTACIÓN

Periodo del suelo: 2.2seg  
 Profundidad de depósitos firmes: 40 m  
 Peso volumétrico medio: 1.25 T/m3

Placas

Placa	Xcg (m)	Ycg (m)	dX (m)	dY (m)	Dim
1	9.000	4.500	18.000	9.000	LL

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO [RDF2004]

Modo	Período (seg)	Aceleración espectral	Coef.Participación		Q'x*R	Q'y*R
			x	y		
1	1.193	1.119	0.000	9.765	11.372	7.621
2	1.154	1.090	9.757	0.000	8.938	11.104
3	0.737	0.787	0.000	0.000	8.135	8.135
4	0.400	0.541	-3.801	0.000	5.607	5.607
5	0.371	0.520	0.000	3.919	5.384	5.384
6	0.281	0.455	0.000	0.000	4.689	4.689
7	0.226	0.415	2.288	0.000	4.255	4.255
8	0.210	0.403	0.000	2.170	4.126	4.126
9	0.159	0.366	0.000	0.000	3.719	3.719
10	0.150	0.359	1.452	0.000	3.649	3.649
11	0.143	0.354	0.000	1.342	3.588	3.588
12	0.112	0.332	-0.911	0.000	3.344	3.344

PESO TOTAL EN SISMO 1161.61 T

CORTANTES BASALES

estático total X: 418.23 T  
 Y: 495.74 T  
 estático reducido X: 141.72 T  
 Y: 170.49 T  
 mínimo X o Y: 58.08 T [Vmin= 0.05 x Wo]

Modo	Peso modal efectivo		% de peso total	
	x (T)	y (T)	x	y
1	0.00	935.40	0.00	80.53
2	933.91	0.00	80.40	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	141.71	0.00	12.20	0.00
5	0.00	150.64	0.00	12.97
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	51.34	0.00	4.42	0.00
8	0.00	46.20	0.00	3.98
9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	20.68	0.00	1.78	0.00
11	0.00	17.67	0.00	1.52
12	8.14	0.00	0.70	0.00
Suma	1155.77	1149.91	99.50	98.99

UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.

\*Interacción suelo-estructura

	dir.X	dir.Y
(Te/Ts) * (Hs/He) :	1.291	1.177
Periodo base rigida (s):	1.018	0.927
Periodo efectivo (s):	1.154	1.193
Altura efectiva He:	14.335	14.325
Peso efectivo We:	933.906	935.402
Q:	4	4
Q modificado:	3.333	2.812
Q efectivo:	4.416	3.777
Amortiguamiento efectivo:	0.054	0.051
Beta:	0.959	0.984
Aceleración base rigida:	0.098	0.097
Aceleración efectiva:	0.122	0.147
Cortante basal Vo (T):	89.512	88.1
Cortante basal efectivo Vef (T):	115.02	138.252
Factor Vef/Vo:	1.299	1.569

Los cortantes en dir X se multiplicarán por 0.9619

Los cortantes en dir Y se multiplicarán por 0.7966

Modo	Cortantes basales		Mz (T*m)	Alturas efectivas		Momentos de volteo	
	Vx (T)	Vy (T)		Hx (m)	Hy (m)	Mx (T*m)	My (T*m)
1	0.00	137.29	0.00	0.000	14.325	0.00	1966.74
2	113.94	0.00	0.00	14.335	0.000	1633.27	0.00
3	0.00	0.00	2915.07	0.000	0.000	0.00	0.00
4	13.67	0.00	0.00	-0.794	0.000	-10.86	0.00
5	0.00	14.55	0.00	0.000	-0.621	0.00	-9.03
6	0.00	0.00	475.69	0.000	0.000	0.00	0.00
7	5.00	0.00	0.00	0.734	0.000	3.67	0.00
8	0.00	4.51	0.00	0.000	0.271	0.00	1.22
9	0.00	0.00	186.01	0.000	0.000	0.00	0.00
10	2.04	0.00	0.00	-0.762	0.000	-1.55	0.00
11	0.00	1.74	0.00	0.000	-1.018	0.00	-1.77
12	0.81	0.00	0.00	0.985	0.000	0.79	0.00
Comb	115.02	138.25	2964.93			1633.24	1966.71

SISMO EN DIRECCION X

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			Y1 (m)	Y2 (m)
Df. 1+A/7	22.23	0.00	0.00	9.000	4.500	0.900	0.000	5.400	3.600
Df. 1+A/6	23.35	0.00	0.00	9.000	4.500	0.900	0.000	5.400	3.600
Df. 1+A/5	20.25	0.00	0.00	9.000	4.500	0.900	0.000	5.400	3.600
Df. 1+A/4	16.95	0.00	0.00	9.000	4.500	0.900	0.000	5.400	3.600
Df. 1+A/3	13.43	0.00	0.00	9.000	4.500	0.900	0.000	5.400	3.600
Df. 1+A/2	9.41	0.00	0.00	9.000	4.500	0.900	0.000	5.400	3.600
Df. 1+A/1	5.02	0.00	0.00	9.000	4.500	0.900	0.000	5.400	3.600
SUMA	110.64	0.00	0.00						

SISMO EN DIRECCION Y

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			X1 (m)	X2 (m)
Df. 1+A/7	0.00	21.96	0.00	9.000	4.500	1.800	0.000	10.800	7.200
Df. 1+A/6	0.00	23.33	0.00	9.000	4.500	1.800	0.000	10.800	7.200
Df. 1+A/5	0.00	20.23	0.00	9.000	4.500	1.800	0.000	10.800	7.200
Df. 1+A/4	0.00	16.83	0.00	9.000	4.500	1.800	0.000	10.800	7.200
Df. 1+A/3	0.00	13.31	0.00	9.000	4.500	1.800	0.000	10.800	7.200

ECOGcW V2.13

-7niveles sinmuros\_3 e ISE-

UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.

SISMO EN DIRECCION Y

Nudo	Respuestas totales			Centro de masa		Ex.Accid. 0.1b (m)	Ex.Din ed (m)	Posiciones F.Sísmica	
	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	x (m)	y (m)			X1 (m)	X2 (m)
Df: 1+A/2	0.00	9.38	0.00	9.000	4.500	1.800	0.000	10.800	7.200
Df: 1+A/1	0.00	5.10	0.00	9.000	4.500	1.800	0.000	10.800	7.200
SUMA	0.00	110.12	0.00						

ENVOLVENTE DE REACCIONES

NUDO	Comb	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T*m)	My (T*m)	Mz (T*m)
1+A/0	D19	0.000	0.000	55.635	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	17.391	0.000	0.000	-0.256
	D126	0.000	0.000	-13.130	0.000	0.000	0.256
	D129	0.000	0.000	86.157	0.000	0.000	-0.256
1+B/0	D116	0.000	0.000	77.332	0.000	0.000	0.179
	D119	0.000	0.000	48.910	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	60.360	0.000	0.000	-0.256
1+C/0	D113	0.000	0.000	77.332	0.000	0.000	-0.179
	D119	0.000	0.000	47.296	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	61.975	0.000	0.000	-0.256
1+D/0	D119	0.000	0.000	4.325	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	68.701	0.000	0.000	-0.256
	D131	0.000	0.000	-13.130	0.000	0.000	-0.256
	D132	0.000	0.000	86.157	0.000	0.000	0.256
2+A/0	D119	0.000	0.000	91.381	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	34.134	0.000	0.000	-0.256
	D131	0.000	0.000	103.552	0.000	0.000	-0.256
2+B/0	D11	0.000	0.000	115.583	0.000	0.000	0.000
	D119	0.000	0.000	85.917	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	85.951	0.000	0.000	-0.256
2+C/0	D11	0.000	0.000	115.583	0.000	0.000	0.000
	D119	0.000	0.000	86.623	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	85.245	0.000	0.000	-0.256
2+D/0	D119	0.000	0.000	34.806	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	90.709	0.000	0.000	-0.256
	D126	0.000	0.000	103.552	0.000	0.000	0.256
3+A/0	D119	0.000	0.000	106.253	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	37.511	0.000	0.000	-0.256
	D121	0.000	0.000	106.253	0.000	0.000	0.189
3+B/0	D11	0.000	0.000	127.158	0.000	0.000	0.000
	D119	0.000	0.000	94.626	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	95.355	0.000	0.000	-0.256
3+C/0	D11	0.000	0.000	127.158	0.000	0.000	0.000
	D119	0.000	0.000	95.355	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	94.626	0.000	0.000	-0.256
3+D/0	D118	0.000	0.000	106.253	0.000	0.000	-0.189
	D119	0.000	0.000	37.511	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	106.253	0.000	0.000	-0.256
4+A/0	D119	0.000	0.000	102.880	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	22.634	0.000	0.000	-0.256
	D125	0.000	0.000	103.552	0.000	0.000	0.256
4+B/0	D11	0.000	0.000	115.583	0.000	0.000	0.000
	D119	0.000	0.000	85.223	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	86.644	0.000	0.000	-0.256
4+C/0	D11	0.000	0.000	115.583	0.000	0.000	0.000
	D119	0.000	0.000	85.972	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	85.896	0.000	0.000	-0.256
4+D/0	D119	0.000	0.000	21.962	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	103.552	0.000	0.000	-0.256
5+A/0	D119	0.000	0.000	86.157	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	-13.130	0.000	0.000	-0.256
5+B/0	D16	0.000	0.000	77.332	0.000	0.000	-0.179
	D119	0.000	0.000	59.640	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	49.630	0.000	0.000	-0.256
5+C/0	D13	0.000	0.000	77.332	0.000	0.000	0.179
	D119	0.000	0.000	62.695	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	46.575	0.000	0.000	-0.256
5+D/0	D119	0.000	0.000	-0.064	0.000	0.000	0.256
	D120	0.000	0.000	73.090	0.000	0.000	-0.256
	D122	0.000	0.000	86.157	0.000	0.000	-0.256
	D125	0.000	0.000	-13.130	0.000	0.000	0.256

UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.

**ENVOLVENTE DE DESPLAZAMIENTOS NODALES**

Nudo	Comb	Dx (cm)	Dy (cm)	Dz (cm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
1+A/1	DI6	<b>0.973</b>	0.206	0.545	-0.000458	<b>0.002771</b>	0.000115
	DI9	<b>-0.973</b>	-0.206	-0.595	0.000351	<b>-0.002631</b>	-0.000115
	DI19	0.202	-0.881	-0.385	0.002017	0.000526	<b>-0.000164</b>
	DI20	-0.202	0.881	0.335	-0.002124	-0.000386	<b>0.000164</b>
	DI26	0.202	<b>1.177</b>	<b>0.603</b>	<b>-0.003213</b>	0.000526	-0.000164
	DI29	-0.202	<b>-1.177</b>	<b>-0.653</b>	<b>0.003105</b>	-0.000386	0.000164
1+B/1	DI6	<b>0.939</b>	0.206	<b>0.436</b>	-0.000386	<b>0.002678</b>	0.000115
	DI9	<b>-0.939</b>	-0.206	<b>-0.512</b>	0.000376	<b>-0.002454</b>	-0.000115
	DI19	0.252	-0.881	-0.067	0.001799	0.000761	<b>-0.000164</b>
	DI20	-0.252	0.881	-0.008	-0.001809	-0.000538	<b>0.000164</b>
	DI26	0.252	<b>1.177</b>	0.246	<b>-0.002614</b>	0.000761	-0.000164
	DI29	-0.252	<b>-1.177</b>	-0.321	<b>0.002604</b>	-0.000538	0.000164
1+C/1	DI3	0.939	-0.206	<b>0.436</b>	0.000386	<b>0.002678</b>	-0.000115
	DI4	-0.939	0.206	<b>-0.512</b>	-0.000376	<b>-0.002454</b>	0.000115
	DI10	<b>0.939</b>	0.412	0.342	-0.000938	0.002678	-0.000115
	DI13	<b>-0.939</b>	-0.412	-0.418	0.000948	-0.002454	0.000115
	DI19	0.301	-0.881	0.247	0.001809	0.000960	<b>-0.000164</b>
	DI20	-0.301	0.881	-0.323	-0.001799	-0.000737	<b>0.000164</b>
	DI26	0.301	<b>1.177</b>	-0.065	-0.002604	0.000960	-0.000164
	DI29	-0.301	<b>-1.177</b>	-0.010	0.002614	-0.000737	0.000164
	DI31	0.252	-1.177	0.246	<b>0.002614</b>	0.000761	0.000164
	DI32	-0.252	<b>1.177</b>	-0.321	<b>-0.002604</b>	-0.000538	-0.000164
1+D/1	DI3	0.973	-0.206	0.545	0.000458	<b>0.002771</b>	-0.000115
	DI4	-0.973	0.206	-0.595	-0.000351	<b>-0.002631</b>	0.000115
	DI10	<b>0.973</b>	0.412	0.249	-0.001110	0.002771	-0.000115
	DI13	<b>-0.973</b>	-0.412	-0.299	0.001218	-0.002631	0.000115
	DI19	0.350	-0.881	0.591	0.002124	0.001112	<b>-0.000164</b>
	DI20	-0.350	0.881	-0.641	-0.002017	-0.000972	<b>0.000164</b>
	DI26	0.350	<b>1.177</b>	-0.397	-0.003105	0.001112	-0.000164
	DI29	-0.350	<b>-1.177</b>	0.347	0.003213	-0.000972	0.000164
	DI31	0.202	-1.177	<b>0.603</b>	<b>0.003213</b>	0.000526	0.000164
	DI32	-0.202	<b>1.177</b>	<b>-0.653</b>	<b>-0.003105</b>	-0.000386	-0.000164
2+A/1	DI6	<b>0.973</b>	0.257	0.307	-0.000665	<b>0.002320</b>	0.000115
	DI9	<b>-0.973</b>	-0.257	-0.393	0.000521	<b>-0.002229</b>	-0.000115
	DI19	0.202	-0.955	-0.472	0.002269	0.000443	<b>-0.000164</b>
	DI20	-0.202	0.955	0.385	-0.002412	-0.000352	<b>0.000164</b>
	DI26	0.202	<b>1.103</b>	<b>0.516</b>	<b>-0.002961</b>	0.000443	-0.000164
	DI29	-0.202	<b>-1.103</b>	<b>-0.603</b>	<b>0.002818</b>	-0.000352	0.000164
2+B/1	DI6	<b>0.939</b>	0.257	<b>0.192</b>	-0.000509	<b>0.002210</b>	0.000115
	DI9	<b>-0.939</b>	-0.257	<b>-0.311</b>	0.000531	<b>-0.002122</b>	-0.000115
	DI19	0.252	-0.955	-0.155	0.002014	0.000597	<b>-0.000164</b>
	DI20	-0.252	0.955	0.035	-0.001992	-0.000509	<b>0.000164</b>
	DI26	0.252	<b>1.103</b>	0.158	<b>-0.002399</b>	0.000597	-0.000164
	DI29	-0.252	<b>-1.103</b>	-0.277	<b>0.002421</b>	-0.000509	0.000164
2+C/1	DI3	0.939	-0.257	<b>0.192</b>	0.000509	<b>0.002210</b>	-0.000115

## Capítulo 4. Diseño sísmico convencional detallado

UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.

### DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS

Columna	EC	Dir	NiX (cm)	NjX (cm)	Rx (cm)	NiY (cm)	NjY (cm)	Ry (cm)	RxX+0.3*RyX RyY+0.3*RyY	*Q/H
1+A/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	3	X	0.268	0.808	0.540	0.000	0.059	0.059		
	4	X	0.268	0.867	0.599	0.000	-0.059	0.059	0.616	0.01663
	5	Y	0.000	0.058	0.058	0.267	0.819	0.552		
1+B/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	6	Y	0.000	-0.058	0.058	0.267	1.053	0.786	0.803	0.02161
	3	X	0.268	0.828	0.560	0.000	0.059	0.059		
	4	X	0.268	0.848	0.579	0.000	-0.059	0.059	0.585	0.01579
1+C/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	5	Y	0.000	0.019	0.019	0.267	0.819	0.552		
	6	Y	0.000	-0.019	0.019	0.267	1.053	0.786	0.803	0.02161
	3	X	0.268	0.848	0.579	0.000	0.059	0.059	0.585	0.01579
1+D/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	4	X	0.268	0.828	0.560	0.000	-0.059	0.059		
	5	Y	0.000	-0.019	0.019	0.267	0.819	0.552		
	6	Y	0.000	0.019	0.019	0.267	1.053	0.786	0.803	0.02161
2+A/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	3	X	0.268	0.867	0.599	0.000	0.059	0.059	0.616	0.01663
	4	X	0.268	0.808	0.540	0.000	-0.059	0.059		
	5	Y	0.000	0.058	0.058	0.267	0.819	0.552		
2+B/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	6	Y	0.000	-0.058	0.058	0.267	1.053	0.786	0.803	0.02161
	3	X	0.268	0.808	0.540	0.000	0.029	0.029		
	4	X	0.268	0.867	0.599	0.000	-0.029	0.029	0.616	0.01663
2+C/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	5	Y	0.000	0.058	0.058	0.267	0.877	0.610		
	6	Y	0.000	-0.058	0.058	0.267	0.994	0.727	0.736	0.01980
	3	X	0.268	0.828	0.560	0.000	0.029	0.029	0.585	0.01579
2+D/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	4	X	0.268	0.848	0.579	0.000	-0.029	0.029		
	5	Y	0.000	0.019	0.019	0.267	0.877	0.610		
	6	Y	0.000	-0.019	0.019	0.267	0.994	0.727	0.736	0.01980
3+A/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	3	X	0.268	0.867	0.599	0.000	0.029	0.029	0.616	0.01663
	4	X	0.268	0.808	0.540	0.000	-0.029	0.029		
	5	Y	0.000	-0.058	0.058	0.267	0.877	0.610		
3+B/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	6	Y	0.000	0.058	0.058	0.267	0.936	0.669	0.669	0.01799
	3	X	0.268	0.828	0.560	0.000	0.000	0.000		
	4	X	0.268	0.848	0.579	0.000	0.000	0.000	0.585	0.01579
3+C/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	5	Y	0.000	0.019	0.019	0.267	0.936	0.669		
	6	Y	0.000	-0.019	0.019	0.267	0.936	0.669	0.669	0.01799
	3	X	0.268	0.848	0.579	0.000	0.000	0.000	0.585	0.01579
3+D/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	4	X	0.268	0.828	0.560	0.000	0.000	0.000		
	5	Y	0.000	-0.019	0.019	0.267	0.936	0.669		
	6	Y	0.000	0.019	0.019	0.267	0.936	0.669	0.669	0.01799
4+A/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	3	X	0.268	0.867	0.599	0.000	-0.029	0.029		
	4	X	0.268	0.808	0.540	0.000	0.029	0.029	0.616	0.01663
	5	Y	0.000	0.058	0.058	0.267	0.994	0.727	0.736	0.01980
4+B/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	6	Y	0.000	-0.058	0.058	0.267	0.877	0.610		
	3	X	0.268	0.828	0.560	0.000	-0.029	0.029		
	4	X	0.268	0.848	0.579	0.000	0.029	0.029	0.585	0.01579
4+C/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	5	Y	0.000	0.019	0.019	0.267	0.994	0.727		
	6	Y	0.000	-0.019	0.019	0.267	0.877	0.610	0.736	0.01980
	3	X	0.268	0.848	0.579	0.000	-0.029	0.029	0.585	0.01579
4+D/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	4	X	0.268	0.828	0.560	0.000	0.029	0.029		
	5	Y	0.000	-0.058	0.058	0.267	0.994	0.727		
	6	Y	0.000	0.058	0.058	0.267	0.877	0.610	0.736	0.01980
5+A/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	3	X	0.268	0.867	0.599	0.000	-0.029	0.029	0.616	0.01663
	4	X	0.268	0.808	0.540	0.000	0.059	0.059		
	5	Y	0.000	0.058	0.058	0.267	1.053	0.786	0.803	0.02161
	6	Y	0.000	-0.058	0.058	0.267	0.819	0.552		

UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.

**DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS**

Columna	EC	Dir	NiX (cm)	NjX (cm)	Rx (cm)	NiY (cm)	NjY (cm)	Ry (cm)	RxX+0.3*RyX RyY+0.3*RxY	*Q/H
5+B/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	3	X	0.268	0.828	0.560	0.000	-0.059	0.059		
	4	X	0.268	0.848	0.579	0.000	0.059	0.059	0.585	0.01579
	5	Y	0.000	0.019	0.019	0.267	1.053	0.786	0.803	0.02161
5+C/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	6	Y	0.000	-0.019	0.019	0.267	0.819	0.552		
	3	X	0.268	0.848	0.579	0.000	-0.059	0.059	0.585	0.01579
	4	X	0.268	0.828	0.560	0.000	0.059	0.059		
5+D/0-1 [Q/H x:2.699 y:2.69]	5	Y	0.000	-0.019	0.019	0.267	1.053	0.786	0.803	0.02161
	6	Y	0.000	0.019	0.019	0.267	0.819	0.552		
	3	X	0.268	0.867	0.599	0.000	-0.059	0.059	0.616	0.01663
	4	X	0.268	0.808	0.540	0.000	0.059	0.059		
	5	Y	0.000	-0.058	0.058	0.267	1.053	0.786	0.803	0.02161
	6	Y	0.000	0.058	0.058	0.267	0.819	0.552		

ECOgcW V2.13

-7niveles sinmuros\_3 e ISE-

UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.

**PARAMETROS DE DISEÑO**

Reglamento: RDF  
 Deformación concreto: 0.0030  
 Módulo de elasticidad del acero: 2000000 kg/m<sup>2</sup>  
 Marco dúctil: Si

**Flexión**

fy acero longitudinal: 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 FR flexión: 0.900  
 M resistente mínimo: 1.500 M agrietamiento  
 Area máxima de acero en tensión: 0.750 A balanceada  
 Acero máximo por lecho: 0.025 bd  
 fy acero transversal: 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 FR cortante: 0.800

**Flexión compresión**

fy acero longitudinal: 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 FR falla en compresión (FRc): 0.700  
 FR falla en tensión (FRt): 0.800  
 Acero mínimo: 1.0%  
 Acero máximo: 6.0%  
 fy acero transversal: 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 FR cortante: 0.800  
 Var. lineal entre FRt y FRc: Si

**4.5 DIMENSIONAMIENTO DETALLADO**

El diseño detallado de la estructura se lleva a cabo aplicando el método de aproximaciones sucesivas, el cual converge a las soluciones óptimas, tanto en las dimensiones como en las cantidades de acero de refuerzo que se requieren para

cada elemento estructural, después de varios ciclos iterativos en el proceso que se ilustra en la figura 4.16, que en seguida se muestra.

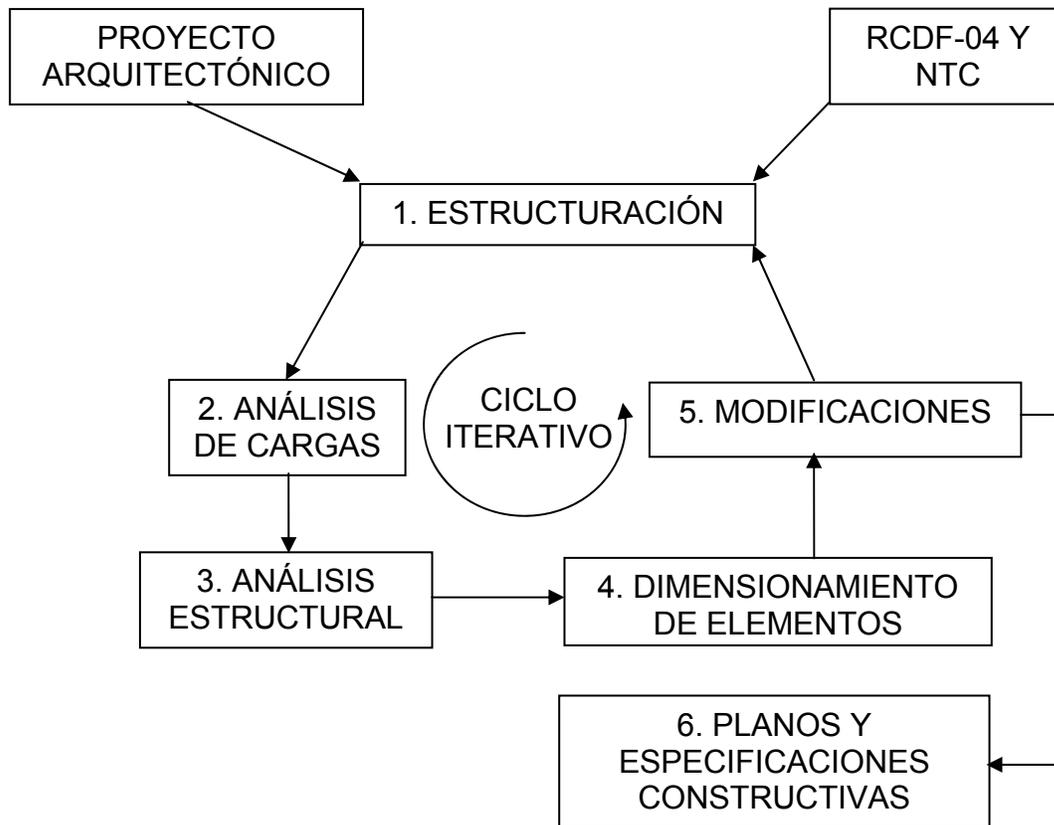


Figura 4.16. Etapas del proceso de diseño en ciclos iterativos que convergen a la solución óptima (49)

De acuerdo con el RCDF-04 y sus NTCCADEE, se diseñan las estructuras y sus elementos componentes para cumplir con el criterio de estados límite. A la letra la NTCCADEE señala que “Para fines de aplicación de las normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determinan el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con los artículos 148 y 149 del RCDF-04, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.”

Adicionalmente, se establece en las NTCCADEE que “se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 2.3 (4.3 de esta tesis) y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en la sección 3.4 (final de la 4.4 de esta tesis)”. Cabe señalar que lo descrito en este párrafo corresponde con la ecuación (3.1) presentada en el capítulo tres.

Para fines de esta tesis, el diseño detallado se inicia con una propuesta de predimensionamiento de los elementos estructurales proporcionando las medidas brutas,  $b$  y  $h$ , de las secciones transversales tanto de vigas como de columnas. En seguida, se encarga al programa ECO la labor de determinar las cantidades de acero de refuerzo longitudinal y transversal para alcanzar las resistencias que cumplan con lo descrito en el párrafo anterior, además de lograr un comportamiento dúctil de la estructura, considerando el efecto P-Delta y la interacción suelo estructura.

Similarmente, el ECO ejecuta el cálculo de los desplazamientos laterales de los pisos, a partir de los cuales se puede verificar el estado límite de servicio de desplazamientos relativos de entrepiso. Al respecto, en la sección A.4 del apéndice A de la NTCDS se señala que “para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas (según la sección 4.3.3 de esta tesis) y multiplicadas por el factor  $Q'R/7$ , no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de  $Q'$  y  $R$  se calcularán para el periodo fundamental de la estructura”. Lo descrito en este párrafo se puede expresar matemáticamente de la forma siguiente

$$\Delta \left( \frac{Q' R}{7} \right) \leq 0.002 h \quad (4.17)$$

$$\Delta \left( \frac{Q' R}{7} \right) \leq 0.004 h \quad (4.18)$$

donde  $\Delta$  es el desplazamiento relativo de entrepiso, es decir la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, y  $h$  la diferencia de elevaciones correspondientes.

Resulta evidente señalar que en esta tesis se busca cumplir escrupulosamente con la condición de la ecuación (4.18), en el entendido que los muros de mampostería se especifican como “desligados” de los marcos de concreto reforzado para evitar su interacción y no incurrir así en la condición de piso suave en planta baja. Sin

embargo, posteriormente (ver capítulo 5) se ligan de manera intencional los muros a los marcos de concreto reforzado para estudiar dicha condición del piso suave, sobre todo cuando los edificios incursionan en el intervalo de comportamiento no lineal, bajo la acción de sismos de alta intensidad.

Después de múltiples modificaciones en las dimensiones de las secciones transversales de vigas y columnas, se logran refinar dichas medidas hasta el punto de conseguir que casi todos los entrepisos cumplan con lo especificado en la ecuación (4.18). A continuación se muestran en las tablas 4.5, 4.6 y 4.7 los diseños definitivos para las secciones de los tres edificios en estudio.

TABLA 4.5 Secciones definitivas y desplazamientos relativos.

EDIFICIO DE 7 NIVELES						
MARCOS DÚCTILES Sin muros de concreto Porcentajes de acero en columnas de 1% a 1.84% Secciones reducidas al mínimo.				$T_x$	$T_y$	$T_a$
				1.018	0.927	1.305
				$Q'_x$	$Q'_y$	$R_x$
				4.415	3.778	2.048
Nivel	Entrepiso	Columnas cuadradas	Vigas rectangulares	$\Delta\delta_x =$		$\Delta\delta_y =$
7			0.30 x 0.30			
6	6a7	0.32 x 0.32	0.30 x 0.30	0.647	0.837	
5	5a6	0.32 x 0.32	0.30 x 0.38	0.874	1.076	
4	4a5	0.38 x 0.38	0.30 x 0.38	0.879	1.062	
3	3a4	0.42 x 0.42	0.30 x 0.39	0.887	1.046	
2	2a3	0.44 x 0.44	0.30 x 0.40	0.910	1.060	
1	1a2	0.44 x 0.44	0.30 x 0.40	0.911	1.068	
	PB a 1	0.44 x 0.44		0.614	0.800	
CIMENTACION SOMERA Desplante de cimentación a 4 m D = 4 m dx = 18 m dy = 9 m Xcg = 9 m Ycg = 4.5 m				$\Delta\delta$ permisible		
				h	x	y
				300	0.929	1.077
				300	0.929	1.077
				(Te/Ts)(Hs/He)		
				dir x		dir y
				1.291		1.177
				MAMPOSTERÍA DESLIGADA		

En las tablas 4.5, 4.6 y 4.7, las dimensiones de columnas y de vigas se expresan en metros, mientras que los desplazamientos relativos de entrepiso, tanto calculados como permisibles (ecuación 4.18), lo están en centímetros. Se señala también si el diseño es dúctil, si se incluyen o no muros de concreto, y el grado de reducción que se logra en las columnas, así como el intervalo en el que se localiza el porcentaje de acero para las mismas. Los periodos se expresan en segundos y se revisa con la ecuación (4.4) la necesidad de considerar o no la interacción suelo estructura.

TABLA 4.6 Secciones definitivas y desplazamientos relativos.

EDIFICIO DE 14 NIVELES						
MARCOS DÚCTILES Sin muros de concreto Porcentaje de acero variando en columnas de 1.0 % a 3.0 % Secciones reducidas moderadas				$T_x$	$T_y$	$T_a$
				1.369	1.272	1.305
				$Q'_x$	$Q'_y$	$R_x$
				4.695	3.5	2.000
Nivel	Entrepiso	Columnas cuadradas	Vigas rectangulares	$\Delta\delta$		
				x =	y =	
14			0.38 x 0.52			
13	13a14	0.33 x 0.33	0.38 x 0.52	0.707	1.200	
12	12a13	0.45 x 0.45	0.38 x 0.52	0.740	1.198	
11	11a12	0.52 x 0.52	0.38 x 0.62	0.751	1.198	
10	10a11	0.57 x 0.57	0.38 x 0.62	0.742	1.181	
9	9a10	0.61 x 0.61	0.38 x 0.68	0.753	1.187	
8	8a9	0.64 x 0.64	0.38 x 0.68	0.763	1.189	
7	7a8	0.70 x 0.70	0.40 x 0.68	0.774	1.190	
6	6a7	0.77 x 0.77	0.40 x 0.72	0.779	1.192	
5	5a6	0.78 x 0.78	0.40 x 0.72	0.788	1.195	
4	4a5	0.78 x 0.78	0.40 x 0.72	0.795	1.186	
3	3a4	0.83 x 0.83	0.40 x 0.71	0.803	1.182	
2	2a3	0.85 x 0.85	0.40 x 0.71	0.810	1.187	
1	1a2	0.86 x 0.86	0.40 x 0.71	0.801	1.191	
	PB a 1	0.86 x 0.86		0.726	1.240	
CIMENTACION MIXTA				$\Delta\delta$ permisible		
SOMERA		PILOTES DE FRICCIÓN		h	x	y
D = 5 m		d = 0.40 m		300	0.895	1.197
dx = 49 m		Lg = 10 m		400	1.193	1.596
dy = 20 m				(Te/Ts)(Hs/He)		
Xcg = 24.5 m				dir x	dir y	
Ycg = 10 m				0.888	0.819	
				MAMPOSTERÍA DESLIGADA		

En las tablas 4.5, 4.6, y 4.7, D representa la profundidad de desplante de la cimentación somera, dx y dy son las dimensiones en planta de la misma, mientras que Xcg y Ycg con las coordenadas centroidales de la superficie de desplante donde el ECO coloca los resortes representativos de las rigideces vertical y horizontal del suelo, que se involucran en el análisis de la interacción suelo-estructura; Lg es la longitud de los pilotes de fricción y d es el diámetro de los mismos. Cabe recordar que se coloca un pilote debajo de cada columna del edificio.

TABLA 4.7 Secciones definitivas y desplazamientos relativos.

EDIFICIO DE 21 NIVELES						
MARCOS DÚCTILES				$T_x$	$T_y$	$T_a$
<b>Con muros de concreto e=17cm y e=20 cm</b> Porcentajes de cero en en columnas de 3.1% a 5.89% Secciones reducidas al mínimo				1.526	1.638	1.305
				$Q'_x$	$Q'_y$	$R_x$
				4.293	3.82	2.000
Nivel	Entrepiso	Columnas cuadradas	Vigas rectangulares	$\Delta\delta x =$	$\Delta\delta y =$	
21			0.35 x 0.36			
20	20a21	0.40 x 0.40	0.35 x 0.40	0.723	1.149	
19	19a20	0.42 x 0.42	0.35 x 0.42	0.736	1.161	
18	18a19	0.44 x 0.44	0.35 x 0.48	0.748	1.173	
17	17a18	0.48 x 0.48	0.35 x 0.48	0.757	1.180	
16	16a17	0.50 x 0.50	0.35 x 0.48	0.764	1.185	
15	15a16	0.52 x 0.52	0.35 x 0.54	0.786	1.186	
14	14a15	0.54 x 0.54	0.35 x 0.54	0.770	1.185	
13	13a14	0.58 x 0.58	0.35 x 0.54	0.764	1.174	
12	12a13	0.58 x 0.58	0.35 x 0.58	0.759	1.165	
11	11a12	0.60 X 0.60	0.35 x 0.58	0.749	1.150	
10	10a11	0.62 x 0.62	0.35 x 0.58	0.732	1.123	
9	9a10	0.64 x 0.64	0.35 x 0.62	0.713	1.096	
8	8a9	0.64 x 0.64	0.35 x 0.62	0.692	1.065	
7	7a8	0.66 x 0.66	0.35 x 0.62	0.659	1.018	
6	6a7	0.68 x 0.68	0.35 x 0.64	0.628	0.974	
5	5a6	0.70 X 0.70	0.35 x 0.64	0.592	0.923	
4	4a5	0.72 x 0.72	0.35 x 0.64	0.545	0.857	
3	3a4	0.74 x 0.74	0.35 x 0.64	0.501	0.795	
2	2a3	0.78 x 0.78	0.35 x 0.64	0.444	0.717	
1	1a2	0.80 x 0.80	0.35 x 0.64	0.388	0.637	
	PB a 1	0.86 x 0.86		0.413	0.725	
CIMENTACION MIXTA				$\Delta\delta$ permisible		
SOMERA		PILOTES DE FRICCIÓN		h	x	y
D = 15 m		d = 0.40 m		325	1.060	1.191
dx = 72 m		Lg = 20 m		450	1.468	1.649
dy = 36 m				(Te/Ts)(Hs/He)		
Xcg = 36 m				dir x		dir y
Ycg = 18 m				0.604		0.643
				MAMPOSTERÍA DESLIGADA		

Una vez definidas las dimensiones de los elementos estructurales que aportan suficiente rigidez lateral al edificio para mantener los desplazamientos relativos de entrepiso dentro de los límites que establece la ecuación (4.18), el ECO ejecuta el cálculo de las cantidades de acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal de acuerdo con las NTCDCEC (44) y de acuerdo con los criterios para el diseño dúctil

de las mismas normas. A continuación, en la figura 4.17 se presenta una pequeña muestra gráfica, correspondiente a vigas del edificio de 7 niveles, de las cantidades de acero calculadas por el ECO.

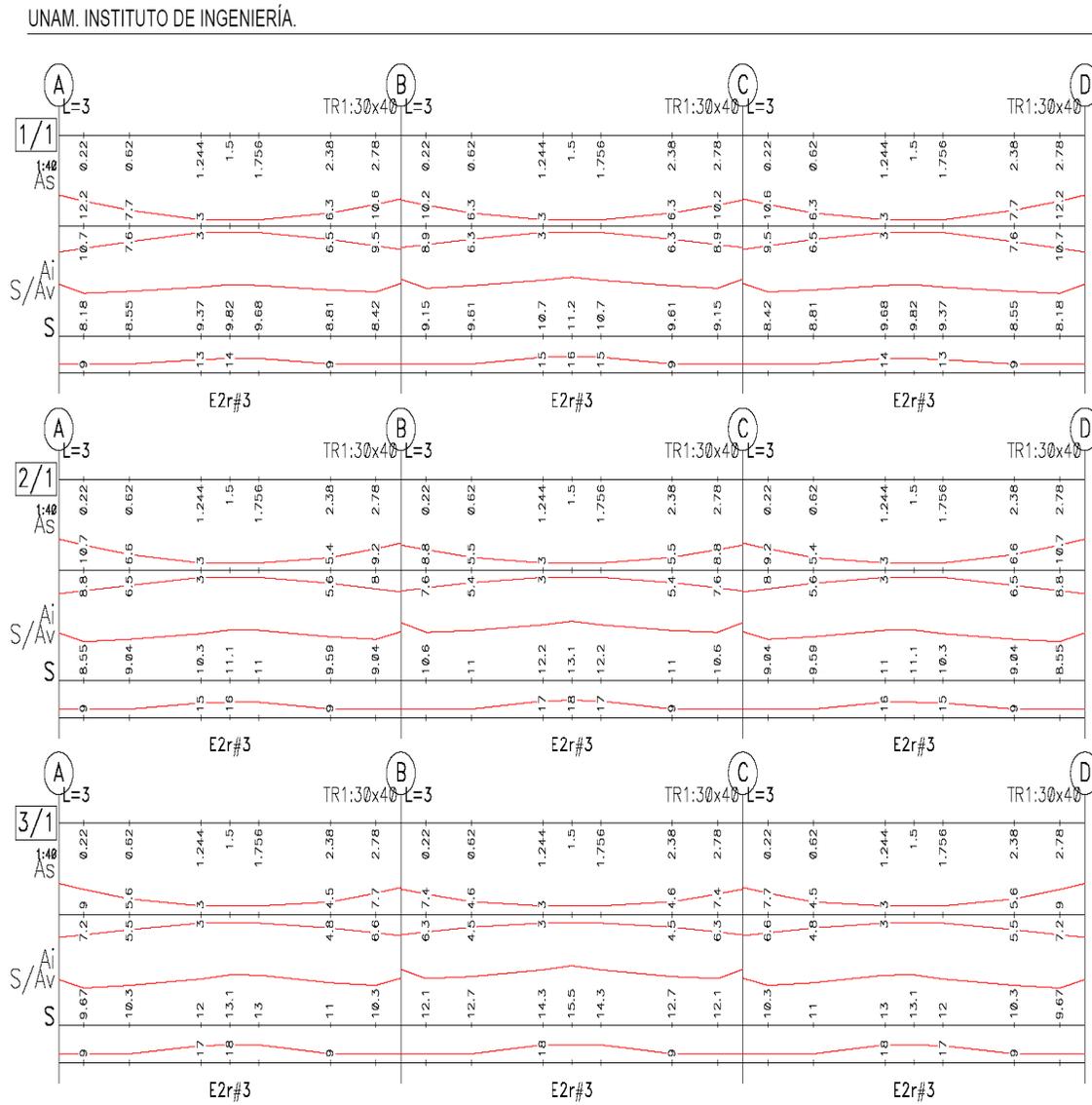


Figura 4.17. Aceros de refuerzo para algunas vigas del eje 1 en el edificio de 7 niveles.

Para más claridad se presenta a continuación el tramo de la viga 1/1 entre los ejes A y B.

UNAM. INSTITUTO DE INGENIERÍA.

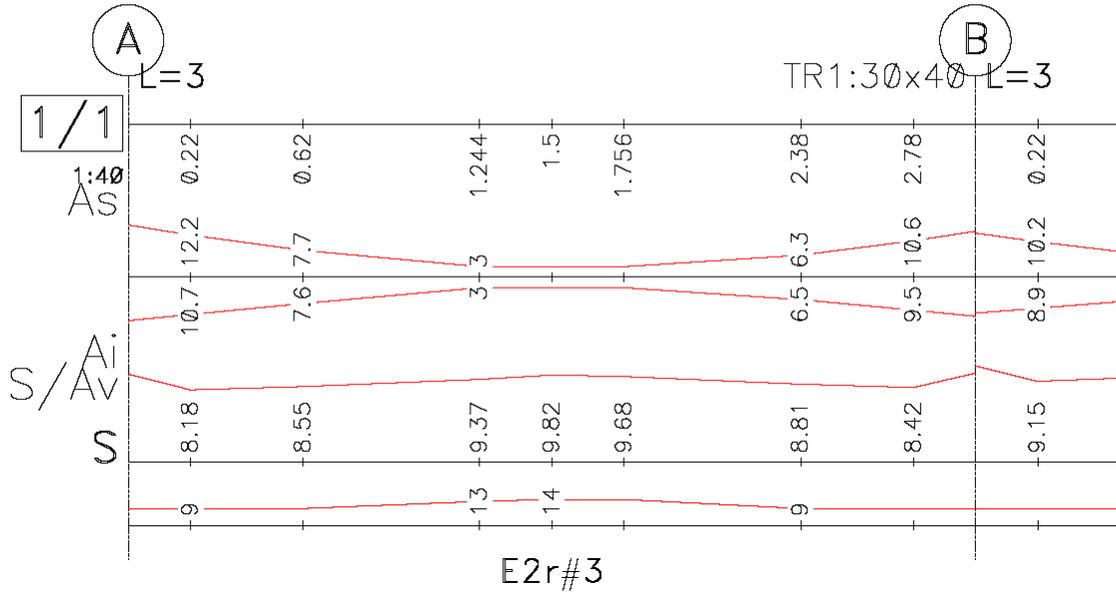


Figura 4.18. Detalle de aceros de refuerzo para el tramo A-B de la viga del eje 1 del primer nivel en el edificio de 7 niveles.

En la figura 4.18 se identifican las cantidades de acero longitudinal tanto en lecho inferior, Ai, como en lecho superior, As, indicando el área en centímetros cuadrados para diferentes secciones transversales a lo largo de la viga. El símbolo L=3 significa la longitud de la viga, entre los ejes A y B, en metros; mientras que la clave TR1:30x40 se refiere a las características geométricas de esa viga, cuyo ancho es de 30 cm y altura de 40 cm. En la tercera línea se presenta la separación S calculada para los estribos de 2 ramas con varilla del número 3, así como la relación entre la separación S y el área transversal Av del refuerzo por tensión diagonal, comprendido en una distancia S.

Como ejemplo, se indica en la Figura 4.18, que en la sección a 0.62 m de distancia del eje A se requieren 7.7 cm<sup>2</sup> de acero longitudinal en lecho superior y 7.6 cm<sup>2</sup> de acero longitudinal en lecho inferior. Para los estribos se emplea varilla del número 3, colocada en anillos de dos ramas con una separación de 9 cm. La relación S/Ai, en esta sección tiene un valor de 8.55.

La figura 4.19 muestra las columnas y su posición en planta, para el edificio de 7 niveles, indicando en cada columna las características de los armados longitudinal y transversal que la refuerzan.

Nivel 1

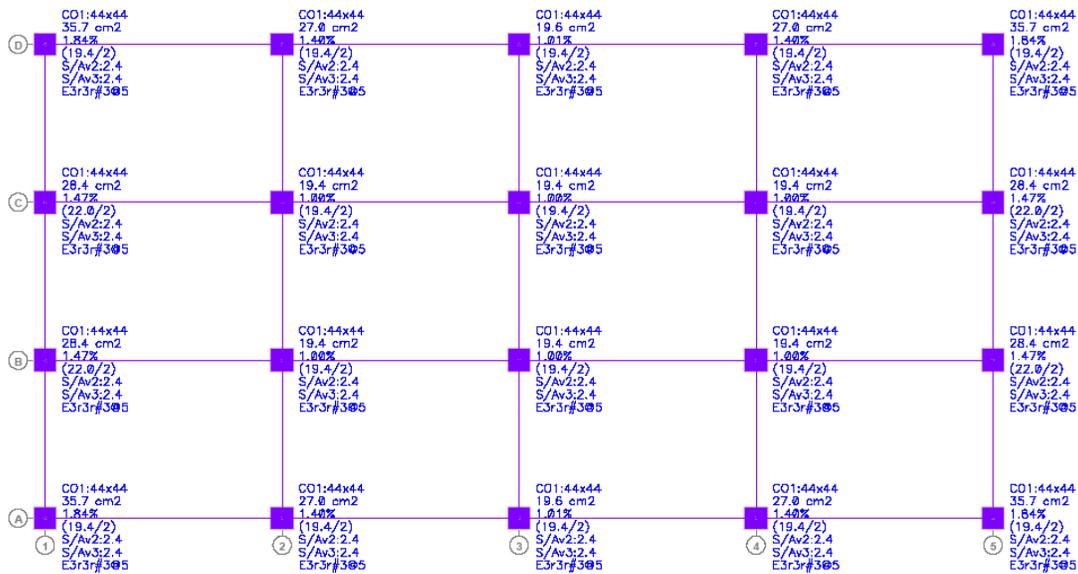


Figura 4.19. Distribución de columnas en planta indicando armados para refuerzo longitudinal y transversal en el edificio de 7 niveles (similarmente para los edificios de 14 y 21 niveles).

Para mayor claridad se presenta a continuación, en la figura 4.19, el tablero de esquina delimitado por los ejes D-C Y 1-2. Aquí se indica con la clave CO1:44x44 las características geométricas de la columna que implican una sección transversal cuadrada de 44 cm por lado. Se especifica la cantidad de área de acero de refuerzo longitudinal en centímetros cuadrados y el porcentaje que representa esta área respecto del área bruta de la sección. Para el acero de refuerzo transversal se señala el número de varilla empleada, las ramas que conforman el estribo en cada dirección ortogonal y la separación que debe existir entre estribos consecutivos.

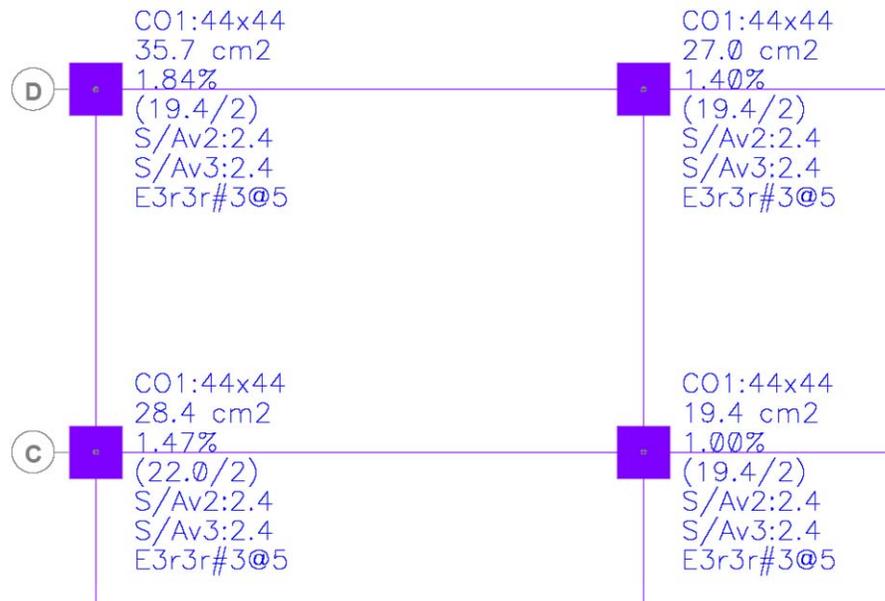


Figura 4.19. Características detalladas de los aceros de refuerzo longitudinal y transversal en algunas columnas del nivel 1 del edificio de 7 niveles.

#### 4.6 CONCLUSIÓN DEL CAPÍTULO.

Al finalizar el diseño convencional elástico lineal de los edificios tipo de 7, 14 y 21 niveles, se observa que después de varias alternativas de diseño para el edificio de 21 pisos, los desplazamientos laterales relativos de entrepiso solo se logran sujetar a la condición reglamentaria que establece la ecuación (4.18) si se sigue alguno de los dos caminos siguientes:

- Proporcionar secciones transversales muy robustas en columnas de planta baja con dimensiones grandes del orden de 1.40 m por 1.40 m .
- Proporcionar secciones transversales más esbeltas en columnas de planta baja, del orden de 0.86 m por 0.86 m, pero colocando adicionalmente muros de cortante de concreto reforzado, de 0.17 m y 0.20 m de espesor.

Se ha juzgado que cualquiera de estas dos soluciones rompe necesariamente con la condición para que se presente el piso suave en planta baja, por lo que se da por entendido que el diseño con apego al RCDF-04 y sus NTC en el intervalo alrededor de los 20 niveles, y más, siempre se resolverá incorporando muros de cortante de concreto reforzado, los cuales por definición deben construirse desde la cimentación. Esto implica que en la planta baja deje de existir la discontinuidad abrupta de resistencia y rigidez que es condición sine qua non, para la aparición del piso suave.

En consecuencia en el resto de la tesis la investigación se enfoca solamente a los edificios de 7 y 14 niveles.

Durante los movimientos fuertes del terreno los miembros de las estructuras de concreto reforzado experimentan deformaciones cíclicas y sufren daño permanente.

WANG Y SHAH

El deterioro de los elementos, debido a la acción de cargas cíclicas, se manifiesta como una disminución de la rigidez y de la capacidad resistente del elemento, apreciándose una progresiva formación de articulación plástica en los extremos del elemento.

D. CAMPOS-ARIAS Y L. ESTEVA.

## **CAPÍTULO 5 ANÁLISIS NO LINEAL DETALLADO.**

En esta etapa de la tesis se describen detalladamente las actividades que hay que realizar para investigar las características del comportamiento inelástico de los edificios de 7 y 14 niveles en estudio. El desempeño que aquí interesa estudiar es el de la respuesta estructural en la cercanía al colapso (llamada seguridad de vida por el Comité Visión 2000; 15) frente a la acción de sismos de alta intensidad. Se busca generar información, necesaria y suficiente, relativa a dicho desempeño para ser tratada posteriormente (capítulo 6) con las técnicas estadístico-probabilísticas de la confiabilidad.

El acercamiento al colapso de una estructura, provocado por un sismo intenso, implica necesariamente su incursión en el intervalo de comportamiento no lineal, bajo ciclos de carga y descarga. El comportamiento no lineal, por lo general, ocurre debido a la pérdida de rigidez y resistencia de las estructuras como consecuencia de la progresiva formación de articulaciones plásticas en sus elementos estructurales. La formación de primeras articulaciones plásticas provoca la redistribución de fuerzas internas en el sistema, y su incremento en magnitud, que causa que nuevas secciones se plastifiquen, acercando cada vez más a la estructura a una condición de inestabilidad. Se interpreta la plastificación de una sección en un elemento estructural como daño del mismo, que acumulado al daño de otras secciones llevan a la estructura a la situación de inminente colapso.

No interesa en esta tesis la cuantificación del daño estructural detallado, ni el seguimiento de la formación de articulaciones plásticas que llevan a la inestabilidad del sistema. Más bien, se desea cuantificar de manera simplificada el daño global de una estructura a partir de condiciones iniciales y finales de su rigidez, según quedó establecido en la ecuación (3.8) de la sección 3.2, en el capítulo 3 de este documento. Interesa, así mismo, cuantificar ese daño global para una muestra representativa de 40 edificios, generados mediante simulación por el Método de Montecarlo a partir del edificio de propiedades nominales. La determinación de las rigideces inicial y final se logra por medio de los análisis push over y paso a paso

descritos en la misma sección 3.2 del capítulo 3, cuyos resultados se expresan mediante las gráficas (ver figuras 3.4 y 3.7) que relacionan los desplazamientos en la azotea con la fuerza cortante en la base.

Se ha dicho anteriormente (al inicio del capítulo 3), que los análisis push over y paso a paso se ejecutan empleando los programas DEIH y DEIHINTER, los cuales incorporan el modelo de degradación de elementos de Campos y Esteva (31); por ello conviene aquí hacer breve referencia a los fundamentos de dicho modelo. Al respecto, “este modelo considera el deterioro de rigidez y resistencia con base en un índice de daño,  $\varepsilon$ , que a su vez depende de la acumulación de amplitudes en curvatura o rotación alcanzadas en cada ciclo de carga para el elemento en cuestión. Las amplitudes acumuladas se toman en cuenta con un parámetro de daño acumulado,  $D$ . Los parámetros  $\varepsilon$  y  $D$  se expresan matemáticamente de la forma siguiente:

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{\theta_i}{\theta_F} \quad (5.1)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (5.2)$$

donde,  $\alpha$  es una constante de ajuste igual a 0.0671 y  $\varepsilon$  toma valores en el intervalo de 0 a 1;  $\theta_i$  es la rotación plástica máxima en la estructura en el ciclo  $i$  y  $\theta_F$  es la rotación plástica de falla” (30).

En la ecuación (5.2) se observa que el elemento estructural no alcanza la falla cuando  $D=1$ , pudiendo el elemento soportar aún más daño, el cual se incrementa de acuerdo con la ecuación (5.1). El efecto del daño en el comportamiento que el elemento presenta bajo carga cíclica se introduce como una disminución en su capacidad de carga a la fluencia. Esta reducción se define como:

$$F_D(\theta_i) = F(\theta_i)(1 - \varepsilon) \quad (5.3)$$

donde  $F(\theta_i)$  es la carga correspondiente a la rotación  $\theta_i$  en la curva primaria de la relación momento-rotación plástica.

En la figura 5.1, de la página siguiente, se muestra el modelo de comportamiento histerético utilizado, el cual corresponde a un diagrama momento-rotación plástica, que a su vez se obtiene de una curva envolvente que relaciona el momento y la curvatura, dada una carga monotónica creciente.

En el desarrollo del modelo se supone que el diagrama momento-curvatura se caracteriza por una función bilineal, donde aparecen solamente los puntos de fluencia, punto A, y de falla, punto B, es decir, el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta, ya que se considera que el daño en el intervalo lineal de

deformación es nulo. De esta forma, es fácil pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento-rotación plástica si se utilizan las siguientes relaciones:

$$\theta = l_p(\phi - \phi_y), \quad \text{para } \phi_y \leq \phi < \phi_F \quad (5.4)$$

$$\theta_F = l_p(\phi_F - \phi_y) \quad (5.5)$$

Aquí,  $\theta$  es la rotación plástica;  $\theta_F$  es la rotación asociada la falla;  $l_p$  es la longitud de articulación plástica que se considera constante, y  $\phi_y$ ,  $\phi$  y  $\phi_F$  son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente.

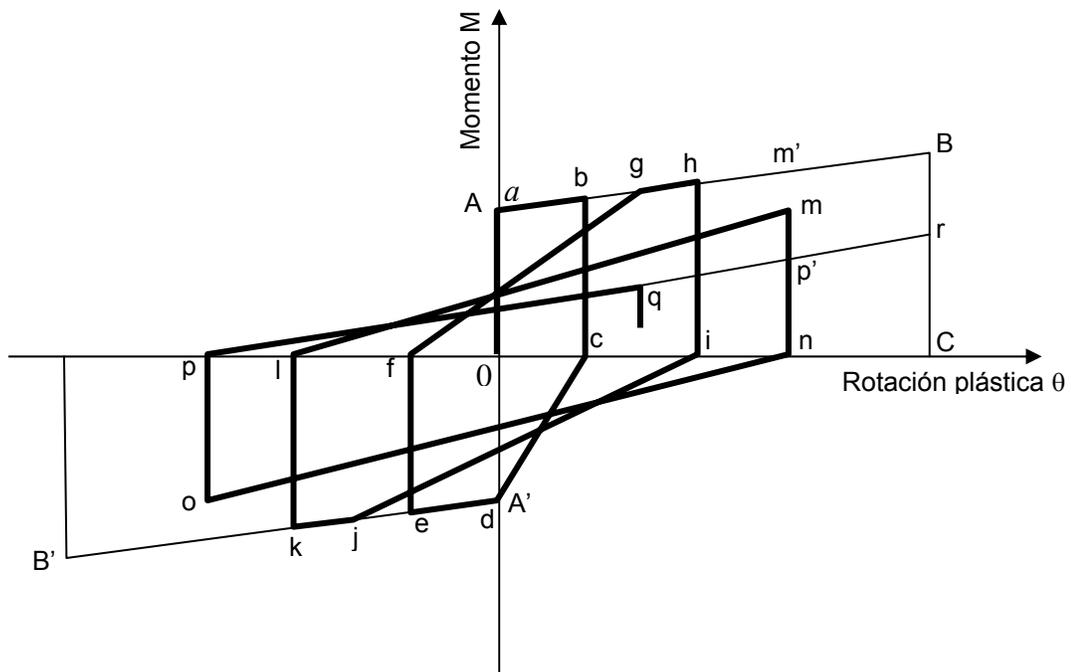


Figura 5.1 Modelo de comportamiento histerético de Campos y Esteva (31)

Expuesto lo anterior, que permite recordar algunos conceptos del análisis no lineal de las estructuras, se procede a describir cada una de las actividades de esta etapa de la investigación.

## 5.1 MODELO PLANO DE MARCOS

Se estableció en el capítulo 3 que los programas SIMESTRU, para la simulación de estructuras, y DRAIN 2D, para el análisis no lineal, sólo pueden aplicarse sobre estructuras modeladas como marcos planos. Por ello, a continuación se presentan los modelos planos considerados para los edificios de 7 y 14 niveles, los cuales se conforman tomando marcos en la dirección corta de los edificios originales en 3D diseñados con el programa ECO (ver capítulo 4).

### 5.1.1 Edificio de 7 niveles.

En virtud de la simetría en planta del modelo tridimensional, se opta por considerar en el modelo plano equivalente solamente algunos de los marcos que trabajan en la dirección corta, que es la dirección crítica del edificio. En el caso del edificio de 7 niveles se modela en el plano la acción conjunta de dos ejes de marcos completos y un tercio del eje central, según se muestra en la planta de la figura 5.2, siguiente.

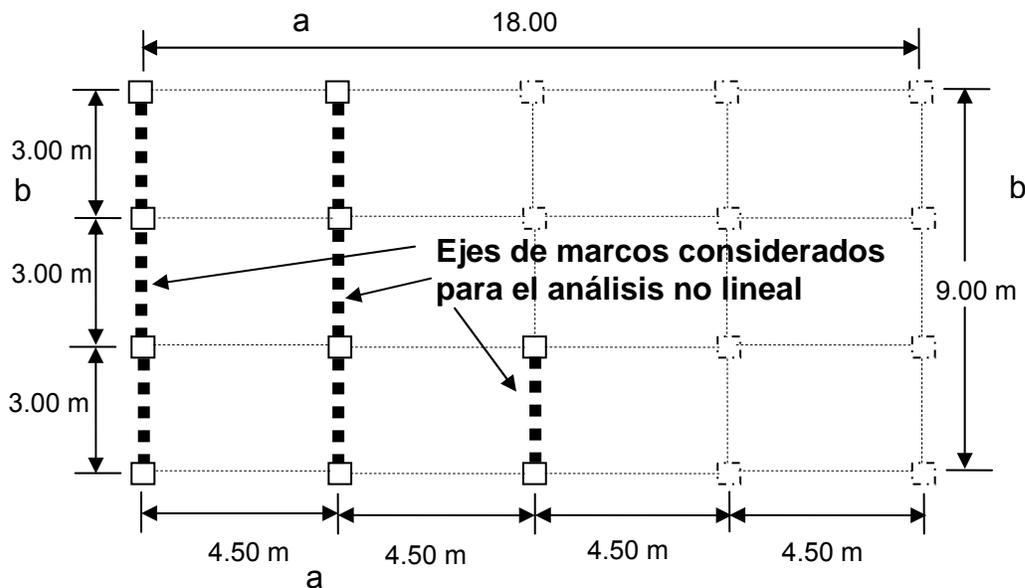


Figura 5.2 Se muestran los marcos empleados para construir la estructura plana de 7 niveles que se trabaja con el SIMESTRU y el DRAIN 2.

Una vez elegidos los marcos para realizar el modelo plano equivalente, se colocan estos uno a continuación de otro, conectándolos en todos los niveles con una viga corta de acoplamiento, articulada en sus extremos, de rigidez axial elevada. Con esto se consigue que los marcos planos alineados trabajen en conjunto, tal como lo

hacían en el modelo tridimensional. La rigidez axial elevada y la condición biarticulada de las vigas de acoplamiento pretenden asegurar la transmisión de las fuerzas laterales equivalentes sin introducir efectos flexionantes (inexistentes en el modelo original 3D) en los puntos de conexión entre los marcos y estas vigas. Cabe enfatizar que el modelo plano equivalente posee las mismas características geométricas y de diseño, obtenidas con el programa ECO para el caso en que los muros de mampostería están desligados de la estructura; es decir, mismas dimensiones de columnas, vigas, anchos de crujías, alturas de entrepiso, porcentajes de acero longitudinal y porcentajes de acero transversal.

En la figura 5.3 que se muestra a continuación se observa la forma que asume el modelo plano equivalente para el edificio de 7 niveles, donde se aprecian las vigas de acoplamiento con línea muy gruesa y longitud corta, enfatizándose así su elevada rigidez axial comparada con la de las vigas del sistema.

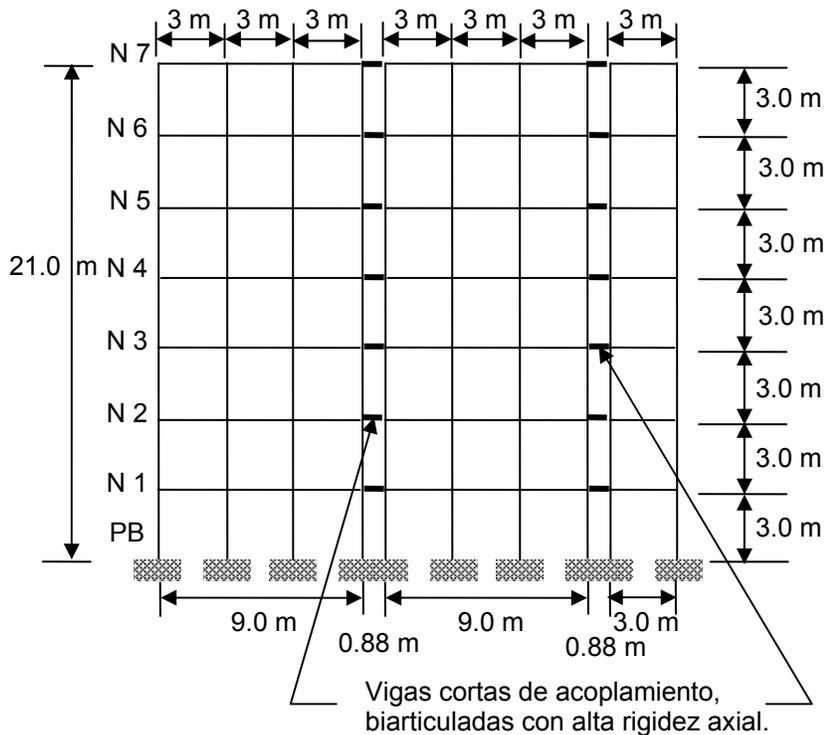


Figura 5.3 Modelo plano equivalente para el edificio de 7 niveles

### 5.1.2 Edificio de 14 niveles.

Debido a limitaciones en cuanto al tamaño de estructura (número de nudos y número de barras) que pueden procesar tanto el programa SIMESTRU como el programa

DRAIN 2D, se conforma el modelo plano equivalente correspondiente al edificio de 14 niveles tomando únicamente el marco de cuatro crujeas que define el eje central, en la dirección corta, del edificio visto en planta según las figura 4.6 y 4.7, del capítulo 4. Al igual que en el edificio de 7 niveles, cabe enfatizar que el modelo plano equivalente del edificio de 14 niveles posee las mismas características geométricas y de diseño, obtenidas con el programa ECO para el caso en que los muros de mampostería están desligados de la estructura; es decir, mismas dimensiones de columnas, vigas, anchos de crujeas, alturas de entrepiso, porcentajes de acero longitudinal y porcentajes de acero transversal. La figura 5.4 que aparece más adelante muestra el modelo en cuestión.

Conviene aclarar que se hicieron diversos intentos de acoplar dos y hasta tres marcos de la misma forma que se hizo para el edificio de 7 niveles, pero el programa SIMESTRU siempre se interrumpía, concluyéndose, después de consultas con otros compañeros usuarios del mismo, que dicho programa tiene limitaciones en cuanto al número de barras (200, según se investigó) que puede conformar un modelo para ser eficientemente procesado.

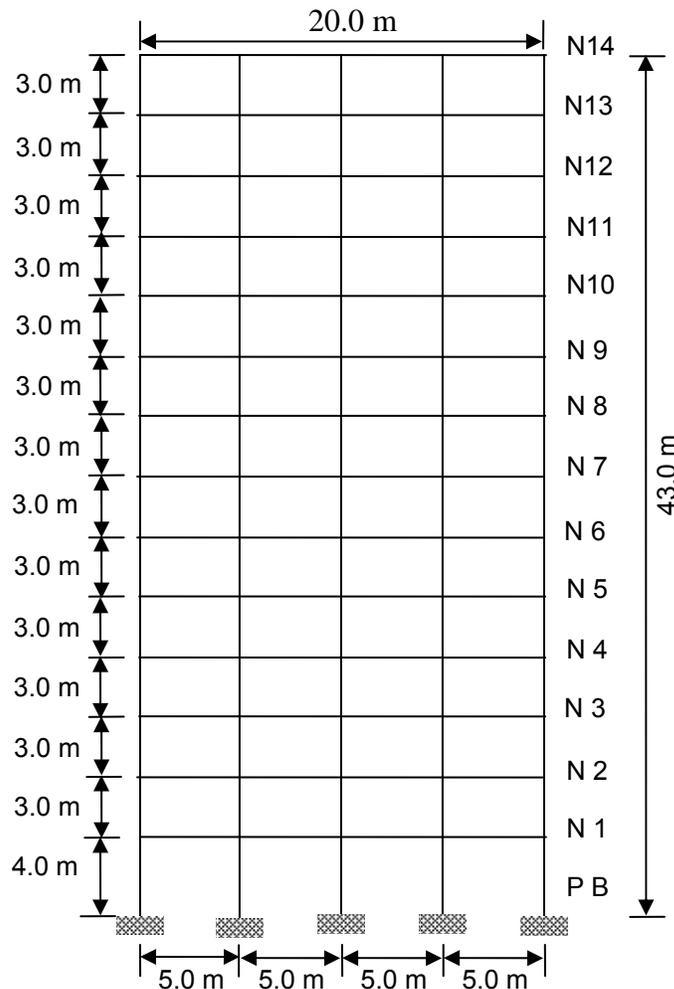


Figura 5.4 Modelo plano equivalente para el edificio de 14 niveles

## 5.2 SIMULACIÓN DE 40 EDIFICIOS

Alimentando el programa de simulación SIMESTRU, desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (29), con la información de los modelos planos con propiedades nominales antes descritos, se generan 40 modelos con propiedades simuladas y un modelo con propiedades medias, los cuales se emplean posteriormente para realizar los análisis no lineales del empuje lateral y el paso a paso. El programa SIMESTRU opera bajo los criterios de la simulación de Monte Carlo (ver capítulo 2, sección 2.2.2) y considera incertidumbres que se pueden dividir en dos grupos: las asociadas a las propiedades mecánicas de la estructura y las relacionadas con la excitación externa.

Dentro de las incertidumbres asociadas a las propiedades estructurales se encuentran:

- Incertidumbres en la intensidad de la carga viva.
- La variación en la intensidad de las cargas muertas.
- Incertidumbre en características geométricas de elementos estructurales de concreto reforzado.
- Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto en la estructura.
- Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto.
- Incertidumbre en el módulo tangente del concreto.
- Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero de refuerzo.
- Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal.

La descripción e investigación detallada de esta serie de incertidumbres se encuentra en trabajos precedentes de Esteva y Díaz (50) y de Ismael (51)

La operatividad del SIMESTRU requiere que la masa asociada a cada nivel en el modelo plano se tome igual a la masa correspondiente al edificio original en 3D en el mismo nivel, dividida entre el número de marcos en dirección perpendicular a la de estudio. Por otro lado, las descargas gravitacionales en columnas se generan a partir de las áreas tributarias que se forman por una rotación de 90° del modelo plano equivalente desde su extremo izquierdo. Esta rotación reconstruye una estructura virtual en 3D y genera tableros que sirven de base para calcular las áreas tributarias y las consecuentes descargas gravitacionales a las columnas.

Cabe mencionar que el programa SIMESTRU requiere esencialmente ser alimentado con las dimensiones de las secciones transversales tanto de vigas como de columnas; con las distancias entre columnas; con las alturas de entrepiso; con el espesor de losa; con las áreas de acero longitudinal en cinco zonas a lo largo de los elementos; con las áreas de acero transversal en cinco zonas a lo largo de los elementos; con las longitudes de zonas rígidas; con el ancho efectivo de masa; con la resistencia de diseño del concreto; con la carga muerta nominal y con la carga viva media actuante (52).

Usando algunas rutinas sencillas para el ordenamiento de datos, desarrolladas por Rangel en lenguaje Fortran (34), y algunos macros en Excel, se generan archivos electrónicos que cumplen con los requerimientos del SIMESTRU para poder ejecutar su trabajo. Los Archivos de entrada que lee el SIMESTRU para un edificio de N niveles se nombran como sigue: \*.COL, \*.TRA, \*.DAT, SIMEST.DAT, MANDER.DAT, SISMOS.DAT, donde el asterisco se remplaza por una clave de identificación no mayor a 8 caracteres. El archivo ejecutable lleva por nombre SIMESTRUEIH.EXE. Para el caso específico del edificio de 7 niveles los archivos de entrada se denominan, 7NISES.DAT, 7NCSM.COL y 7NVSM.TRA; en tanto que para el edificio de 14 niveles los archivos se llaman, 14NISESB.DAT, 14NCOSB.COL y 14NVISB.TRA.

A continuación se ilustra, para el caso del edificio de 7 niveles, el orden en que se alimenta la información de la estructura al SIMESTRU por vía del archivo 7NISE.DAT.

```
title: Edif_7_N_ISE
Npisos= 7
Hpisos= 300.0
Hpisos= 300.0
Ncrujias= 9
anchoCrujia1= 300.0
anchoCrujia2= 300.0
anchoCrujia3= 300.0
anchoCrujia4= 88.0
anchoCrujia5= 300.0
anchoCrujia6= 300.0
anchoCrujia7= 300.0
anchoCrujia8= 88.0
anchoCrujia9= 300.0
cargaVivaMedia= 7.51e-03
cargaMuertaNominalLosaporCM2= 0.0602
espesorDeLosa= 10.0
anchoEfectivoMasa= 355.887
MARCO_INTERIOR= 1
fc= 250.0
archDatosCol= 7NCSM.Col
archDatosTra= 7NVSM.Tra
```

Lo anterior se realiza para cada uno de los edificios de 7 y de 14 niveles sin incluir las DIAGONALES EQUIVALENTES, las cuales se incorporan al modelo hasta la etapa del análisis no lineal que se efectúa con el DRAIN 2D. Es decir que la simulación se lleva a cabo solamente con los marcos planos en virtud que el programa SIMESTRU no cuenta con rutinas para manejar diagonales. También se debe aclarar que el programa SIMESTRU tiene la limitación de considerar el confinamiento del concreto a través de estribos de 2 ramas con varilla del número 3, lo cual obligó a realizar la correspondiente transformación en la separación de

estribos de acuerdo a lo establecido por Mander, Priestley y Park (53), ya que el diseño ejecutado por el ECOgcW proporciona armados con 3 y hasta 4 ramas. Los resultados del SIMESTRU se almacenan en archivos con nombre y extensiones adecuados para ser leídos por el programa DRAIN 2D.

Mención especial requieren los archivos SISMOS.DAT y SIMEST.DAT. En el primero se deben colocar los nombres de los archivos que contengan los datos de los acelerogramas representativos de los sismos contra los que se probará el comportamiento de cada uno de los edificios simulados por SIMESTRU. La ejecución del SIMESTRU requiere que el archivo SISMOS.DAT vaya acompañado de todos y cada uno de los archivos conteniendo la información de los sismos a emplear en el análisis no lineal paso a paso que se realiza posteriormente con el programa DRAIN 2D. Enseguida se muestra un fragmento de este archivo en el que se enlistan los nombres de algunos de los sismos a utilizar.

```
SIS01.DAT  
SIS02.DAT  
SIS03.DAT  
SIS04.DAT  
SIS05.DAT  
SIS06.DAT  
SIS07.DAT  
SIS08.DAT  
SIS09.DAT  
SIS10.DAT
```

En el archivo SIMEST.DAT se coloca la información más general relativa al número de simulaciones a realizar, así como los nombres de los archivos generales de entrada y de salida del programa. A continuación se muestran las líneas de este archivo.

```
NoDeEdificiosAsimular= 40  
archDatosGenerales= 7NISES.dat  
nombreClaveArchSimulados= 7NISES  
archDeNombresDeAcelerogramas= sismos.dat  
archSalidaDePeriodos= 7NISES.T
```

Para la construcción de los archivos con la información de columnas y trabes, que en el caso del edificio de 7 niveles son 7NCSM.col y 7NVSM.tra, se deben numerar estos elementos estructurales como se indica en la figura 5.5 que se muestra abajo. Las columnas se numeran iniciando desde el nivel de planta baja y desde el extremo izquierdo del modelo plano, y en cada nivel superior se continúa la secuencia. En este caso la numeración va de la columna 1 a la 70, con el número escrito junto a

cada columna. Para las vigas se inicia la numeración en las vigas del primer nivel, empezando en el extremo izquierdo y continuando la secuencia conforme se sube de nivel. En este caso la numeración va de la viga 1 a la 63, con el número escrito sobre cada viga.

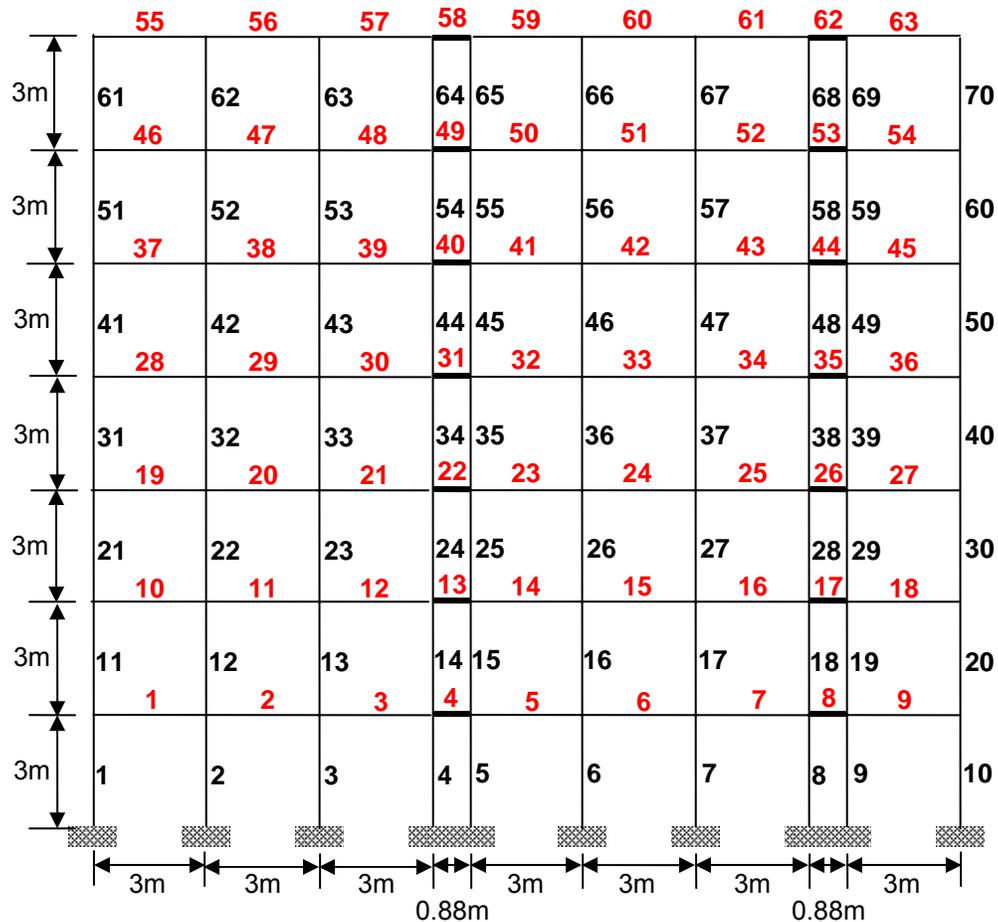


Figura 5.5 Numeración de columnas y traveses requeridas por el SIMESTRU.

En seguida se muestra un fragmento del archivo 7NCSM.col, que contiene la información ordenada correspondiente a las columnas del edificio de 7 niveles. Se trata de las primeras cinco columnas de planta baja en las que, para la primera de ellas, la línea larga de números señala la altura de 300.00 cm; las longitudes de los lados de la sección transversal cuadrada de 44.00 cm por 44.00 cm y el recubrimiento en cada lado de 5.00 cm. Adicionalmente, la primera de las dos franjas de la derecha indica el área de refuerzo longitudinal de 35.70 cm<sup>2</sup>, mientras que la segunda indica las separaciones de 3.50 cm entre estribos de dos ramas, formados con varilla del número 3. Ambas franjas se refieren al acero de refuerzo en las zonas extremas, intermedias y centrales del elemento estructural. Por último, se indica en la línea más baja las longitudes de zona rígida, que son de 20.00 cm en la parte superior de la columna y de 0.00 cm en la base empotrada de la misma. La interpretación para todas las demás columnas del edificio se hace similarmente.

```

1
300.00 44.00 44.00 5.00 5.00 35.70 3.50
                                     35.70 3.50
                                     35.70 3.50

20.00 0.00
1
300.00 44.00 44.00 5.00 5.00 28.40 3.50
                                     28.40 3.50
                                     28.40 3.50

20.00 0.00
1
300.00 44.00 44.00 5.00 5.00 28.40 3.50
                                     28.40 3.50
                                     28.40 3.50

20.00 0.00
1
300.00 44.00 44.00 5.00 5.00 35.70 3.50
                                     35.70 3.50
                                     35.70 3.50

20.00 0.00
1
300.00 44.00 44.00 5.00 5.00 27.00 3.50
                                     27.00 3.50
                                     27.00 3.50

20.00 0.00

```

Análogamente, ahora se ilustra un fragmento del archivo 7NVSM.col, que contiene la información ordenada correspondiente a las vigas del edificio de 7 niveles. Se trata de las primeras cinco vigas del nivel uno en las que, para la primera de ellas, la línea larga de números señala en secuencia la longitud de 300.00 cm, las dimensiones de los lados de la sección transversal rectangular de 40.00 cm de peralte por 30.00 cm de base y el recubrimiento en cada lado de 5.00 cm. Adicionalmente, de las tres franjas de la derecha la primera indica el área de refuerzo longitudinal en lecho superior, mientras que la segunda indica el área de refuerzo longitudinal en lecho inferior; en tanto que la tercera establece las separaciones entre estribos de dos ramas, formados con varilla del número 3. Las tres franjas se refieren al acero de refuerzo en cinco secciones transversales del elemento estructural: extremas, centrales e intermedias. Por último, en la línea más baja, se indican las longitudes de zona rígida, que son de 22.00 cm en el extremo izquierdo de la viga y de 22.00 cm en el extremo derecho de la misma. Similarmente se interpreta para todas las demás vigas del edificio.

```

300.00 40.00 30.00 5.00 5.00 9.95 9.15 9.00
                                     5.35 5.30 11.00
                                     3.00 3.00 13.00
                                     4.65 4.75 11.00
                                     8.45 8.00 9.00

```

```

22.00 22.00
300.00 40.00 30.00 5.00 5.00 8.25 7.60 9.00
                                4.65 4.65 12.00
                                3.00 3.00 15.00
                                4.65 4.65 12.00
                                8.25 7.60 9.00

22.00 22.00
300.00 40.00 30.00 5.00 5.00 8.45 8.00 9.00
                                4.65 4.75 11.00
                                3.00 3.00 13.00
                                5.35 5.30 11.00
                                9.95 9.15 9.00

22.00 22.00
88.00 50.00 50.00 5.00 5.00 5.90 5.90 20.00
                                5.90 5.90 20.00
                                5.90 5.90 20.00
                                5.90 5.90 20.00
                                5.90 5.90 20.00

22.00 22.00
300.00 40.00 30.00 5.00 5.00 8.65 7.65 9.00
                                4.80 4.75 12.00
                                3.00 3.00 15.00
                                4.20 4.30 12.00
                                7.30 6.80 9.00

22.00 22.00

```

Los archivos de salida del SIMESTRU para cada edificio (de 7 y de 14niveles) se nombran como sigue: \*.XXX, \*.T y forMod.XXX. El asterisco es el identificador menor a 8 caracteres que se desea para estos archivos de salida. El archivo forMod.XXX contiene las formas modales, masas y frecuencias modales de cada simulación. En el archivo \*.T quedan almacenados los periodos de las estructuras simuladas consideradas con base rígida. En este trabajo se simulan 40 edificios para cada una de las versiones nominales en 7 y 14 niveles, obteniéndose los archivos \*.000 al \*.040, así como sus correspondientes periodos y formas modales. Los archivos \*.000 corresponden a los edificios con propiedades medias, por lo que en realidad se tiene una muestra de 41 edificios para cada una de los edificios prototipo. Como ejemplos de la denominación de los archivos de salida se citan aquí los del edificio de 7 niveles, que para las estructuras simuladas se nombran como 7NISES.000 a 7NISES.040, en tanto que el archivo de periodos se llama 7NISES.T; los archivos que contienen las formas modales van del forMod.000 al forMod.040. A continuación se ilustran fragmentos de cada uno de estos archivos.

**Archivo 7NISES.000** (Este archivo es muy extenso con 729 registros de datos)

```

START STOP Edif_7_N_ISE
80 30 10 1 7 7 2 0 0 0 7 9 7 1 10 1 0 0 0

```

```

1.0 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0
300.00 300.00 300.00 300.00 300.00 300.00 300.00
 1      0.000  0.000
 2    300.000  0.000
 3    600.000  0.000
 4    900.000  0.000
 5    988.000  0.000
 6   1288.000  0.000
 7   1588.000  0.000
 8   1888.000  0.000
 9   1976.000  0.000
10  2276.000  0.000
    
```

**Archivo 7NISES.T** (Este archivo contiene 42 líneas en total)

ESTRUCTURA	PERIODO	m1		K1	r1
Fparticipacion					
7NISES.000	0.94	1.702617e+02	7.685304e+03	1.150134e+04	1.44
7NISES.001	1.22	1.958788e+02	5.171807e+03	6.885998e+03	1.39
7NISES.002	1.22	2.076659e+02	5.512060e+03	7.628552e+03	1.34
7NISES.003	1.16	1.709272e+02	4.996060e+03	7.015170e+03	1.41
7NISES.004	1.21	1.746980e+02	4.687695e+03	7.215678e+03	1.39
7NISES.005	1.16	1.819568e+02	5.344135e+03	7.800741e+03	1.38
7NISES.006	1.17	1.643053e+02	4.760236e+03	7.227725e+03	1.44
7NISES.007	1.19	1.621103e+02	4.498017e+03	5.997332e+03	1.40
7NISES.008	1.21	1.924170e+02	5.153702e+03	7.540377e+03	1.39

**Archivo forMod.000** (Este archivo se presenta en toda su extensión)

matriz de rigidez lateral

```

2.402E+05 1.291E+05 1.616E+04 -2.070E+03 2.731E+02 -2.292E+01 3.010E+00
-1.291E+05 2.237E+05 -1.223E+05 1.361E+04 -1.604E+03 1.271E+02 -1.576E+01
1.616E+04 -1.223E+05 1.990E+05 -1.003E+05 1.026E+04 -7.407E+02 8.665E+01
-2.070E+03 1.361E+04 -1.003E+05 1.607E+05 -7.648E+04 4.662E+03 -4.971E+02
2.731E+02 -1.604E+03 1.026E+04 -7.648E+04 9.894E+04 -3.459E+04 3.247E+03
-2.292E+01 1.271E+02 -7.407E+02 4.662E+03 -3.459E+04 5.433E+04 -2.377E+04
3.010E+00 -1.576E+01 8.665E+01 -4.971E+02 3.247E+03 -2.377E+04 2.095E+04
    
```

vector de masas

```

6.937E+01
6.937E+01
6.871E+01
6.707E+01
6.486E+01
6.275E+01
5.951E+01
    
```

matriz de formas modales

4.938E-01	-5.497E-01	-5.008E-01	-3.088E-01	-2.749E-01	1.646E-01	7.178E-02
-6.435E-01	2.098E-01	-2.561E-01	-3.741E-01	-4.476E-01	3.336E-01	1.574E-01
5.120E-01	4.178E-01	4.426E-01	-4.838E-02	-3.452E-01	4.349E-01	2.384E-01
-2.678E-01	-6.046E-01	3.372E-01	3.869E-01	2.777E-02	4.422E-01	3.210E-01
8.969E-02	3.284E-01	-5.603E-01	3.364E-01	4.420E-01	3.175E-01	4.010E-01
-1.438E-02	-7.475E-02	2.370E-01	-6.459E-01	4.715E-01	-1.396E-01	5.282E-01
2.289E-03	1.428E-02	-6.245E-02	2.870E-01	-4.318E-01	-5.973E-01	6.086E-01

vector frecuencias ( $w_2$ )

6.148E+03  
 3.959E+03  
 2.330E+03  
 1.278E+03  
 7.247E+02  
 2.382E+02  
 4.514E+01

### 5.3 SIMULACIÓN DE 40 SISMOS

El análisis de confiabilidad del capítulo 6 requiere la previa ejecución de los análisis paso a paso de los 40 edificios simulados. Para ello es indispensable someter a cada simulación a un sismo intenso que lo acerque a su inminente colapso. Consecuentemente, se requieren registros completos de sismos que posean características similares a las de temblores intensos que se haya registrado en el lugar donde se estudia el comportamiento de una estructura. Dado que los temblores intensos no son frecuentes se cuenta con insuficiente número de acelerogramas reales para el análisis de los edificios en estudio. Es así que “se han destinado esfuerzos a desarrollar modelos matemáticos de procesos estocásticos para representar las características detalladas del movimiento del terreno durante posibles eventos futuros” (29). Entre estos modelos es posible mencionar el método de las funciones de Green propuesto por Hartzell (54), y mejorado por Ordaz y col. (55). Dicho método utiliza un acelerograma pequeño como función de Green y parámetros sismológicos de dicha función y del sismo objetivo. Otro método en el que es posible involucrar parámetros de fuente con las características del movimiento del terreno en el sitio, es el método de las funciones de atenuación generalizadas que relaciona las propiedades evolutivas del movimiento, amplitud y frecuencia, en términos de magnitud  $M$  y distancia  $R$  entre otros.

Para esta tesis se emplean los registros de 40 sismos artificiales generados con un modelo de simulación análogo al desarrollado por Alamilla y col. (56, 57 y 58), el cual está definido por un conjunto de funciones que describen la evolución de las

amplitudes y contenidos de frecuencia durante un temblor. “Las formas de dichas funciones, así como sus correspondientes parámetros, se determinan a partir de la información de historias de aceleración de sismos ocurridos en diferentes fuentes sísmicas. Estos parámetros se relacionan directamente con M y R, a los que se ajustan funciones semi-empíricas de atenuación con el fin de caracterizar las propiedades estadísticas de las funciones que controlan la evolución del movimiento del terreno durante un sismo” (29).

“El modelo probabilista propuesto para obtener el movimiento del terreno está basado en los desarrollados tanto por Gregoriu, Ruiz y Rosenblueth (75) como por Yeh y Wen (59), en el cual se considera al movimiento sísmico como un proceso aleatorio gaussiano modulado en amplitud y frecuencia” (30):

$$\xi(t) = I(t)\zeta(\varphi(t)) \quad (5.6)$$

donde  $\xi(t)$  es la aceleración del suelo como función del tiempo,  $t$ ;  $I(t)$  es una función determinista moduladora de la amplitud,  $\varphi(t)$  es una transformación de la escala en el tiempo cuya función es una modulación de frecuencias y  $\zeta(\varphi(t))$  es un ruido blanco filtrado gaussiano estacionario con respecto a  $\varphi$ , con varianza igual a la unidad.

La función de modulación de la amplitud  $I(t)$ , se define como la raíz cuadrada de la varianza instantánea de  $\xi(t)$  y se calcula como la raíz cuadrada de la derivada del tiempo de la función de energía acumulada dada por:

$$W(t) = \int_0^t E[\xi^2(\tau)] d\tau \quad (5.7)$$

La función moduladora de la frecuencia  $\varphi(t)$ , sirve para representar la variación de la frecuencia dominante de la aceleración durante el sismo y se determina definiendo una función  $\mu_0(t)$ , que es igual al valor medio del número de veces que la historia en el tiempo de las aceleraciones pasa por cero durante el tiempo  $t$ . Siguiendo un planteamiento semejante al de Saragoni y Hart (71), se puede demostrar que

$$\varphi(t) = \frac{\mu_0(t)}{\mu_0(t_0)} \quad (5.8)$$

donde  $(\dot{\phantom{x}})$  representa la derivada respecto al tiempo y  $t_0$  es el instante en el que se determina una densidad espectral de referencia para el proceso estocástico que describe a la historia de las aceleraciones en el tiempo.

En el caso de la densidad espectral  $S(\omega, t_0)$  para el movimiento en el instante de referencia  $t_0$ , se adopta la forma propuesta por Clough y Penzien (60).

$$S(\omega, t_0) = S_0 \left[ \frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[ \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right] \quad (5.9)$$

aquí  $\zeta_g$  y  $\omega_g$  son parámetros del filtro de Kanai – Tajimi (72 y 73) que representan el contenido de energía en el intervalo de frecuencias altas e intermedias y  $\zeta_f$  y  $\omega_f$ , son parámetros introducidos por Clough y Penzien para aproximar la distribución de la energía en el intervalo de frecuencias bajas.  $S_0$  es una constante de normalización tal que la varianza de  $\zeta(\varphi(t))$  es igual a la unidad, y se calcula como sigue:

$$S_0 = \frac{1}{\pi} \frac{2\zeta_g \zeta_f \left[ (\omega_g^2 - \omega_f^2)^2 + 4\omega_g^2 \omega_f^2 (\zeta_g^2 - \zeta_f^2) + 4\zeta_g \zeta_f \omega_g \omega_f (\omega_g^2 + \omega_f^2) \right]}{\omega_g^4 (\zeta_g \omega_f + \zeta_f \omega_g) + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \left[ \zeta_g \omega_f^3 + \zeta_f \omega_g^3 + 4\zeta_g \zeta_f \omega_g \omega_f (\zeta_g \omega_f + \zeta_f \omega_g) \right]} \quad (5.10)$$

La función  $\zeta(\varphi)$  es un ruido blanco filtrado con densidad espectral bilateral  $S(\omega)$ ,  $-\infty < \omega < \infty$ , el cual puede expresarse como

$$\zeta(\varphi) = \sum_{j=1}^N \sigma_j (a_j \cos \omega_j \varphi + b_j \text{sen} \omega_j \varphi) \quad (5.11)$$

aquí  $a_j$  y  $b_j$  son variables aleatorias independientes con media cero y desviación estándar unitaria (61). Para  $N$  grande la distribución de la sumatoria será gaussiana.  $\sigma_j$  depende de la forma del filtro  $S(\omega)$ . Si la densidad espectral unilateral de la función está dada por  $G(\omega) = 2S(\omega)$ ,  $\omega > 0$  y  $\Delta\omega$  representa el ancho de  $N$  intervalos que cubren las frecuencias que contribuyen significativamente a la energía del temblor:

$$\sigma_j^2 = G(\omega_j) \Delta\omega \quad (5.12)$$

Para que sea posible aplicar el método hasta aquí explicado, se requiere establecer las funciones  $I(t)$  y  $\varphi(t)$ , así como definir los parámetros que las componen.

“La familia de temblores empleado en esta tesis corresponde a las presentadas por Esteva y Díaz (62), las cuales tienen características similares a los temblores registrados en el sitio SCT en la zona blanda del Distrito Federal. Para estos fines, la intensidad,  $y$ , de cada temblor artificial se expresa por el valor de la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento igual a 0.05 del crítico” (51) A continuación, en las figuras 5.6, 5.7 y 5.8 se ilustran algunos de los acelerogramas de los sismos generados con el método de simulación arriba descrito.

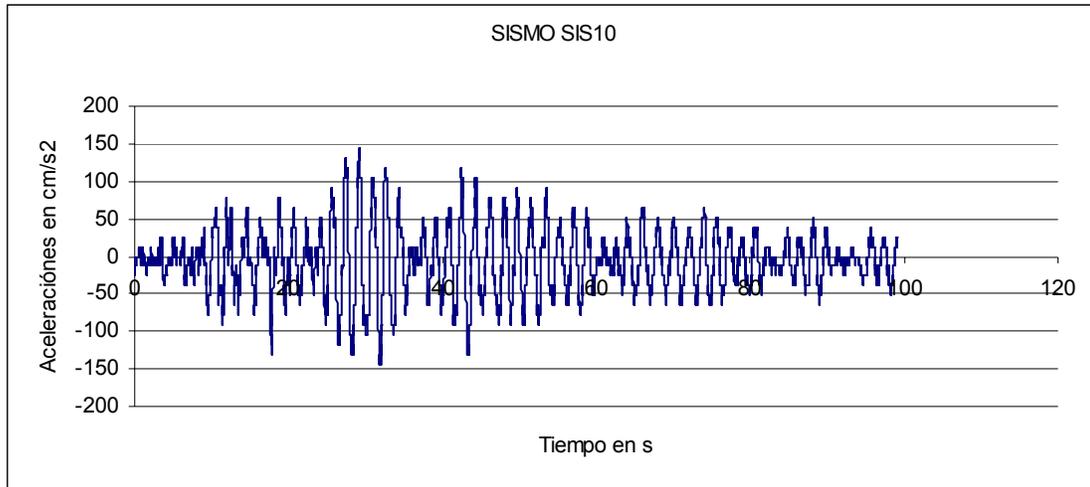


Figura 5.6. Sismo número 10 de 40

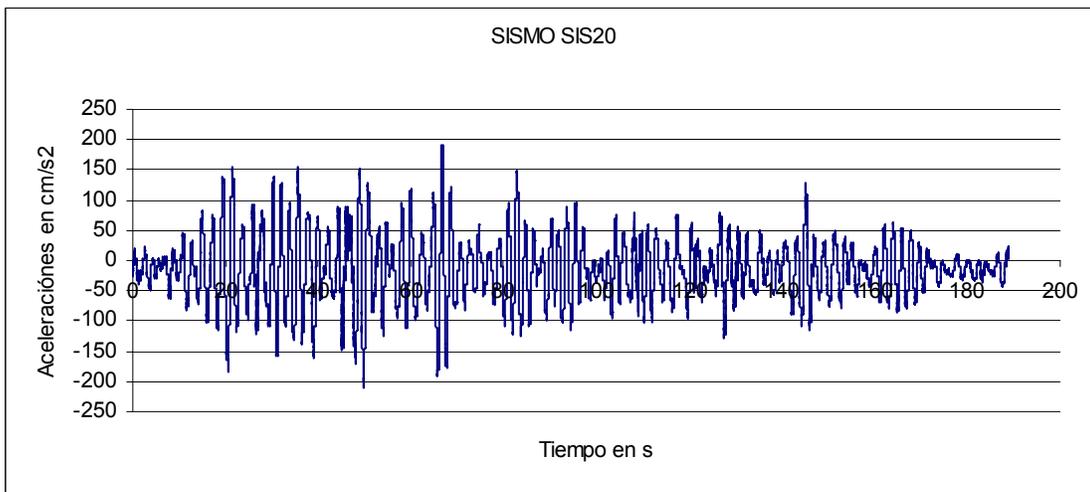


Figura 5.7. Sismo 20 de 40

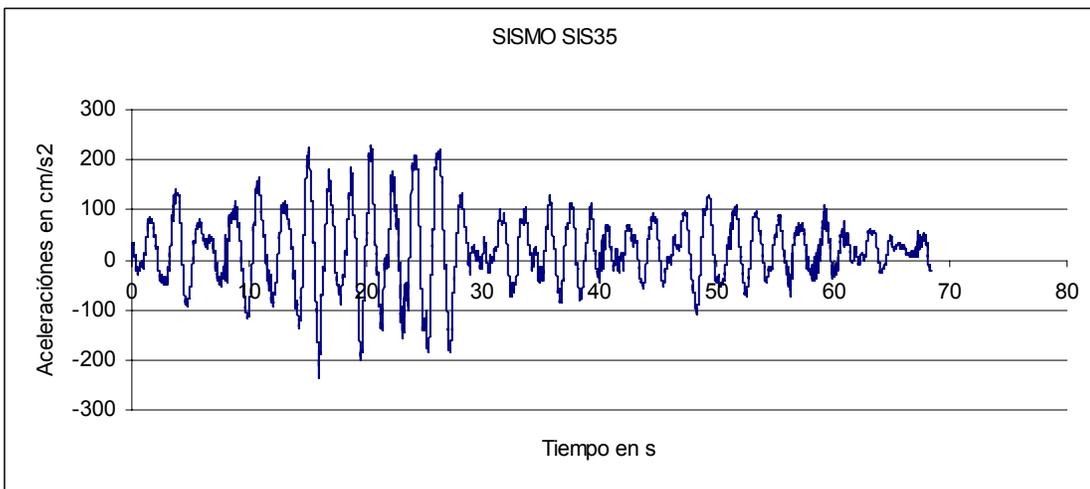


Figura 5.8. Sismo 35 de 40

## 5.4 MODELO DE MAMPOSTERÍA

Hasta aquí se ha hablado del trabajo realizado para el diseño y simulación de dos edificios prototipo, estructurados con base en marcos de concreto reforzado, sin considerar en ninguno de ellos la posible interacción de muros divisorios de mampostería con los marcos de concreto. La hipótesis de partida ha sido que, por especificación expresa del diseñador, los muros sólo existen en los pisos superiores al de planta baja y deben estar desligados de los marcos para que estos vibren libremente en caso de ser solicitados por un sismo intenso. Sin embargo, también se han considerado las hipótesis complementarias de incertidumbres conceptuales por parte del mismo diseñador, o de francos errores u omisiones durante la etapa constructiva de un proyecto; debido a lo cual los muros terminarán interactuando con los marcos de concreto reforzado, causando con ello un aumento brusco en la rigidez y resistencia laterales de la parte del sistema por encima de la planta baja. Este cambio súbito de la rigidez y resistencia del primer entrepiso respecto a los entrepisos superiores da lugar, según se ha explicado con anterioridad en esta tesis, al problema del piso suave en planta baja.

Ahora se presenta aquí la manera como se modifican los modelos originales para introducir en ellos esos elementos estructurales de mampostería que deben estar ligados a los marcos de concreto reforzado. La figura 5.9 ilustra el marco plano equivalente para el edificio de 7 niveles incluyendo diagonales equivalentes representativas de los muros de mampostería.

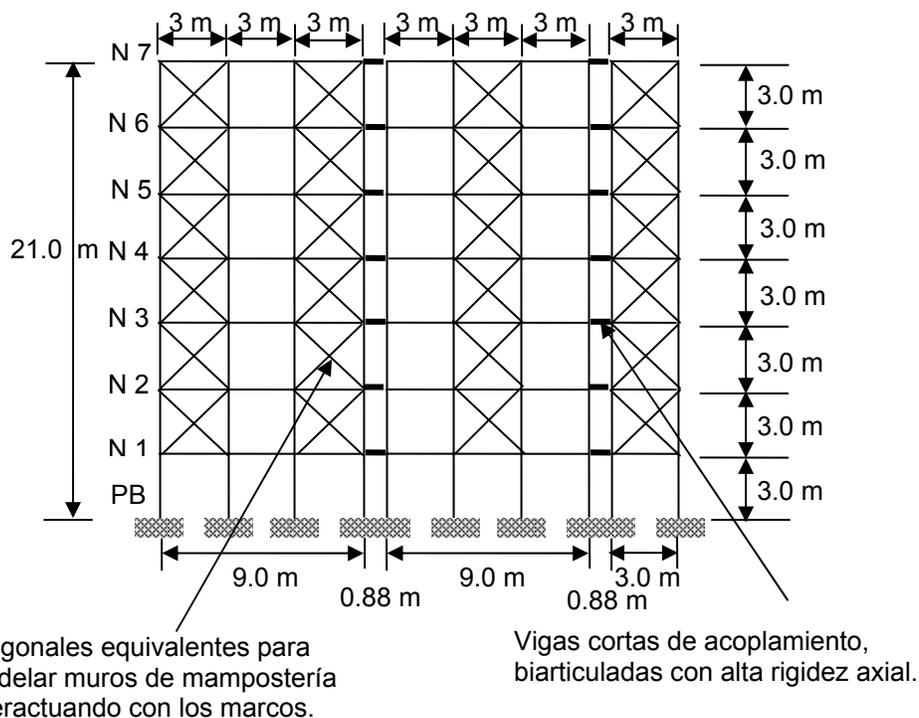
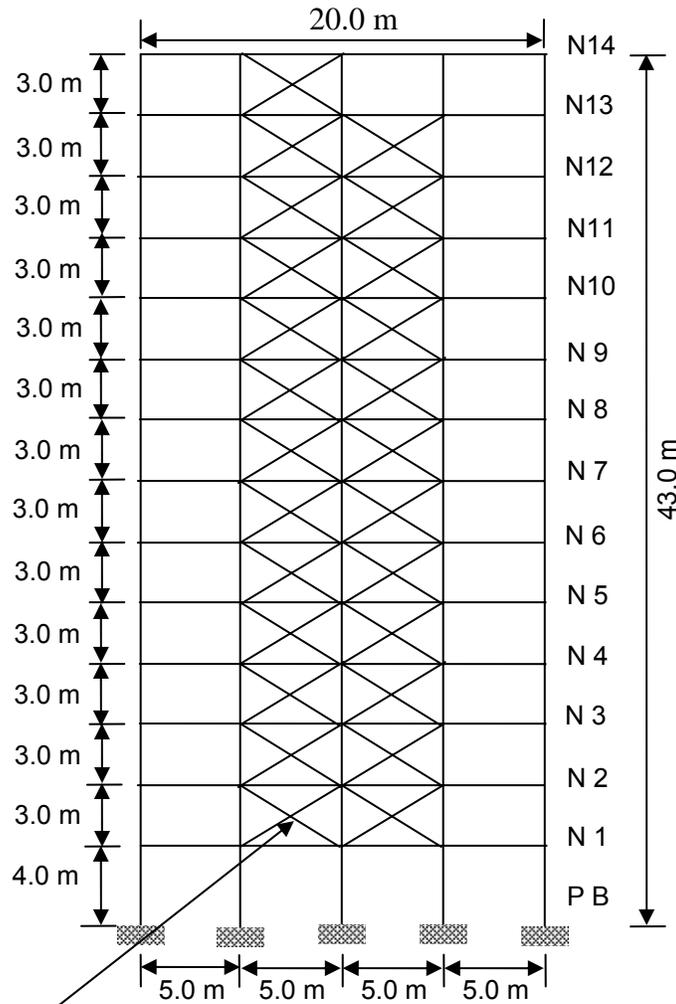


Figura 5.9. Edificio de 7 niveles con muros de mampostería modelados por diagonales equivalentes.

Según se aprecia en la figura 5.9, en esta tesis se adopta el modelo desarrollado por Bazán (62), quien a partir de los resultados de estudios analíticos con elementos finitos ha propuesto idealizar cada muro confinado como una diagonal equivalente en compresión dentro del marco. La figura 5.10 que sigue ilustra el caso del marco para el edificio de 14 niveles.



Diagonales equivalentes para modelar muros de mampostería interactuando con los marcos.

Figura 5.10. Edificio de 14 niveles con muros de mampostería modelados por diagonales equivalentes.

En su estudio analítico con elementos finitos, Bazán ha propuesto que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor  $t$  y módulo de elasticidad  $E_m$ , que el muro, y que su ancho sea:

$$w = (0.35 + 0.022\lambda)h \quad (5.13)$$

donde  $h$  es la altura entre ejes del tablero y  $\lambda$  es un parámetro adimensional basado en las rigideces relativas entre muro y marco, que se calcula con la expresión siguiente:

$$\lambda = (E_c A_c) / (G_m A_m) \quad (5.14)$$

Aquí  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto en las columnas del marco,  $A_c$  el área de la sección transversal de cada una de esas columnas,  $G_m$  el módulo de cortante de la mampostería y  $A_m$  es el área de la sección transversal del muro.

Al deducir la fórmula (5.13) se ha considerado que el marco es continuo (no articulado) en sus esquinas y que  $G_m = 0.4 E_m$ . Dicha fórmula es aplicable para valores de  $\lambda$  entre 0.9 y 11 y para relaciones de aspecto  $b/h$  entre 0.75 y 2.5, siendo  $b$  la distancia entre columnas. Tales intervalos cubren la mayoría de los casos prácticos.

Con fundamento en la anterior propuesta de Bazán, se introducen en el modelo las diagonales equivalentes ensayando diferentes valores del modulo elástico  $E_m$  de la mampostería, los cuales se calculan de conformidad con las NTCDCEM (46), como sigue:

$$E_m = 600 f_m^* \quad (5.15)$$

donde  $f_m^*$  representa la resistencia a compresión de la mampostería, obtenida de las tablas que aparecen en dichas normas. Así, se consideraron valores de  $f_m^* = 10, 20, 40, 60, 80$  y  $100 \text{ kg/cm}^2$  para obtener valores de  $E_m = 6\ 000, 12\ 000, 24\ 000, 36\ 000, 48\ 000$  y  $60\ 000 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

Con las ecuaciones (5.13), (5.14) y (5.15) se construyeron tablas en Excel como las que se muestran a continuación para determinar los valores con que se deben modificar los archivos de salida del SIMESTRU denominados 7NISES.000 a 7NISES.040, para dejarlos en condiciones de ser procesados por el DRAIN 2D. En las tablas 5.1 a 5.4, las últimas cuatro columnas proporcionan las características de las diagonales equivalentes representativas de la mampostería.

Tabla 5.1 Diagonales equivalente para el edificio de 7 niveles: versión 2

Versión 2: $f^*m = 20 \text{ kg / cm}^2$ y $E_m = 600 f^*m$ . Piezas de barro																
N	Tablero		t	col.	Ac	Am	f'c	Ec	f*m	Em	Gm	$\lambda$	Diagonales equivalentes			
	b	h											cuad.	w	Ld	Ad
7	300	300	12	32	1024	3216	250	134397	20	12000	4800	8.9	164	424	1966	55609
6	300	300	12	32	1024	3216	250	134397	20	12000	4800	8.9	164	424	1966	55609
5	300	300	12	38	1444	3144	250	134397	20	12000	4800	12.9	190	424	2278	64445
4	300	300	12	42	1764	3096	250	134397	20	12000	4800	16.0	210	424	2523	71375
3	300	300	12	44	1936	3072	250	134397	20	12000	4800	17.6	221	424	2658	75166
2	300	300	12	44	1936	3072	250	134397	20	12000	4800	17.6	221	424	2658	75166
1																

Tabla 5.2 Diagonales equivalente para el edificio de 7 niveles: versión 6

Versión 6: $f^*m = 100 \text{ kg / cm}^2$ y $E_m = 600 f^*m$ . piezas de barro																
N	Tablero		t	col.	Ac	Am	f'c	Ec	f*m	Em	Gm	$\lambda$	Diagonales equivalentes			
	B	H											cuad.	w	Ld	Ad
7	300	300	12	32	1024	3216	250	134397	100	60000	24000	1.8	117	424	1401	198162
6	300	300	12	32	1024	3216	250	134397	100	60000	24000	1.8	117	424	1401	198162
5	300	300	12	38	1444	3144	250	134397	100	60000	24000	2.6	122	424	1464	206998
4	300	300	12	42	1764	3096	250	134397	100	60000	24000	3.2	126	424	1513	213928
3	300	300	12	44	1936	3072	250	134397	100	60000	24000	3.5	128	424	1540	217719
2	300	300	12	44	1936	3072	250	134397	100	60000	24000	3.5	128	424	1540	217719
1																

Tabla 5.3 Diagonales equivalente para el edificio de 14 niveles: versión 1

Versión 1: $f^*m = 20 \text{ kg / cm}^2$ y $E_m = 600 f^*m$ . Piezas de barro																
N	Tablero		t	col.	Ac	Am	f'c	Ec	f*m	Em	Gm	$\lambda$	Diagonales equivalentes			
	b	h											cuad.	w	Ld	Ad
14	500	300	12	33	1089	5604	250	134397	20	12000	4800	5.4	141	583	1691	34799
13	500	300	12	45	2025	5460	250	134397	20	12000	4800	10.4	174	583	2082	42856
12	500	300	12	52	2704	5376	250	134397	20	12000	4800	14.1	198	583	2375	48885
11	500	300	12	57	3249	5316	250	134397	20	12000	4800	17.1	218	583	2615	53823
10	500	300	12	61	3721	5268	250	134397	20	12000	4800	19.8	236	583	2826	58166
9	500	300	12	64	4096	5232	250	134397	20	12000	4800	21.9	250	583	2996	61658
8	500	300	12	70	4900	5160	250	134397	20	12000	4800	26.6	280	583	3366	69268
7	500	300	12	77	5929	5076	250	134397	20	12000	4800	32.7	321	583	3850	79236
6	500	300	12	78	6084	5064	250	134397	20	12000	4800	33.6	327	583	3924	80760
5	500	300	12	78	6084	5064	250	134397	20	12000	4800	33.6	327	583	3924	80760
4	500	300	12	83	6889	5004	250	134397	20	12000	4800	38.5	359	583	4313	88759
3	500	300	12	85	7225	4980	250	134397	20	12000	4800	40.6	373	583	4477	92141
2	500	300	12	86	7396	4968	250	134397	20	12000	4800	41.7	380	583	4561	93871
1																

Tabla 5.4 Diagonales equivalente para el edificio de 14 niveles: versión 5

Versión 5: $f^*m = 100 \text{ kg / cm}^2$ y $E_m = 600 f^*m$ . piezas de barro																
N	Tablero		t	col.	Ac	Am	f'c	Ec	f*m	Em	Gm	$\lambda$	Diagonales equivalentes			
	b	h											cuad.	w	Ld	Ad
14	500	300	12	33	1089	5604	250	134397	100	60000	24000	1.1	112	583	1346	138521
13	500	300	12	45	2025	5460	250	134397	100	60000	24000	2.1	119	583	1424	146579
12	500	300	12	52	2704	5376	250	134397	100	60000	24000	2.8	124	583	1483	152607
11	500	300	12	57	3249	5316	250	134397	100	60000	24000	3.4	128	583	1531	157545
10	500	300	12	61	3721	5268	250	134397	100	60000	24000	4.0	131	583	1573	161888
9	500	300	12	64	4096	5232	250	134397	100	60000	24000	4.4	134	583	1607	165381
8	500	300	12	70	4900	5160	250	134397	100	60000	24000	5.3	140	583	1681	172990
7	500	300	12	77	5929	5076	250	134397	100	60000	24000	6.5	148	583	1778	182959
6	500	300	12	78	6084	5064	250	134397	100	60000	24000	6.7	149	583	1793	184482
5	500	300	12	78	6084	5064	250	134397	100	60000	24000	6.7	149	583	1793	184482
4	500	300	12	83	6889	5004	250	134397	100	60000	24000	7.7	156	583	1871	192481
3	500	300	12	85	7225	4980	250	134397	100	60000	24000	8.1	159	583	1903	195863
2	500	300	12	86	7396	4968	250	134397	100	60000	24000	8.3	160	583	1920	197594
1																

En las tablas anteriores las dimensiones de los tableros b y h están en cm, las áreas Ac y Am se dan en  $\text{cm}^2$ , las resistencias  $f'_c$  y  $f^*_m$  van en  $\text{kg/cm}^2$ , los módulos  $E_m$  y  $G_m$

también se dan en  $\text{kg/cm}^2$ , el ancho  $w$  y la longitud  $L_d$  de las diagonales están en  $\text{cm}$ , en tanto que el área  $A_d$  de la sección transversal va en  $\text{cm}^2$ ; finalmente la rigidez  $k_d$  se expresa en  $\text{kg/cm}$ .

Los resultados mostrados en las tablas anteriores se integran a los archivos de salida del SIMESTRU denominados 7NISES.000 a 7NISES.040, modificando la línea inicial de control y agregando el bloque de datos que se muestra enseguida, donde se informa al programa cuantas diagonales se agregan, el módulo de elasticidad  $E_m$ , el área  $A_d$  de la sección transversal, la resistencia a compresión  $f_m^*$  de la mampostería y los nudos que interconecta cada diagonal.

80 30 10 1 7 7 **2** 0 0 0 7 9 7 **1** 1 0 1 0 0 0 Línea original sin diagonales.

80 30 10 1 7 7 **3** 0 0 0 7 9 7 **2** **1** **1** 1 0 0 0 Línea modificada introduciendo las diagonales.

El 2 cambia a 3 indicando que existe un tipo de elemento estructural adicional, además de las columnas y las vigas. El 1 cambia a 2, para informar al programa que la información de las columnas se ubica en el segundo bloque, después de las diagonales. El 0 cambia al 1 para indicar que se generará un archivo que da seguimiento a la formación de articulaciones plásticas en la estructura.

Bloque de diagonales que se adiciona al archivo.

1	48	6				
1	12000	0.00	2657.52	1.00	-20.00	0
2	12000	0.00	2657.52	1.00	-20.00	0
3	12000	0.00	2523.49	1.00	-20.00	0
4	12000	0.00	2278.49	1.00	-20.00	0
5	12000	0.00	1966.08	1.00	-20.00	0
6	12000	0.00	1966.08	1.00	-20.00	0
1	11	22	0	1	0	1
2	12	21	0	1	0	1
3	21	32	0	2	0	1
4	22	31	0	2	0	1
5	31	42	0	3	0	1
6	32	41	0	3	0	1
7	41	52	0	4	0	1
8	42	51	0	4	0	1
9	51	62	0	5	0	1
10	52	61	0	5	0	1
11	61	72	0	6	0	1
12	62	71	0	6	0	1
13	13	24	0	1	0	1
14	14	23	0	1	0	1
15	23	34	0	2	0	1
.	.	.	.	.	.	.

.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
45	59	70	0	5	0	1
46	60	69	0	5	0	1
47	69	80	0	6	0	1
48	70	79	0	6	0	1

## 5.5 ANÁLISIS PUSH OVER SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

Siguiendo el planteamiento y explicación de la sección 3.2, del capítulo 3, puede afirmarse que este tipo de análisis llamado push over o de empuje lateral, representa un experimento análogo al que se ejecuta en los laboratorios para elaborar la gráfica esfuerzo-deformación de una barra de acero sometido a una fuerza de tensión. En dicho ensayo experimental el objetivo es conocer las etapas de comportamiento del material bajo la acción de una fuerza aplicada creciente, desde cero hasta el valor que causa su falla por ruptura. A partir de esa gráfica esfuerzo-deformación se determinan todas las propiedades mecánicas del material como son el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo último, el esfuerzo de ruptura, el módulo de elasticidad, la resiliencia, la tenacidad y la elongación. Similarmente, al ejecutar el análisis push over se obtiene una gráfica que relaciona desplazamiento en la azotea con fuerza cortante en la base del edificio; esto es semejante a pensar en una viga en voladizo con cargas concentradas equivalentes, perpendiculares al eje de la viga, colocadas en las posiciones de las losa de piso. El objetivo es el mismo: tener una representación del comportamiento mecánico del edificio mientras va incrementándose el empuje lateral hasta que se provoca el colapso del edificio. Para los fines de esta tesis las propiedades mecánicas que interesan son el módulo de elasticidad (aquí llamado rigidez  $K_0$ ) y la resistencia a la primera fluencia del edificio.

Para la ejecución de los análisis push over se requiere modificar los archivos de salida del SIMESTRU denominados 7NISES.000 a 7NISES.040 en las dos líneas siguiente:

Primeramente la línea de puntos del acelerograma.

1 70 **9000** **0.020** 1.000 1.000 0.000 0.000 Línea original donde se destacan los 9000 mil puntos del registro de un acelerograma y el incremento del tiempo 0.020 s entre aceleraciones del mismo.

1 70**99999** **1.000** 1.000 1.000 0.000 0.000 Línea modificada donde ahora se colocan los 99999 puntos de la rampa de aceleración que serán leídos con intervalo de tiempo entre aceleraciones de 1.000 segundos.

En segundo lugar la línea con el archivo de la rampa de aceleración.

**9005** 0 0 Línea original con los puntos de un acelerograma y sin nombre del archivo correspondiente.

**2** 0 0 0 **po.dat** Línea modificada donde al programa se le informa que la rampa se define por dos puntos los cuales se localizan en un archivo que lleva por nombre po.dat, el cual tiene una sola línea que se ilustra enseguida.

0.000 0.000 99999 700.000

Aquí se indica que la rampa de aceleración inicia en el punto (0.000, 0.000) y que termina en el punto (99999, 700.000) siendo 700.000 el último valor de aceleración en  $\text{cm/s}^2$ .

Hechas estas modificaciones se puede ejecutar el programa DRAIN 2D, en una máquina virtual que permita las corridas empleando la antigua versión del sistema operativo Windows 98. Para la ejecución del programa deben trasladarse a la máquina virtual los archivos 7NISES.000 a 7NISES.040, más todos los archivos que integran la carpeta de archivos ejecutables que se denominan como aquí se enlista: Cfig386.exe, CORRE7NIV.BAT, Deih.exe, F7713.eer, F7713.exe, Fltostd.exe, Fig3.exe, Files.exe, po.dat y Run386.exe.

Especial explicación merece el archivo ejecutable CORRE7NIV.BAT en el que se especifican, como a continuación aparece, los nombres de los archivos que controlan la ejecución de las corridas.

deih 7NISEM.040 P7NISEM.sa1 P7NISEM.sa2 po.dat P7NISEM.sa3 P7NISEM.sa4

El archivo deih ejecuta el DRAIN 2D; el 7NISEM.040 corresponde al archivo de datos del edificio simulado, el po.dat es el archivo con los datos de la rampa de aceleración; estos dos archivos constituyen la información de entrada para el DRAIN. Los P7NISEM.sa1, P7NISEM.sa2, P7NISEM.sa3, P7NISEM.sa4 son los archivos de salida del DRAIN. En el P7NISEM.sa1 se reescribe toda la información de entrada y se registran los resultados siguientes: desplazamientos nodales estáticos, fuerzas internas en los elementos estructurales, desplazamientos relativos entre nodos para cada instante de tiempo de la rampa de aceleración, las máximas deformaciones plásticas y los máximos desplazamientos relativos. En el P7NISEM.sa2 se presenta un resumen con los desplazamientos relativos máximos en los entrepisos, señalándose el instante de tiempo en que se suceden. En el P7NISEM.sa3 se almacenan en columnas los desplazamientos relativos y las fuerzas cortantes de entrepiso para cada intervalo de tiempo de la rampa de aceleración. Finalmente, en el P7NISEM.sa4 se ordenan en secuencia progresiva en el tiempo las articulaciones plásticas que se van formando conforme el edificio se aproxima al colapso.

En las figuras 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15 y 5.16 se ilustran sólo seis de las 82 gráficas que resultan de los análisis push over ejecutados con el edificio de propiedades medias más los 40 edificios simulados, tanto para el prototipo de 7 niveles como para el de 14. En estas gráficas se han realizado ajustes bilineales .que

permiten definir tanto la fuerza cortante de fluencia  $V_y$  como la rigidez inicial,  $K_o$ , que son datos fundamentales para el estudio de confiabilidad que se presenta en el capítulo 6. Aquí se anticipa que la rigidez  $K_o$  se emplea para calcular el índice de daño  $D$ , en tanto que la fuerza de fluencia  $V_y$  se emplea en la normalización de la pseudoaceleración  $S_a$ . Conviene señalar que estos ajustes bilineales de carácter elastoplástico perfecto cumplen con la especificación de envolver la misma área que la gráfica push over original, y que esta igualdad de áreas se limita hasta el punto donde el push over pierde el 20 por ciento de la resistencia máxima alcanzada ( $V_{max}$ ), según se muestra en la figura 5.11. En cuanto a la determinación de la pendiente del tramo plástico del ajuste, se puede señalar que existen diferentes criterios que se han ensayado y utilizado en la práctica de la investigación y del diseño dependiendo de la finalidad de uso del push over; pudiendo destacarse que en este trabajo se eligió el ajuste plástico perfecto por simplicidad, pues solo se requiere el cortante de fluencia  $V_y$  para la normalización de la pseudoaceleración  $S_a$ , como se verá en el capítulo 6.

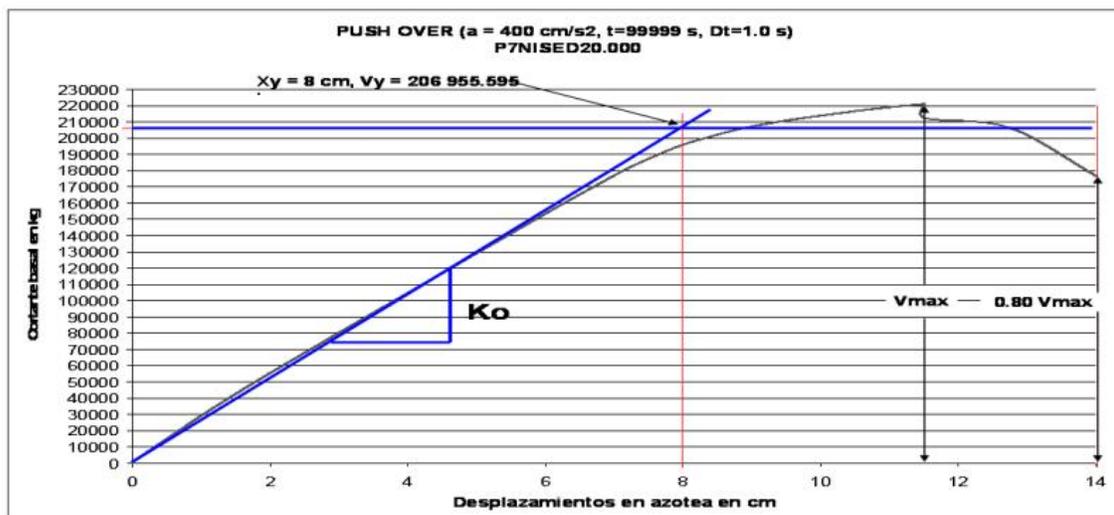


Figura 5.11 Push over del edificio de 7 niveles con diagonales de  $f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2$

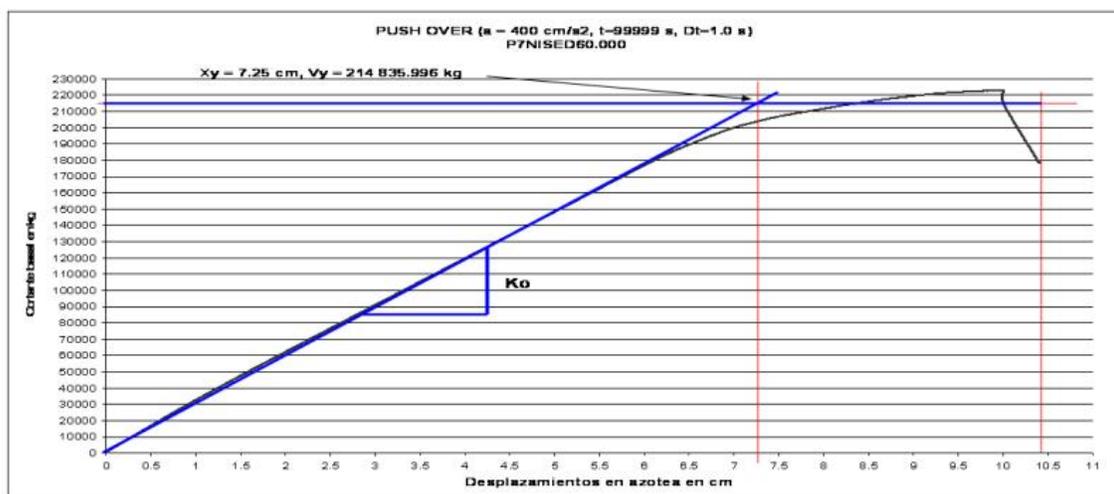


Figura 5.12 Push over del edificio de 7 niveles con diagonales de  $f_m^* = 60 \text{ kg/cm}^2$

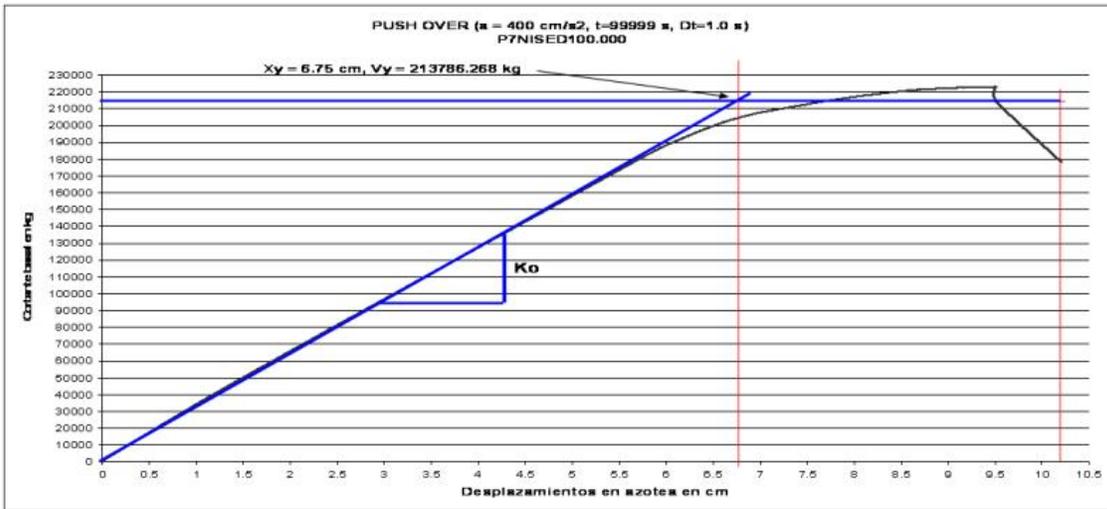


Figura 5.13 Push over del edificio de 7 niveles con diagonales de  $f_m^* = 100 \text{ kg/cm}^2$

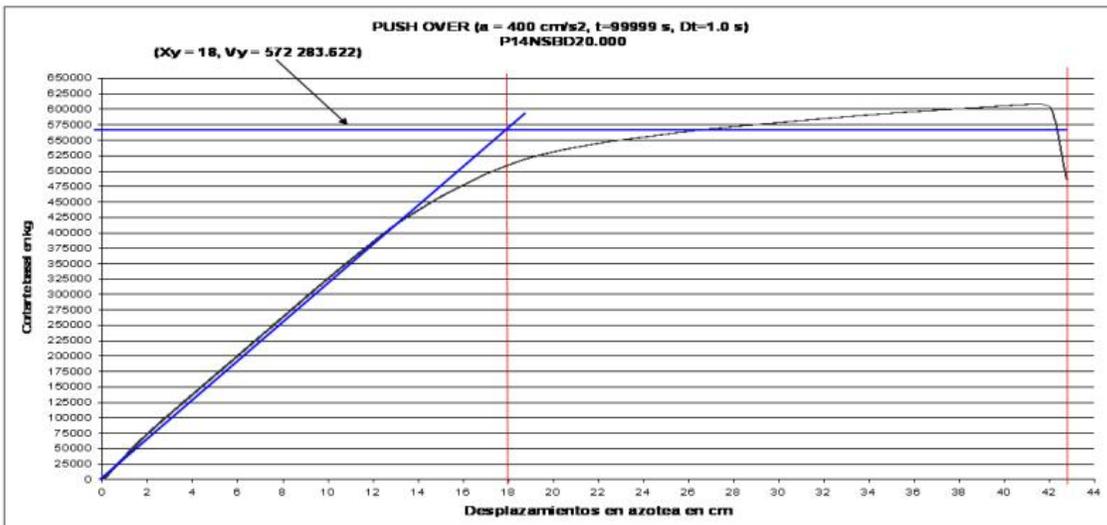


Figura 5.14 Push over del edificio de 14 niveles con diagonales de  $f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2$

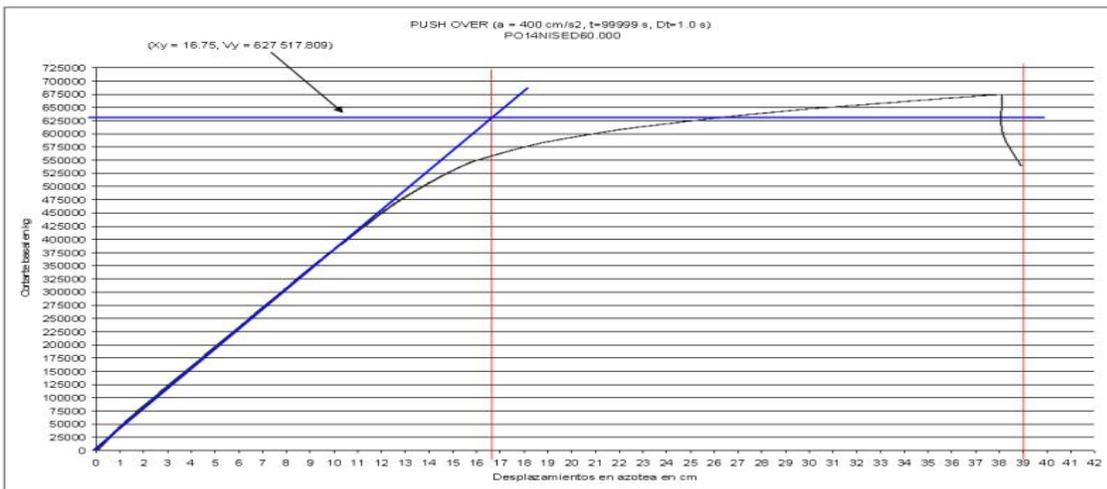


Figura 5.15 Push over del edificio de 14 niveles con diagonales de  $f_m^* = 60 \text{ kg/cm}^2$

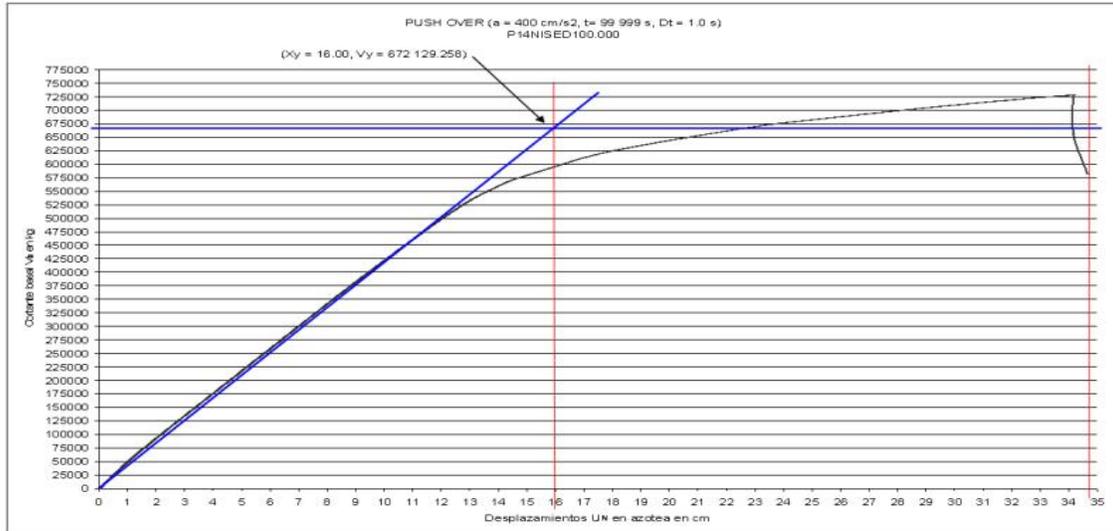


Figura 5.16 Push over del edificio de 14 niveles con diagonales de  $f_m^* = 100 \text{ kg/cm}^2$

## 5.6 ANÁLISIS PASO A PASO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

De conformidad con el planteamiento y explicación de la sección 3.2, del capítulo 3, los resultados del análisis paso a paso permiten generar una gráfica representativa de los desplazamientos de la azotea de un edificio según la fuerza cortante en la base va modificando su magnitud y dirección de acuerdo al avance en la ocurrencia de un sismo. La cambiante historia de aceleraciones del movimiento del terreno causa la vibración forzada de la estructura que oscila alrededor del eje de equilibrio. Si el sismo es intenso, la vibración incursiona en el intervalo de comportamiento no lineal suscitándose un proceso de degradación que puede llevar al colapso de la estructura. Los ciclos histeréticos de desplazamiento a uno y otro lado del eje de equilibrio se suceden provocando el deterioro de la rigidez y de la resistencia del edificio.

Siendo el objetivo de la tesis estudiar el desempeño estructural en las cercanías al colapso, se requiere causar un deterioro importante de rigidez y resistencia en cada sistema simulado. Para lograr esto, en cada corrida del análisis paso a paso se afecta el acelerograma por un factor de amplificación que incrementa la intensidad del sismo hasta que se logra la condición deseada de inminente falla. La relación del cortante basal entre el desplazamiento máximo alcanzado por la azotea en una corrida define el valor deteriorado de la rigidez a la que se le denomina  $K_{sec}$  (ver fig. 3.7).

En virtud de que los edificios investigados en esta tesis se consideran desplantados en suelos blandos de la ciudad de México, resulta indispensable tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura en los análisis paso a paso. Esto se hace

con apego a las especificaciones establecidas en el apéndice A de las NTCDS del RCDF04 y al modelo de interacción dinámica, desarrollado por Esteva y Mendoza en 1989 (63) y posteriormente implementado en un programa denominado DRAINER por Mendoza (33). Cabe mencionar que este programa es una “versión modificada del DRAIN 2D, la cual considera los grados de libertad adicionales de un modelo sencillo de interacción suelo-estructura, definido por un sistema de masas, resortes y amortiguadores asociados a la traslación horizontal y al cabeceo de la base de la estructura. El fin de esta modificación es evitar el uso de artificios para representar la interacción suelo-estructura, tales como el llamado “entrepiso ficticio”; el cual consiste en suponer un entrepiso ficticio bajo el nivel del suelo, con traveses muy rígidos y escogiendo las propiedades de las columnas de este entrepiso de manera que sea equivalente al modelo de interacción considerado (Kojic, Trifunac y Anderson, 64). Sin embargo, este artificio tiene el inconveniente de generar problemas numéricos debido a la presencia de traveses de rigidez muy alta, comparada con los elementos estructurales reales, además de presentarse problemas para considerar el amortiguamiento propio de la interacción” (30).

El modelo de Esteva y Mendoza considera por separado dos modos de interacción:

- Un modo de traslación representado por una masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso, referidos al grado de libertad del desplazamiento horizontal de la base de la estructura.
- Un modo de cabeceo representado por una inercia rotacional, un resorte elástico lineal y un amortiguador, referidos al grado de libertad de rotación de la base de la estructura

El modelo y sus modos de interacción se ilustran en las figuras 5.17 a y 5.17 b. En cuanto a la determinación de los valores de los parámetros para la interacción suelo-estructura, esta se realiza aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4 del apéndice A de las NTCDS del RCDF04 y empleando las formulaciones de la tabla A2. Con dichas expresiones se obtienen las rigideces  $K_x$  de traslación y  $K_r$  de rotación así como los amortiguamientos  $C_x$  de traslación y  $C_r$  de rotación. Los cálculos correspondientes se presentan en los apéndices A1 y A2 de esta tesis.

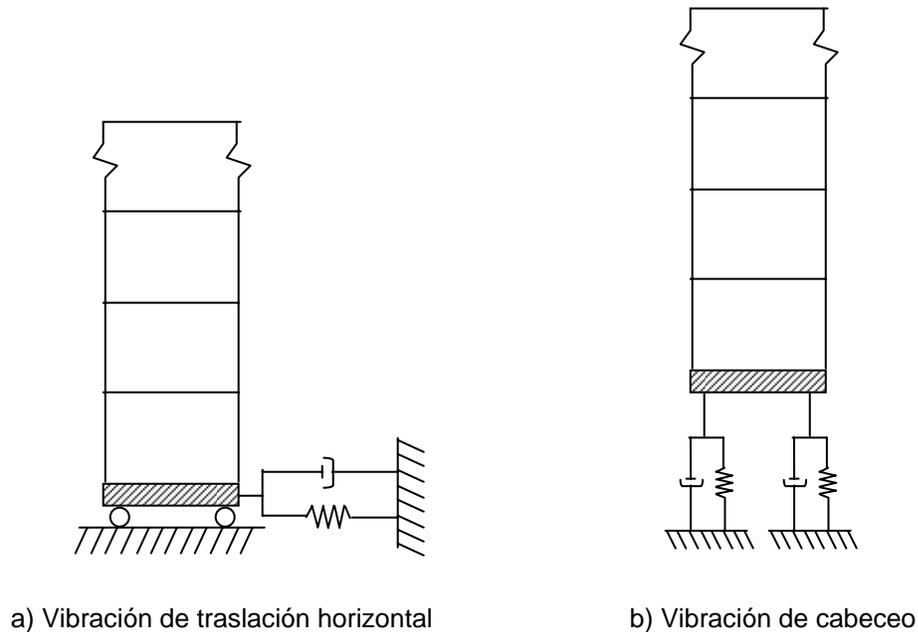


Figura 5.17 Modelos matemáticos para considerar los grados de libertad adicionales

Conviene recordar aquí que el análisis paso a paso se efectúa usando el programa DEIHINTE que contiene una modificación adicional del original DRAIN, la cual fue realizada por Ismael (32), quien unió los programas DEIH con degradación de resistencia y rigidez y el programa DRAINTE que opera la interacción suelo-estructura.

Para la realización de los análisis paso a paso se debe recordar que los archivos de salida del SIMESTRU denominados 7NISES.000 a 7NISES.040 contienen dos líneas que permiten la ejecución del sismo con el que se quiere excitar a la estructura.

Primeramente la línea de puntos del acelerograma.

1 70 **9000** **0.020** **1.000** 1.000 0.000 0.000 En esta línea se destacan los 9000 mil puntos del registro de un acelerograma, el incremento del tiempo 0.020 s entre aceleraciones del mismo y el **factor de amplificación de las aceleraciones** 1.000 con cuya modificación se va incrementando la intensidad del sismo para lograr el inminente colapso de la estructura.

En segundo lugar la línea donde se debe identificar el sismo a emplear.

**9005** 0 0 Línea original con los puntos de un acelerograma y sin nombre del archivo correspondiente.

**9005** 0 0 0 **SIS01.dat** Línea modificada donde al programa se le informa el número de puntos del registro de aceleraciones, los que se localizan en un archivo que lleva por nombre SIS01.dat, el cual tiene 9005 líneas con pares ordenados de tiempo y aceleración (t, a), desde t=0 segundos e incrementándose cada 0.02 segundos.

Adicionalmente, al programa DEIHINTE se le deben comunicar los valores de los parámetros para llevar a cabo la interacción suelo estructura. Esto se logra incorporando al final de los archivos de salida del SIMESTRU, denominados 7NISES.000 a 7NISES.040, las dos líneas que se muestran a continuación:

```
200.16E+03 12.86E+03 22.63E-06
715.80E+08 12.70E+08 22.63E-06
STOP
```

En la línea superior, y en el orden de izquierda a derecha, se introducen los parámetros correspondientes al movimiento horizontal de la base; es decir,  $K_x$ ,  $C_x$  y  $m_x$  que son la rigidez, el amortiguamiento y la masa traslacionales. En la segunda línea, y en el mismo orden, se colocan los parámetros asociados al movimiento rotacional o cabeceo; es decir  $K_r$ ,  $C_r$  e  $I_r$  que son la rigidez, el amortiguamiento y la inercia rotacionales.

Hechas estas modificaciones se puede ejecutar el programa DRAIN 2D, en una máquina virtual que permita las corridas empleando la antigua versión del sistema operativo Windows 98. Para la ejecución del programa deben trasladarse a la máquina virtual los archivos 7NISES.000 a 7NISES.040, más todos los archivos que integran la carpeta de archivos ejecutables que se denominan como aquí se enlista: Cfig386.exe, CORRE7NIV.BAT, Deihinter.exe, F7713.eer, F7713.exe, Filtostd.exe, Fig3.exe, Files.exe, po.dat y Run386.exe.

Especial explicación merece el archivo ejecutable CORRE7NIV.BAT en el que se especifican, como a continuación aparece, los nombres de los archivos que controlan la ejecución de las corridas.

```
deihinter 7NISEM.001 P7NISEM.sa1 P7NISEM.sa2 SIS01.dat P7NISEM.sa3
P7NISEM.sa4
```

El archivo deihinter ejecuta el DRAIN 2D; el 7NISEM.001 corresponde al archivo de datos del edificio simulado, el SIS01.dat es el archivo con los datos del sismo empleado; estos dos archivos constituyen la información de entrada para el DRAIN. Los P7NISEM.sa1, P7NISEM.sa2, P7NISEM.sa3, P7NISEM.sa4 son los archivos de salida del DRAIN. En el P7NISEM.sa1 se reescribe toda la información de entrada y se registran los resultados siguientes: desplazamientos nodales estáticos, fuerzas internas en los elementos estructurales, desplazamientos relativos entre nodos para cada instante de tiempo del registro de aceleraciones del sismo correspondiente, las máximas deformaciones plásticas y los máximos desplazamientos relativos. En el P7NISEM.sa2 se presenta un resumen con los desplazamientos relativos máximos

en los entrepisos, señalándose el instante de tiempo en que se suceden. En el P7NISEM.sa3 se almacenan en columnas los desplazamientos relativos y las fuerzas cortantes de entrepiso para cada intervalo de tiempo del registro de aceleraciones del sismo usado. Finalmente, en el P7NISEM.sa4 se ordenan en secuencia progresiva en el tiempo las articulaciones plásticas que se van formando conforme el edificio se aproxima al colapso.

En las figuras 5.18, 5.19, 5.20, 5.21, 5.22, 5.23 se ilustran sólo seis de las 82 gráficas que resultan de los análisis paso a paso ejecutados con el edificio de propiedades medias más los 40 edificios simulados, tanto para el prototipo de 7 niveles como para el de 14. En estas gráficas se muestra la manera como se calcula la rigidez degradada del edificio correspondiente, es decir la Ksec.

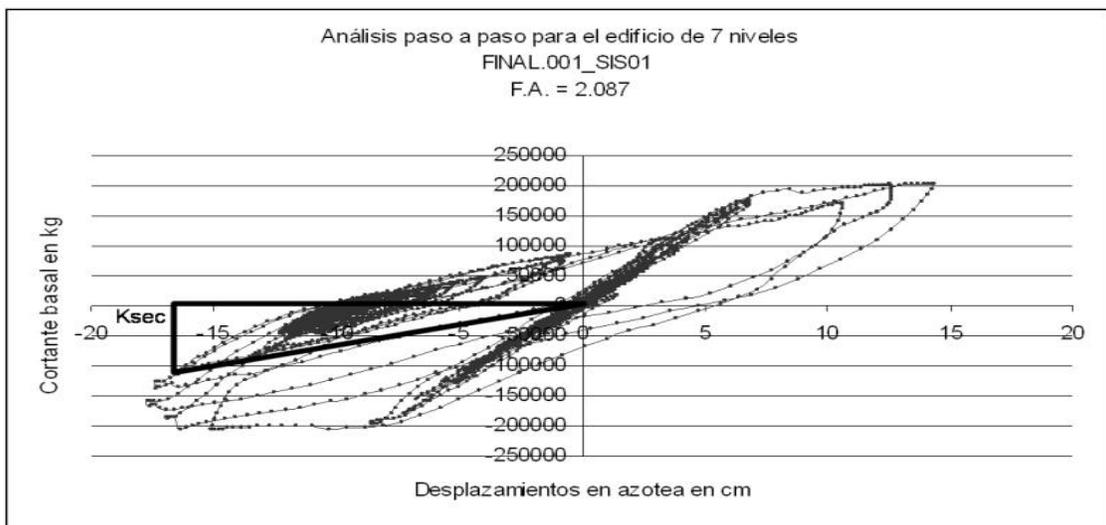


Figura 5.18 Paso a paso del edificio de 7 niveles con factor de amplificación F.A.=2.087

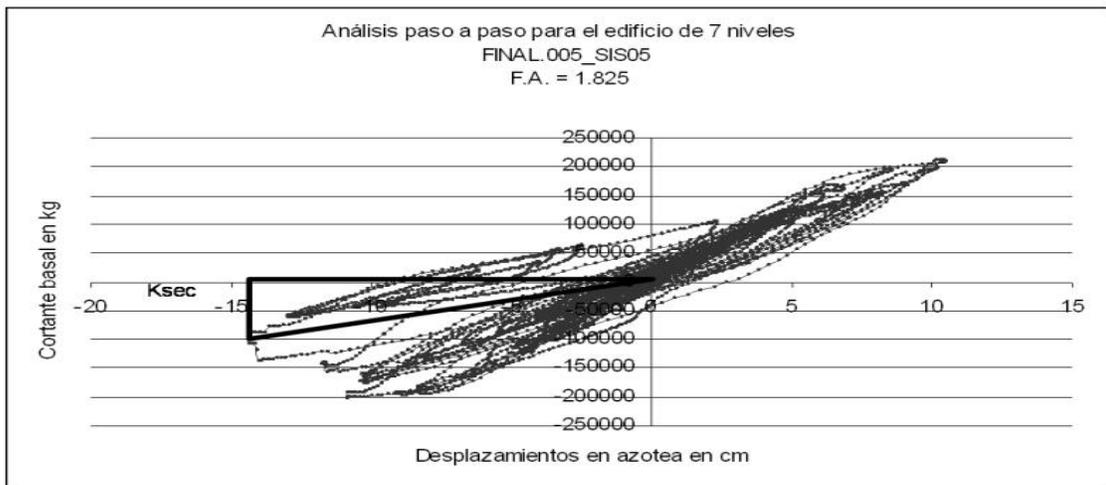


Figura 5.19 Paso a paso del edificio de 7 niveles con factor de amplificación F.A.=1.825

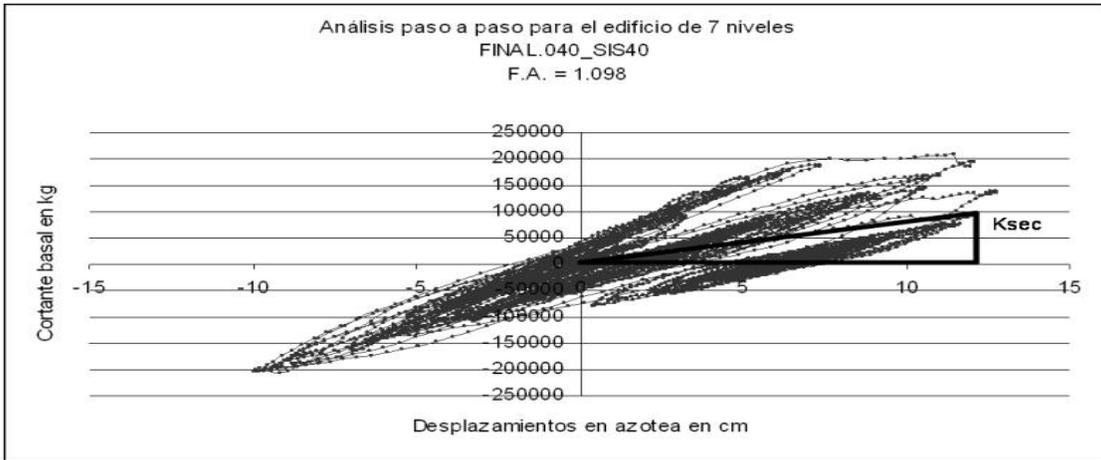


Figura 5.20 Paso a paso del edificio de 7 niveles con factor de amplificación F.A.=1.098

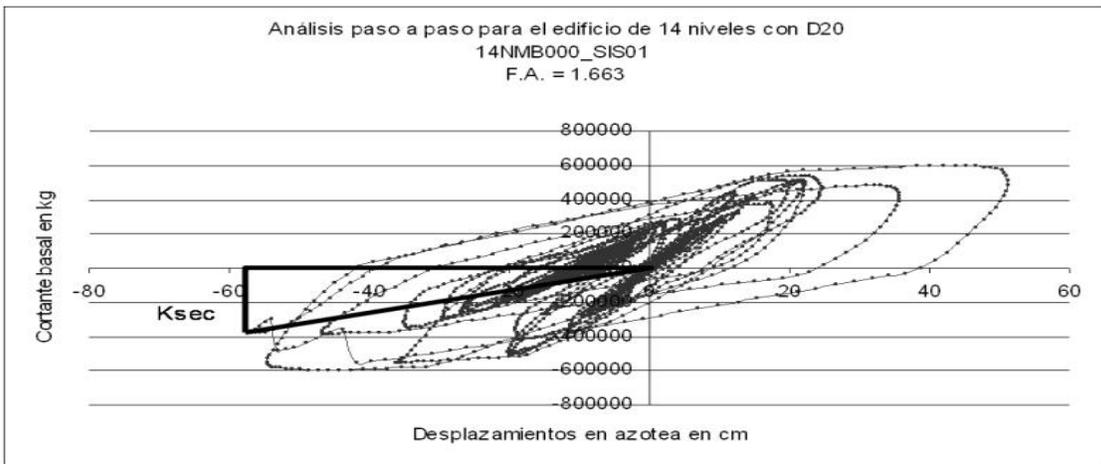


Figura 5.21 Paso a paso del edificio de 14 niveles con factor de amplificación F.A. = 1.663

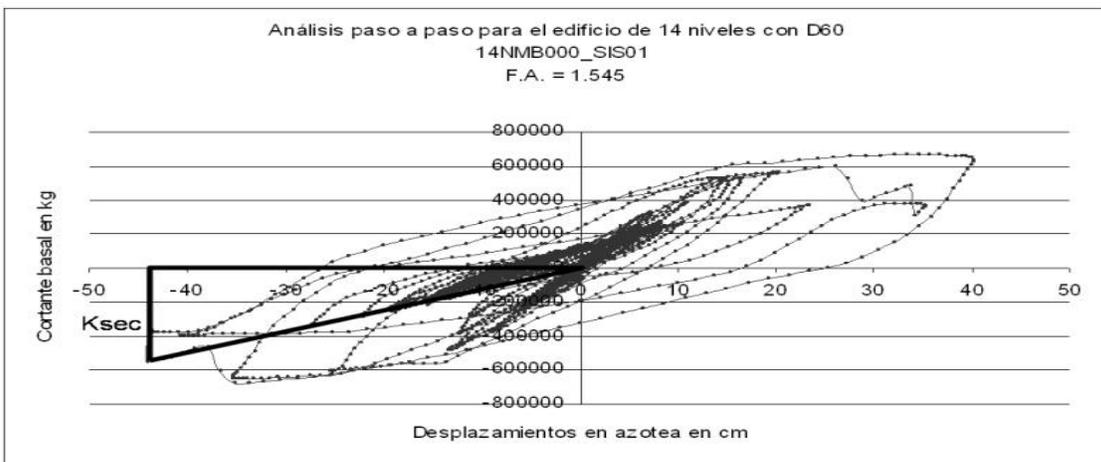


Figura 5.22 Paso a paso del edificio de 14 niveles con factor de amplificación F.A. = 1.545

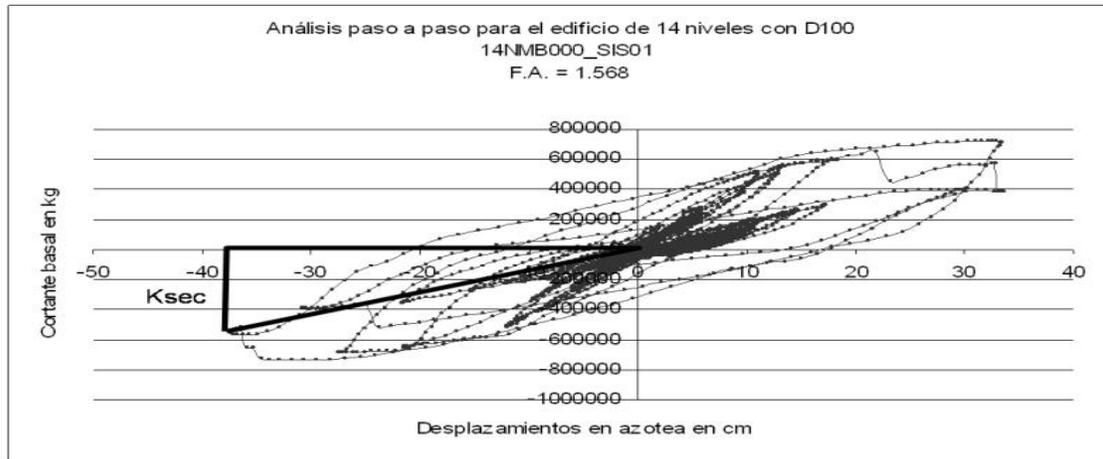


Figura 5.23 Paso a paso del edificio de 14 niveles con factor de amplificación F.A. = 1.568

## 5.7 SISMOS FACTORIZADOS

Durante el proceso del análisis paso a paso, descrito en el punto anterior, se somete cada uno de los edificios simulados a la acción de un sismo también simulado. Se busca que cada edificación alcance un nivel de desempeño muy próximo al colapso. Para ello se van incrementando los valores del registro de aceleraciones modificando el factor de amplificación ya mencionado anteriormente. Este proceso va convergiendo por aproximación sucesiva hasta que la estructura alcanza el colapso, digamos por ejemplo F.A. = 2.088 para el análisis de la figura 5.18. Conseguido el colapso de la estructura, elegimos para usar en la siguiente etapa de la tesis, es decir el análisis de confiabilidad, el F.A. = 2.087, en el que la estructura todavía no llega al colapso pero este es inminente. A continuación, en las figuras 5.24, 5.25 y 5.26 se muestran los acelerogramas de solo tres sismos en los que el movimiento original del suelo sin amplificación se superpone con el sismo amplificado.

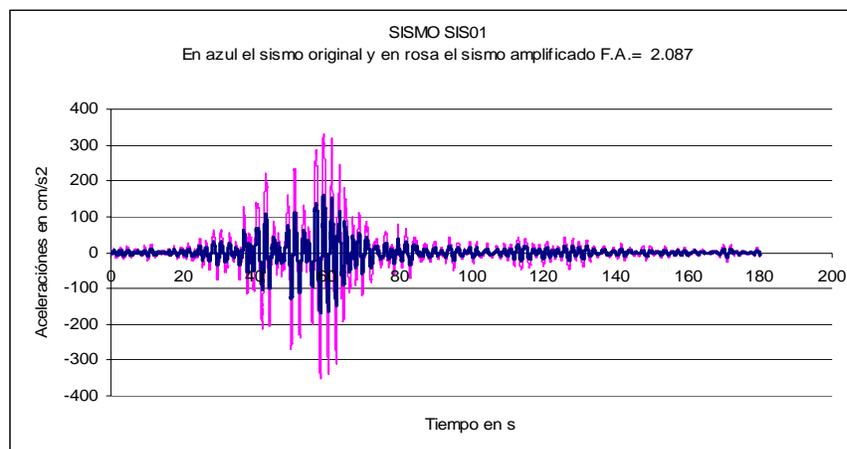


Figura 5.24 Registro de aceleraciones del sismo SIS01, con y sin amplificación.

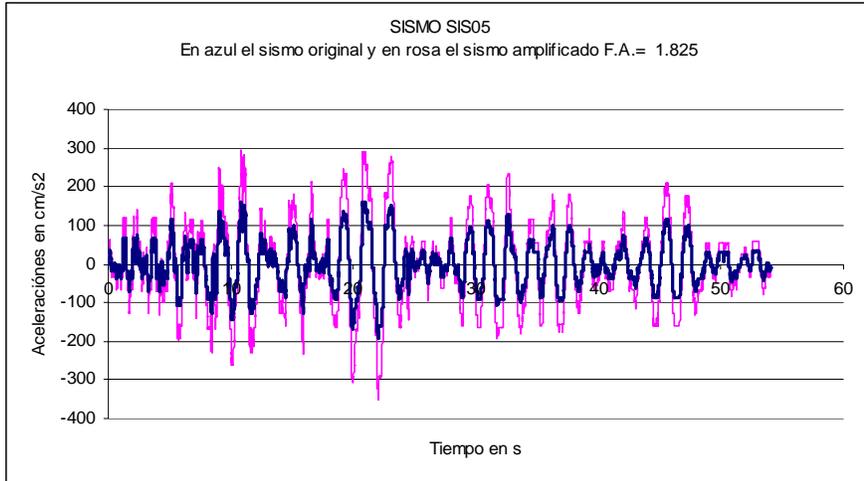


Figura 5.25 Registro de aceleraciones del sismo SIS05, con y sin amplificación.

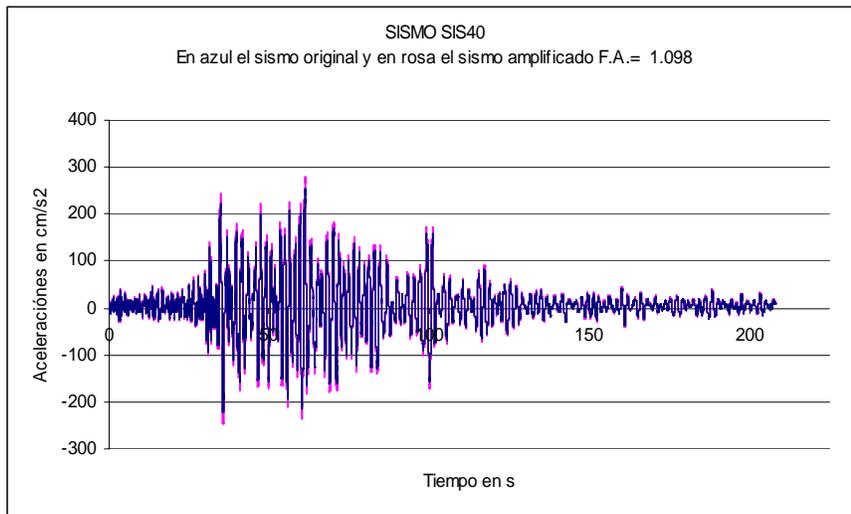


Figura 5.26 Registro de aceleraciones del sismo SIS40, con y sin amplificación.

## 5.8 ESPECTROS DE RESPUESTA DE SEUDO ACELERACIÓN

El último aspecto a considerar como necesario para poder llevar a efecto el estudio de confiabilidad del capítulo 6, se refiere a la elaboración de los espectros de respuesta correspondientes a cada uno de los sismos ya afectados por los factores de amplificación descritos en el inciso anterior. Conviene aquí recordar lo que es un espectro de respuesta de pseudoaceleración y como se construye. Considérese para esto la ecuación dinámica (5.16) y el sistema amortiguado de un grado de libertad de la figura 5.27 b, que es representativo del marco estructural de la figura 5.27 a.

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_s(t) \quad (5.16)$$

donde  $m$  representa la masa del sistema,  $C$  el amortiguamiento,  $k$  la rigidez,  $x$ ,  $\dot{x}$  y  $\ddot{x}$  son, respectivamente, el desplazamiento, la velocidad y la aceleración de la masa  $m$ , referidos a su base, y  $\ddot{x}_s(t)$  es la aceleración del terreno en cada instante de tiempo  $t$  durante la ocurrencia de un sismo determinado.

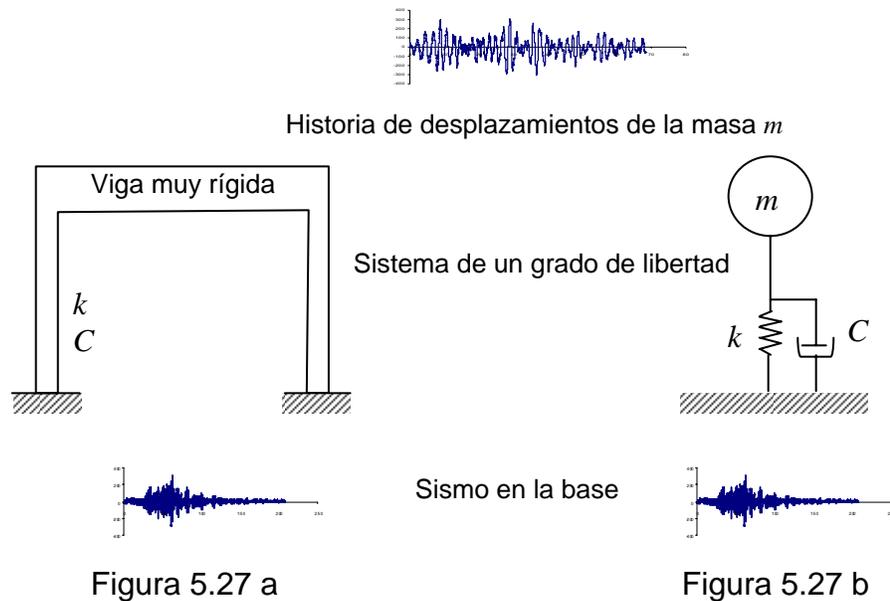


Figura 5.27 Vibración de un sistema de un grado de libertad por movimiento del suelo.

Resolviendo la ecuación (5.16) para cada instante de tiempo en que ocurre un sismo en la base se obtiene la historia de desplazamientos de la masa. De esos desplazamientos se determina el máximo alcanzado ( $D$ ) y se asocia con el correspondiente periodo ( $T$ ) de la estructura, el cual se calcula empleando la expresión siguiente:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}} \quad (5.17)$$

Si se mantiene el amortiguamiento constante, se pueden combinar la masa y la rigidez para obtener un número infinito de estructuras con diferentes periodos. Si para cada periodo se somete la estructura al mismo sismo se obtiene la correspondiente historia de desplazamiento y en cada una de ellas se determina el desplazamiento máximo. A la gráfica que se obtiene con todos los pares de puntos ( $T$ ,  $D$ ) se le denomina Espectro de Respuesta de Desplazamientos. Se puede

construir el correspondiente espectro de respuesta de pseudoaceleración calculando, para cada desplazamiento máximo  $D$ , la pseudoaceleración correspondiente con la ecuación:

$$A = \omega^2 D \quad (5.18)$$

Las figuras 5.28, 5.29 y 5.30 muestran solo tres espectros de pseudoaceleración obtenidos con el programa DEGTRA, desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM por el Dr. Mario Ordaz y Colaboradores (65)

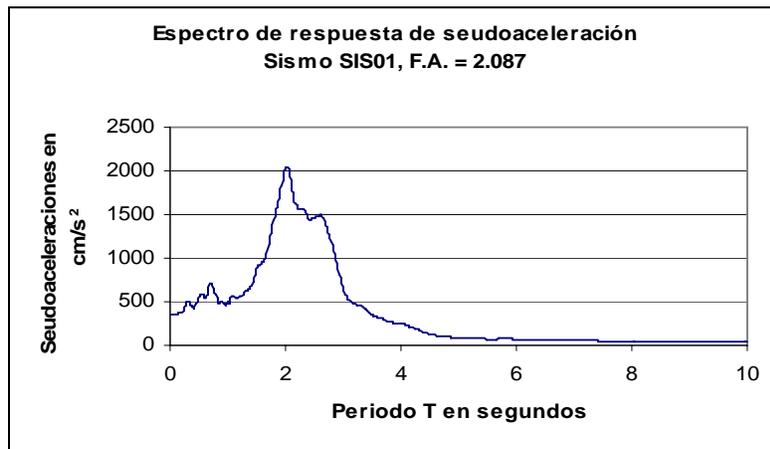


Figura 5.28 Espectro de respuesta para el sismo SIS01 con F.A. = 2.087

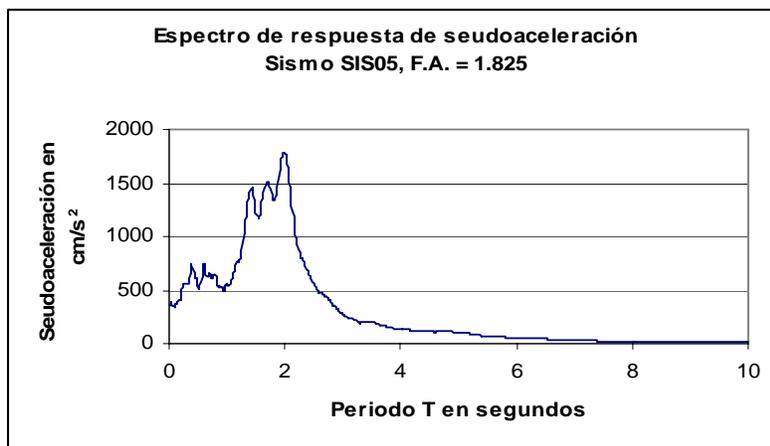


Figura 5.29 Espectro de respuesta para el sismo SIS05 con F.A. = 1.825



Figura 5.30 Espectro de respuesta para el sismo SIS40 con F.A. = 1.098

## 5.9 CONCLUSIÓN DEL CAPÍTULO

El proceso seguido en este capítulo cinco ha permitido generar información muy diversa que será utilizada en el estudio de confiabilidad del capítulo siguiente. Conviene resumir aquí, para reforzar la comprensión de este proceso, los bloques de información con que ahora se cuenta:

- Simulación de 40 edificios más un edificio de propiedades medias empleando el Método de Montecarlo (esto para cada edificio prototipo).
- Simulación de 40 sismos artificiales empleando el modelo desarrollado por Alamilla y fundamentado en los desarrollados tanto por Gregoriu, Ruiz y Rosenblueth (75) como por Yeh y Wen (59).
- Modelo de muros divisorios de mampostería mediante diagonales equivalentes conforme al desarrollo de Bazán (62).
- Análisis push over sin interacción suelo estructura, empleando el programa DEIH adaptado por Ismael (32), e incorporando el modelo de deterioro de Campos y Esteva (31).
- Análisis paso a paso con interacción suelo estructura, empleando el programa DEIHINTER adaptado por Ismael (32), e incorporando tanto el modelo de deterioro de Campos y Esteva (31), como el modelo de interacción suelo-estructura de Esteva y Mendoza (63). Aquí se incluyen factores de amplificación para incrementar la intensidad de los sismos, llevando así a las estructuras a las proximidades del colapso
- Espectros de respuesta elaborados con el programa DEGTRA (65) de Ordaz y colaboradores, considerando los sismos afectados por los factores de amplificación empleados en el análisis paso a paso.

Se explicará en el siguiente capítulo en forma detallada como se organiza y procesa la información antes descrita para desarrollar las gráficas de confiabilidad.

La seguridad implica falla, y cada vez es más importante para el ingeniero estructurista no solo ser más preciso en la descripción de lo que el quiere decir por falla, sino también en cuantificar la posibilidad, o probabilidad, de que la falla ocurra.

GARY C. HART

## **CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DETALLADO.**

“Las incertidumbres son inevitables en el diseño y planeación de los sistemas ingenieriles. En sentido estricto, por lo tanto, las herramientas del análisis ingenieril deben incluir métodos y conceptos para evaluar que tan significativa es la incertidumbre en el diseño y desempeño de un sistema. A este respecto, los principios de la probabilidad (y sus campos aliados de la estadística y la teoría de decisiones) ofrecen las herramientas matemáticas para modelar la incertidumbre y el análisis de sus efectos en el diseño en ingeniería” (66).

“La utilidad de la probabilidad y la estadística en el análisis de muestras de datos y para los propósitos del control de la calidad esta bien reconocida; sin embargo, el significado de los conceptos probabilísticos trasciende cualquier aplicación específica. En verdad, dado que estos conceptos son necesarios y vitales para el apropiado tratamiento de la incertidumbre, la probabilidad y la teoría estadística para las decisiones juegan papeles especialmente significativos en todos los aspectos de la planeación y el diseño en ingeniería, incluyendo: (1) el modelado de problemas ingenieriles y la evaluación del desempeño de sistemas bajo condiciones de incertidumbre; (2) el desarrollo sistemático de criterios de diseño, tomando explícitamente en consideración la importancia de la incertidumbre; y (3) el marco de trabajo lógico para valorar riesgos y evaluar análisis de riesgo-beneficio relativos a la toma de decisiones” (66).

“En el desarrollo de diseños de ingeniería, a menudo se requieren decisiones independientemente de la calidad y lo incompleta que sea la información, y así deben ser formuladas bajo condiciones de incertidumbre, en el sentido de que las consecuencias de una decisión dada no pueden ser determinadas con absoluta confianza. Muchos problemas en ingeniería involucran procesos naturales y fenómenos que son inherentemente aleatorios; los estados de tales fenómenos son naturalmente indeterminados y así no pueden ser descritos en forma definitiva. Por estas razones, las decisiones requeridas en los procesos de planeación y diseño en ingeniería invariablemente deben ser hechas, y son hechas, bajo condiciones de incertidumbre. Más aún, bajo estas condiciones de incertidumbre la planeación y el diseño de los sistemas en ingeniería involucran riesgo, y la formulación de las respectivas decisiones requieren del adecuado balance entre riesgo y beneficio, todo lo cual se ubica adecuadamente dentro del campo de la probabilidad aplicada” (66).

Por lo que al campo de la ingeniería de las estructuras se refiere, “para una adecuada descripción del comportamiento estructural, se debe recurrir a los métodos probabilísticos. La cualidad de **aleatoriedad** es una característica tanto de las cargas soportadas por la estructura, como de las propiedades mismas de las estructuras. No hay dos estructuras, aun si ellas han sido producidas mediante los mismos procesos de manufactura, que tengan idénticas propiedades. Esta variabilidad claramente indica que es indispensable investigar el comportamiento estructural recurriendo a los métodos probabilísticos. Los problemas de diseño estructural involucran siempre un elemento de incertidumbre, impredecibilidad, o aleatoriedad: No importa que tanto se sepa acerca del fenómeno, el comportamiento de una estructura es imposible de predicción precisa. Resulta entonces adecuado afirmar, en principio, que no pueden existir estructuras que **nunca fallan**; esto es solo una cuestión de una mayor o menor probabilidad de falla. De acuerdo con esto, el diseño probabilístico esta relacionado con la probabilidad de falla o, preferentemente, con el desempeño sin falla, es decir con la probabilidad de que la estructura realice adecuadamente la función para la que ha de ser construida — en otras palabras, con la **confiabilidad**” (18)

“El Diccionario McGraw-Hill de términos Científicos y Técnicos da la siguiente definición de este concepto básico: **Confiabilidad** — la probabilidad de que una parte componente, equipo, o sistema desempeñe satisfactoriamente su función asignada bajo circunstancias dadas, tales como condiciones ambientales, limitaciones en el tiempo de operación, y frecuencia y minuciosidad de mantenimiento, durante un periodo especificado de tiempo” (18).

Los incisos de este capítulo muestran los pasos a seguir para un estudio de confiabilidad del desempeño de estructuras complejas, con múltiples grados de libertad, sometidas a la acción de sismos de alta intensidad. La confiabilidad será uno de los criterios de aceptación para el diseño de una estructura; el otro tendría que ser el costo optimizado.

## 6.1 ÍNDICE DE DAÑO D (O ÍNDICE DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ SECANTE)

De acuerdo con la filosofía del diseño por desempeño, interesa determinar la confiabilidad de un diseño convencional dado, en este caso de los diseños de los edificios prototipo de 7 y 14 niveles, para un nivel de desempeño predeterminado bajo la acción de un sismo intenso con periodo de recurrencia preestablecido. El nivel de desempeño que en esta tesis se propone es el de la cercanía al colapso, o también llamado colapso incipiente.

El indicador de desempeño que aquí se ha elegido es el que se denomina “índice de reducción de rigidez secante” y que se denota en esta tesis con la letra D. Esta

condición de colapso, definida por Esteva e Ismael (67), se calcula fácilmente con la ecuación (3.8) del capítulo 3; es decir,  $D=(K_o-K_{sec})/K_o$ , donde  $K_o$  es la rigidez tangente inicial asociada con la curva desplazamiento de azotea v.s. cortante en la base que resulta del análisis push over, y  $K_{sec}$  es la rigidez secante (cortante en la base dividido por el desplazamiento lateral de la azotea) cuando el desplazamiento lateral de la azotea alcanza su valor máximo absoluto durante la respuesta sísmica del sistema (análisis paso a paso). La condición de falla se presenta cuando  $D=1.0$ , es decir cuando  $K_{sec} = 0$ .

En las tablas 6.1 y 6.2 se presentan los índices de falla D obtenidos para el edificio de 7 niveles (similarmente se realizó para el de 14 niveles), tanto sin considerar la interacción de los marcos con los muros, como considerando tal interacción. Para este segundo caso se presenta el ejemplo de interacción con muros de mampostería de resistencia  $f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2$ , módulo elástico  $E_m = 12\ 000 \text{ kg/cm}^2$ , y peso volumétrico  $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ . En ambas tablas el sismo aplicado se refiere al sismo escalado que causa la falla incipiente de los edificios en los análisis paso a paso.

Tabla 6.1 Índice de falla D sin considerar interacción muros-marcos

EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA		
CLAVE DEL EDIFICIO	SISMO APLICADO	$K_o$ CON UN PUNTO DEL PUSH OVER
		$D=(K_o - K_{sec})/(K_o)$
7NISES.000	SIS01	0.68862
7NISES.001	SIS01	0.76662
7NISES.002	SIS02	0.69667
7NISES.003	SIS03	0.77498
7NISES.004	SIS04	0.7546
7NISES.005	SIS05	0.80325
7NISES.006	SIS06	0.58891
7NISES.007	SIS07	0.79172
7NISES.008	SIS08	0.74129
7NISES.009	SIS09	0.72705
7NISES.010	SIS10	0.63484
7NISES.011	SIS11	0.86553
7NISES.012	SIS12	0.97705
7NISES.013	SIS13	0.68088
7NISES.014	SIS14	0.74383
7NISES.015	SIS15	0.75953
7NISES.016	SIS16	0.86142
7NISES.017	SIS17	0.99508
7NISES.018	SIS18	1.00000
7NISES.019	SIS19	0.85597
7NISES.020	SIS20	0.89396
7NISES.021	SIS21	0.6541
7NISES.022	SIS22	0.88909
7NISES.023	SIS23	0.82298
7NISES.024	SIS24	0.84727
7NISES.025	SIS25	0.72399

7NISES.026	SIS26	0.78004
7NISES.027	SIS27	0.77837
7NISES.028	SIS28	0.71876
7NISES.029	SIS29	0.71544
7NISES.030	SIS30	0.78454
7NISES.031	SIS31	0.81196
7NISES.032	SIS32	0.78666
7NISES.033	SIS33	0.83979
7NISES.034	SIS34	0.94834
7NISES.035	SIS35	0.69391
7NISES.036	SIS36	0.71563
7NISES.037	SIS37	0.74082
7NISES.038	SIS38	0.92281
7NISES.039	SIS39	0.89927
7NISES.040	SIS40	0.90594

Tabla 6.2 Índice de falla D considerando la interacción muros-marcos.

EDIFICIO DE 7 NIVELES <b>CON MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA</b>		
Muros con piezas de barro de $e = 12 \text{ cm}$ , $f^*m = 20 \text{ kg/cm}^2$ , $E_m = 12\,000 \text{ kg/cm}^2$ y $PV = 1.7 \text{ t/m}^3$		
CLAVE DE EDIFICIO	SISMO APLICADO	UN PUNTO DEL PUSH OVER
		$D = (K_o - K_{sec} / K_o)$
7NISEM.000	SIS01	0.56972
7NISEM.001	SIS01	0.71833
7NISEM.002	SIS02	0.72184
7NISEM.003	SIS03	0.68408
7NISEM.004	SIS04	0.74644
7NISEM.005	SIS05	0.81392
7NISEM.006	SIS06	0.74892
7NISEM.007	SIS07	0.73402
7NISEM.008	SIS08	0.54686
7NISEM.009	SIS09	0.66118
7NISEM.010	SIS10	0.49430
7NISEM.011	SIS11	0.99120
7NISEM.012	SIS12	0.99230
7NISEM.013	SIS13	0.58976
7NISEM.014	SIS14	0.69867
7NISEM.015	SIS15	0.64810
7NISEM.016	SIS16	0.71989
7NISEM.017	SIS17	0.99130
7NISEM.018	SIS18	0.60009
7NISEM.019	SIS19	0.74376
7NISEM.020	SIS20	0.64589
7NISEM.021	SIS21	0.58779
7NISEM.022	SIS22	0.41597
7NISEM.023	SIS23	0.70266
7NISEM.024	SIS24	0.62807

7NISEM.025	SIS25	0.45874
7NISEM.026	SIS26	0.83317
7NISEM.027	SIS27	0.67386
7NISEM.028	SIS28	0.75910
7NISEM.029	SIS29	0.58103
7NISEM.030	SIS30	0.53543
7NISEM.031	SIS31	0.74126
7NISEM.032	SIS32	0.76925
7NISEM.033	SIS33	0.97847
7NISEM.034	SIS34	0.99320
7NISEM.035	SIS35	0.66241
7NISEM.036	SIS36	0.65421
7NISEM.037	SIS37	0.52340
7NISEM.038	SIS38	0.58319
7NISEM.039	SIS39	0.45990
7NISEM.040	SIS40	0.65678

Conviene explicar que en las tablas anteriores se hace mención del cálculo del índice de daño con un punto del push over; esto se refiere a que con las coordenadas de un solo punto, cercano al inicio de la gráfica de dicho análisis, se determina la pendiente  $K_0$  o rigidez inicial del edificio en turno. También se muestra en la tabla la clave del sismo con el que fue excitada cada estructura simulada para realizar el análisis paso a paso correspondiente, que permite obtener la rigidez degradada,  $K_{sec}$ .

## 6.2 SEUDO ACELERACIÓN NORMALIZADA Z

Una vez determinado el índice de daño  $D$ , se requiere obtener otro número característico del comportamiento de la estructura en cada simulación, que permita completar un par coordenado para construir una gráfica de dispersión con 41 puntos. Ese número característico se refiere a la pseudoaceleración,  $S_a$ , que corresponde al periodo de cada edificio, considerando la interacción suelo-estructura, y se obtiene del espectro de respuesta de pseudoaceleración elaborado a partir del sismo escalado que provoca la falla incipiente de cada edificio. Las líneas con punta de flecha de la figura 6.1 ilustran la manera de obtener el valor de  $S_a$ .

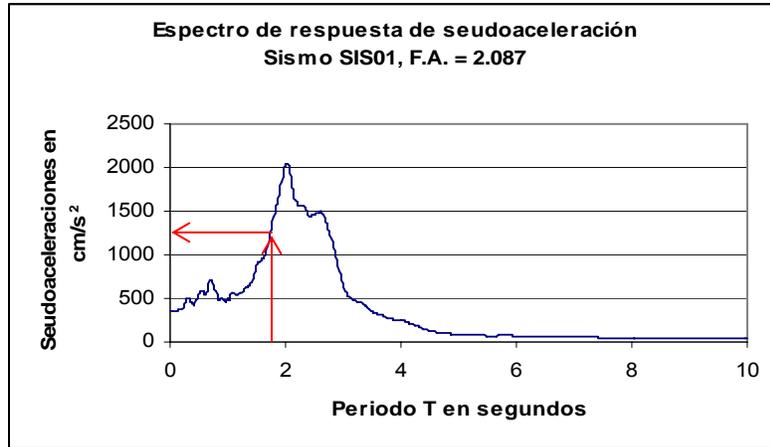


Figura 6.1. Pseudoaceleración para un periodo dado de una estructura.

La gráfica de dispersión que se desea obtener sigue la filosofía tradicional de establecer una relación entre fuerza-desplazamiento, o esfuerzo-deformación, o acción-respuesta en general. En este caso lo que se relaciona es la intensidad de la acción sísmica, dada por la pseudoaceleración  $S_a$  que causa la falla incipiente, contra la respuesta estructural, dada por el índice de daño  $D$ . Más adelante, en el inciso 6.3 se elabora esta gráfica.

Por lo que respecta a los periodos de las estructuras considerando la interacción suelo-estructura, Rangel (34) desarrolló un programa sencillo que adiciona a las matrices salidas del programa de simulación SIMESTRU en los archivos forMod.xxx, los parámetros de rigidez y amortiguamiento para los resortes representativos del suelo, según el modelo de Esteva y Mendoza (63). Cabe recordar que en los archivos forMod.xxx se almacena la matriz de rigidez, el vector de masas, la matriz de formas modales y el vector de frecuencias para cada edificio simulado. Por ello, adicionando los parámetros del suelo y aplicando los principios básicos de la dinámica estructural fue posible para Rangel elaborar una rutina en lenguaje Fortran que permite calcular los periodos con interacción suelo-estructura de cada edificio. La tabla 6.3 contrasta los periodos con base rígida y con interacción suelo-estructura para el edificio de 7 niveles sin los muros de mampostería ligados a la estructura de concreto reforzado.

Tabla 6.3 Periodos con y sin interacción suelo-estructura

EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA		
CLAVE DEL EDIFICIO	PERIODO DE LA ESTRUCTURA EN SEG	
	BASE RÍGIDA	INTERACCIÓN SUELO –ESTRUCTURA
7NISES.000	0.94	1.18
7NISES.001	1.22	1.42
7NISES.002	1.22	1.44
7NISES.003	1.16	1.36
7NISES.004	1.21	1.39
7NISES.005	1.16	1.37

7NISES.006	1.17	1.38
7NISES.007	1.19	1.38
7NISES.008	1.21	1.42
7NISES.009	1.17	1.37
7NISES.010	1.20	1.45
7NISES.011	1.19	1.39
7NISES.012	1.10	1.30
7NISES.013	1.21	1.42
7NISES.014	1.18	1.42
7NISES.015	1.20	1.40
7NISES.016	1.17	1.37
7NISES.017	1.17	1.37
7NISES.018	1.12	1.31
7NISES.019	1.14	1.34
7NISES.020	1.18	1.44
7NISES.021	1.10	1.29
7NISES.022	1.16	1.37
7NISES.023	1.29	1.48
7NISES.024	1.26	1.47
7NISES.025	1.21	1.41
7NISES.026	1.15	1.36
7NISES.027	1.19	1.39
7NISES.028	1.18	1.38
7NISES.029	1.15	1.36
7NISES.030	1.15	1.35
7NISES.031	1.12	1.30
7NISES.032	1.20	1.41
7NISES.033	1.17	1.37
7NISES.034	1.19	1.40
7NISES.035	1.18	1.39
7NISES.036	1.18	1.38
7NISES.037	1.28	1.48
7NISES.038	1.21	1.42
7NISES.039	1.25	1.47
7NISES.040	1.22	1.45

La tabla 6.4 solo muestra los periodos con interacción suelo-estructura para el edificio de 7 niveles con los muros ligados a la estructura de concreto reforzado. En este caso no se presentan los periodos con base rígida debido a que no se cuenta con ellos pues estos son calculados directamente durante las simulaciones que ejecuta el programa SIMESTRU, debiendo recordarse que con este programa las diagonales equivalentes, representativas de los muros, no se pueden modelar. Conviene recalcar aquí que estas diagonales equivalentes se integran al sistema posteriormente, durante la etapa del análisis no lineal descrito en el capítulo 5, adicionando en el programa DRAIN 2D un bloque con los datos correspondientes. También cabe enfatizar que dichas diagonales asumen valores determinísticos nominales obtenidos con las ecuaciones (5.13), (5.14) y (5.15); es decir, que no son producto de ningún proceso de simulación como lo es el resto del sistema.

Tabla 6.4. Periodos con interacción suelo-estructura.

EDIFICIO DE 7 NIVELES <b>CON MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA</b>	
Muros con piezas de barro de $e = 12$ cm,	
$f^*m = 20$ kg/cm <sup>2</sup> , $E_m = 12\ 000$ kg/cm <sup>2</sup> y $PV = 1.7$ t/m <sup>3</sup>	
CLAVE DEL EDIFICIO	PERIODO DE LA ESTRUCTURA CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN SEG
7NISEM.000	0.8640
7NISEM.001	0.9246
7NISEM.002	0.9381
7NISEM.003	0.8969
7NISEM.004	0.9024
7NISEM.005	0.8991
7NISEM.006	0.8950
7NISEM.007	0.8727
7NISEM.008	0.9304
7NISEM.009	0.8960
7NISEM.010	0.9258
7NISEM.011	0.9078
7NISEM.012	0.8614
7NISEM.013	0.9341
7NISEM.014	0.9264
7NISEM.015	0.9030
7NISEM.016	0.8907
7NISEM.017	0.8897
7NISEM.018	0.8592
7NISEM.019	0.8759
7NISEM.020	0.8689
7NISEM.021	0.8354
7NISEM.022	0.9065
7NISEM.023	0.9580
7NISEM.024	0.9664
7NISEM.025	0.9211
7NISEM.026	0.8737
7NISEM.027	0.9142
7NISEM.028	0.9029
7NISEM.029	0.8980
7NISEM.030	0.8966
7NISEM.031	0.8378
7NISEM.032	0.9230
7NISEM.033	0.8978
7NISEM.034	0.9176
7NISEM.035	0.9060
7NISEM.036	0.9040
7NISEM.037	0.9604
7NISEM.038	0.9263
7NISEM.039	0.9548
7NISEM.040	0.9367

Conviene mencionar aquí que se cuenta con la información equivalente a la mostrada en las anteriores tablas 6.3 y 6.4 para el edificio de 14 niveles, tanto para el caso sin muros ligados a la estructura, como para las diversas variantes de edificios con los muros ligados.

Una vez calculados los periodos, y obtenidos los valores de pseudoaceleración como se indica en la figura 6.1, estos se normalizan y se identifican con la letra Z, multiplicando por la masa total, denotada  $MT_{pm}$ , del edificio de propiedades medias y dividiendo por la fuerza cortante basal que provoca la primera fluencia del mismo edificio de propiedades medias, que se denota  $Vy_{pm}$ , y que se obtiene de las gráficas generadas por el análisis push over, ajustadas bilinealmente y mostradas en las figuras 5.11, 5.12 y 5.13 del capítulo 5; es decir  $Z=(Sa \bullet MT_{pm})/Vy_{pm}$ . Posteriormente, se obtiene el logaritmo natural de la pseudoaceleración normalizada y la denotamos con la letra Q, es decir  $Q=Ln(Z)$ .

La tabla 6.5 muestra enseguida lo antes descrito para el **edificio de 7 niveles con muros desligados de la estructura**; aquí se destacan con fondo sombreado las columnas con el índice de daño y el logaritmo natural de Z para cada edificio simulado. Con estos valores se obtiene posteriormente la gráfica de dispersión acción-respuesta, ya mencionada.

La tabla 6.6 muestra, más adelante, lo antes descrito para el **edificio de 7 niveles con muros ligados a la estructura**; aquí se destacan con fondo sombreado las columnas con el índice de daño y el logaritmo natural de Z para cada edificio simulado. Con estos valores se obtiene posteriormente la gráfica de dispersión acción-respuesta, ya mencionada.

Conviene recordar que en ambas tablas 6.5 y 6.6, la tercera columna contiene los valores de pseudoaceleración,  $Sa$ , obtenidos del espectro de respuesta elaborado a partir del sismo escalado que provoca la falla incipiente del correspondiente edificio, según se indicó en la figura 6.1.

Información similar a la mostrada en las tablas 6.5 y 6.6 se tiene para el edificio de 14 niveles en todas sus variantes, con muros y sin muros ligados a la estructura.

Tabla 6.5 Índice de daño D y pseudoaceleración normalizada Z.

CÁLCULO DE LA SEUDOACELERACIÓN NORMALIZADA Y DE SU LOGARÍTMO NATURAL						
EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA						
CLAVE DEL EDIFICIO	$D = (K_0 - K_{sec}) / (K_0)$	Sa en $cm/s^2$	$MT_{pm}$ en $kg\ s^2/cm$	$V_{y_{pm}}$ en kg	$Z = (Sa * MT_{pm} / V_{y_{pm}})$	$Q = \ln(Z)$
7NISE.000	0.6886	397.5	461.6	159292.6	1.1519	0.1414
7NISE.001	0.7666	465.5	461.6	159292.6	1.3489	0.2993
7NISE.002	0.6967	441.1	461.6	159292.6	1.2782	0.2454
7NISE.003	0.7750	632.9	461.6	159292.6	1.8343	0.6067
7NISE.004	0.7546	944.5	461.6	159292.6	2.7372	1.0069
7NISE.005	0.8033	981.8	461.6	159292.6	2.8452	1.0456
7NISE.006	0.5889	722.9	461.6	159292.6	2.0951	0.7396
7NISE.007	0.7917	547.2	461.6	159292.6	1.5858	0.4611
7NISE.008	0.7413	925.3	461.6	159292.6	2.6816	0.9864
7NISE.009	0.7271	545.0	461.6	159292.6	1.5795	0.4571
7NISE.010	0.6348	597.2	461.6	159292.6	1.7307	0.5485
7NISE.011	0.8655	551.6	461.6	159292.6	1.5985	0.4691
7NISE.012	0.9771	587.6	461.6	159292.6	1.7028	0.5323
7NISE.013	0.6809	494.4	461.6	159292.6	1.4327	0.3596
7NISE.014	0.7438	605.9	461.6	159292.6	1.7560	0.5631
7NISE.015	0.7595	675.8	461.6	159292.6	1.9586	0.6722
7NISE.016	0.8614	1120.6	461.6	159292.6	3.2476	1.1779
7NISE.017	0.9951	1205.0	461.6	159292.6	3.4921	1.2505
7NISE.018	1.0000	1055.7	461.6	159292.6	3.0593	1.1182
7NISE.019	0.8560	551.1	461.6	159292.6	1.5970	0.4681
7NISE.020	0.8940	622.5	461.6	159292.6	1.8041	0.5901
7NISE.021	0.6541	584.4	461.6	159292.6	1.6936	0.5268
7NISE.022	0.8891	808.0	461.6	159292.6	2.3416	0.8509
7NISE.023	0.8230	652.6	461.6	159292.6	1.8912	0.6372
7NISE.024	0.8473	496.3	461.6	159292.6	1.4383	0.3634
7NISE.025	0.7240	628.1	461.6	159292.6	1.8201	0.5989
7NISE.026	0.7800	845.7	461.6	159292.6	2.4508	0.8964
7NISE.027	0.7784	916.3	461.6	159292.6	2.6554	0.9766
7NISE.028	0.7188	826.2	461.6	159292.6	2.3944	0.8731
7NISE.029	0.7154	562.3	461.6	159292.6	1.6296	0.4883
7NISE.030	0.7845	684.4	461.6	159292.6	1.9834	0.6848
7NISE.031	0.8120	613.9	461.6	159292.6	1.7792	0.5762
7NISE.032	0.7867	717.0	461.6	159292.6	2.0779	0.7314
7NISE.033	0.8398	565.1	461.6	159292.6	1.6376	0.4932
7NISE.034	0.9483	663.0	461.6	159292.6	1.9213	0.6530
7NISE.035	0.6939	486.9	461.6	159292.6	1.4109	0.3442
7NISE.036	0.7156	617.7	461.6	159292.6	1.7901	0.5822
7NISE.037	0.7408	460.0	461.6	159292.6	1.3330	0.2875
7NISE.038	0.9228	573.9	461.6	159292.6	1.6631	0.5087
7NISE.039	0.8993	775.0	461.6	159292.6	2.2459	0.8091
7NISE.040	0.9059	951.9	461.6	159292.6	2.7586	1.0147

Tabla 6.6 Índice de daño D y pseudoaceleración normalizada Z

CÁLCULO DE LA SEUDOACELERACIÓN NORMALIZADA Y DE SU LOGARÍTMO NATURAL						
EDIFICIO DE 7 NIVELES <b>CON MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA</b>						
Muros con piezas de barro de e =12 cm, f*m=20 kg/cm2, Em= 12 000 kg/cm2 y PV = 1.7 t/m3						
CLAVE DEL EDIFICIO	$D = (K_o - K_{sec}) / (K_o)$	Sa en $cm/s^2$	MT <sub>pm</sub> en $kg s^2/cm$	Vy <sub>pm</sub> en kg	$Z = Sa * MT_{pm} / Vy_{pm}$	Q=Ln (Z)
7NISEM.000	0.5697	540.0	461.6	206955.6	1.2	0.1861
7NISEM.001	0.7183	488.1	461.6	206955.6	1.1	0.0849
7NISEM.002	0.7218	579.2	461.6	206955.6	1.3	0.2562
7NISEM.003	0.6841	688.0	461.6	206955.6	1.5	0.4282
7NISEM.004	0.7464	669.3	461.6	206955.6	1.5	0.4007
7NISEM.005	0.8139	527.9	461.6	206955.6	1.2	0.1633
7NISEM.006	0.7489	586.3	461.6	206955.6	1.3	0.2684
7NISEM.007	0.7340	682.8	461.6	206955.6	1.5	0.4208
7NISEM.008	0.5469	532.4	461.6	206955.6	1.2	0.1718
7NISEM.009	0.6612	630.0	461.6	206955.6	1.4	0.3403
7NISEM.010	0.4943	524.3	461.6	206955.6	1.2	0.1566
7NISEM.011	0.9912	580.2	461.6	206955.6	1.3	0.2578
7NISEM.012	0.9923	468.2	461.6	206955.6	1.0	0.0435
7NISEM.013	0.5898	523.7	461.6	206955.6	1.2	0.1554
7NISEM.014	0.6987	489.4	461.6	206955.6	1.1	0.0876
7NISEM.015	0.6481	634.8	461.6	206955.6	1.4	0.3479
7NISEM.016	0.7199	671.6	461.6	206955.6	1.5	0.4042
7NISEM.017	0.9913	640.1	461.6	206955.6	1.4	0.3562
7NISEM.018	0.6001	774.2	461.6	206955.6	1.7	0.5464
7NISEM.019	0.7438	529.3	461.6	206955.6	1.2	0.1661
7NISEM.020	0.6459	435.3	461.6	206955.6	1.0	-0.0295
7NISEM.021	0.5878	619.7	461.6	206955.6	1.4	0.3237
7NISEM.022	0.4160	619.0	461.6	206955.6	1.4	0.3227
7NISEM.023	0.7027	468.8	461.6	206955.6	1.0	0.0448
7NISEM.024	0.6281	508.2	461.6	206955.6	1.1	0.1253
7NISEM.025	0.4587	574.7	461.6	206955.6	1.3	0.2483
7NISEM.026	0.8332	625.1	461.6	206955.6	1.4	0.3325
7NISEM.027	0.6739	537.6	461.6	206955.6	1.2	0.1815
7NISEM.028	0.7591	578.9	461.6	206955.6	1.3	0.2556
7NISEM.029	0.5810	600.2	461.6	206955.6	1.3	0.2918
7NISEM.030	0.5354	583.3	461.6	206955.6	1.3	0.2633
7NISEM.031	0.7413	682.5	461.6	206955.6	1.5	0.4203
7NISEM.032	0.7693	515.3	461.6	206955.6	1.1	0.1393
7NISEM.033	0.9785	636.4	461.6	206955.6	1.4	0.3503
7NISEM.034	0.9932	488.2	461.6	206955.6	1.1	0.0852
7NISEM.035	0.6624	570.4	461.6	206955.6	1.3	0.2409
7NISEM.036	0.6542	425.8	461.6	206955.6	0.9	-0.0515
7NISEM.037	0.5234	407.7	461.6	206955.6	0.9	-0.0950
7NISEM.038	0.5832	427.1	461.6	206955.6	1.0	-0.0485
7NISEM.039	0.4599	544.2	461.6	206955.6	1.2	0.1939
7NISEM.040	0.6568	527.3	461.6	206955.6	1.2	0.1623

### 6.3 DISPERSIÓN D v.s. Q=Ln (Z)

Con los pares de valores mostrados en las tablas anteriores en las columnas segunda y última (sombreadas) se construyen las gráficas de dispersión que se muestran en las figuras 6.2 y 6.3 siguientes:

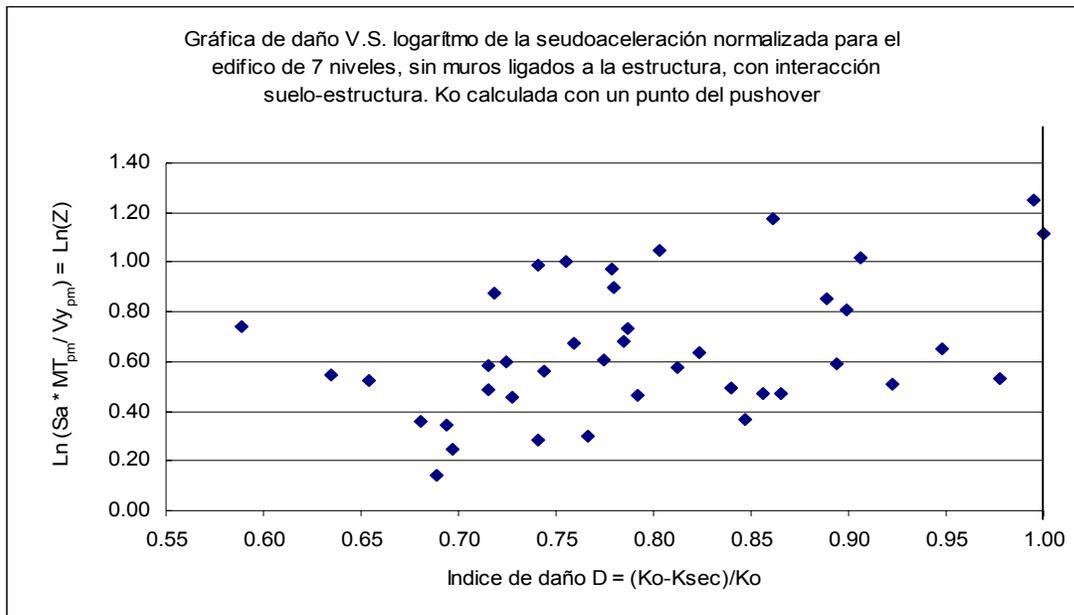


Figura 6.2. Gráfica de dispersión acción-respuesta para el edificio de 7 niveles sin muros ligados a la estructura.

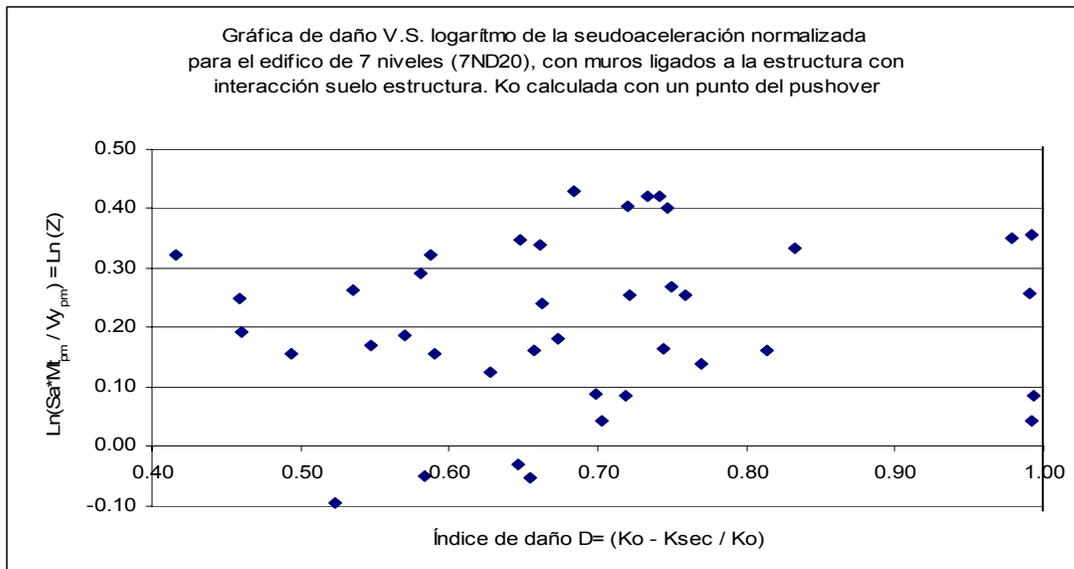


Figura 6.3. Gráfica de dispersión acción-respuesta para edificio de 7 niveles (7ND20) con muros ligados a la estructura.

Por lo general, estas gráficas de dispersión se elaboran a partir de índices de daño D en los que la rigidez secante  $K_{sec}$  se determina, como ya se explicó anteriormente, con un análisis paso a paso del desempeño de cada simulación de la estructura sometida a la acción de un sismo intenso cualquiera, real o artificial. **Si las aceleraciones del sismo no se modifican por factores de amplificación**, suele suceder que algunos índices de daño adquieren tanto valores muy bajos, menores incluso a 0.1, como valores altos, cercanos e incluso iguales a la unidad, de tal forma que la gráfica de dispersión llena todo el intervalo entre los posibles valores 0 y 1.0 del índice de daño D. Bajo estas circunstancias, el paso siguiente consiste en modelar matemáticamente una línea de ajuste que representa el valor esperado  $\bar{Q}(D) = E[\ln(Z)] = E[Q]$ , a la que se le denomina función de valor esperado de la pseudoaceleración, la cual relaciona la acción sísmica  $S_a$  con la respuesta estructural D.

Conocida la función de valor esperado  $\bar{Q}(D)$ , se procede a elaborar una gráfica de dispersión S v.s. D que relaciona el índice de daño D de cada edificio con S que es el cuadrado de las diferencias  $Q - \bar{Q}(D)$ , y aplicando las ecuaciones siguientes se puede determinar la desviación estándar de  $Q = \ln(Z)$ .

$$S = [Q - \bar{Q}(D)]^2 \quad (6.1)$$

y

$$\sigma[Q] = \sqrt{E[S]} = \sqrt{E[\langle Q - \bar{Q}(D) \rangle^2]} \quad (6.2)$$

aquí S se calcula para cada valor de D, y  $E[S]$  representa la varianza de la dispersión y se puede modelar matemáticamente por una línea de ajuste que se denomina función de varianza, cuya raíz cuadrada se puede llamar función de la desviación estándar. Así, tanto la varianza como la desviación estándar quedan expresadas en términos del índice de daño D.

Una vez que se determinan las funciones  $\bar{Q}(D)$  y  $\sigma[Q]$ , se puede calcular fácilmente el índice de confiabilidad,  $\beta$  de Cornell, empleando la expresión siguiente (que se demuestra con detalle más adelante en el inciso 6.5):

$$\beta = \frac{\bar{Q}(D) - Q}{\sigma[Q]} \quad (6.3)$$

Si en la ecuación anterior se evalúan las funciones de valor esperado, tanto de la pseudoaceleración como de la desviación estándar, para el valor  $D=1.0$ , lo cual implicaría el colapso, se tiene la confiabilidad deseada para el desempeño de colapso incipiente; es decir:

$$\beta = \frac{\bar{Q}_F - Q}{\sigma_F} \quad (6.4)$$

Finalmente se construyen las gráficas de confiabilidad relacionando los valores obtenidos de  $\beta$ , en el eje vertical, con los valores de la pseudoaceleración normalizada  $Z$ , en el eje horizontal, según quedó ilustrado en la figura 3.9 del capítulo 3.

El procedimiento anterior se ha empleado en diversos trabajos de investigación y tesis desarrollados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM; sin embargo, en esta tesis se sigue un procedimiento un poco diferente ya que las gráficas de dispersión mostradas en las figuras 6.1 y 6.2 se obtienen a partir de índices de daño  $D$  en los que la rigidez secante,  $K_{sec}$ , de cada edificio se determina con un análisis paso a paso en el que **las aceleraciones del sismo se modifican por factores de amplificación** (método incremental) que van acercando al edificio al colapso incipiente; es decir, que las rigideces secantes  $K_{sec}$  calculadas, y en consecuencia los índices de daño correspondientes, se refieren ya al nivel de desempeño cercano a la falla. Por esta razón, aquí no se calculan las funciones de valor esperado de pseudoaceleración y de desviación estándar, realizándose únicamente la evaluación directa del valor medio y de la desviación estándar de  $Q=L_n(Z)$  para la muestra de 40 edificios simulados, más el edificio de propiedades medias. En los incisos siguientes se dan ejemplos de estos cálculos.

#### 6.4 CÁLCULO DEL VALOR MEDIO Y DE LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR PARA $Q=L_n(Z)$

En las tablas 6.7 y 6.8, que enseguida se presentan, se muestran dos ejemplos del cálculo para obtener el valor medio y la desviación estándar del  $L_n(Z)$ . Aquí los valores medios obtenidos corresponden a  $\bar{Q}_F$  y  $\sigma_F$ . La tabla 6.7 se relaciona con el edificio de 7 niveles **sin muros ligados a la estructura**, en tanto que la tabla 6.8 se refiere a una de las versiones del edificio de 7 niveles **con los muros ligados a la estructura**.

Información similar a la mostrada en las tablas 6.7 y 6.8 se tiene para el edificio de 14 niveles en todas sus versiones, con muros o sin muros ligados a la estructura.

Tabla 6.7 Valor medio y desviación estándar de  $Q=Ln(Z)$

CÁLCULO DEL VALOR MEDIO DE $Ln(Z)$ Y DE SU DESVIACIÓN ESTANDAR				
EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA				
CLAVE DEL EDIFICIO	$D = (K_o - K_{sec}) / (K_o)$	$Z = (S_a * M T_{pm} / V y_{pm})$	$Q = Ln(Z)$	$S = [Ln(Z) - \bar{Z}]^2$
7NISE.000	0.6886	1.1519	0.1414	0.2583
7NISE.001	0.7666	1.3489	0.2993	0.1227
7NISE.002	0.6967	1.2782	0.2454	0.1634
7NISE.003	0.7750	1.8343	0.6067	0.0018
7NISE.004	0.7546	2.7372	1.0069	0.1277
7NISE.005	0.8033	2.8452	1.0456	0.1568
7NISE.006	0.5889	2.0951	0.7396	0.0081
7NISE.007	0.7917	1.5858	0.4611	0.0356
7NISE.008	0.7413	2.6816	0.9864	0.1134
7NISE.009	0.7271	1.5795	0.4571	0.0371
7NISE.010	0.6348	1.7307	0.5485	0.0102
7NISE.011	0.8655	1.5985	0.4691	0.0326
7NISE.012	0.9771	1.7028	0.5323	0.0138
7NISE.013	0.6809	1.4327	0.3596	0.0842
7NISE.014	0.7438	1.7560	0.5631	0.0075
7NISE.015	0.7595	1.9586	0.6722	0.0005
7NISE.016	0.8614	3.2476	1.1779	0.2791
7NISE.017	0.9951	3.4921	1.2505	0.3610
7NISE.018	1.0000	3.0593	1.1182	0.2195
7NISE.019	0.8560	1.5970	0.4681	0.0330
7NISE.020	0.8940	1.8041	0.5901	0.0035
7NISE.021	0.6541	1.6936	0.5268	0.0151
7NISE.022	0.8891	2.3416	0.8509	0.0405
7NISE.023	0.8230	1.8912	0.6372	0.0002
7NISE.024	0.8473	1.4383	0.3634	0.0819
7NISE.025	0.7240	1.8201	0.5989	0.0026
7NISE.026	0.7800	2.4508	0.8964	0.0609
7NISE.027	0.7784	2.6554	0.9766	0.1069
7NISE.028	0.7188	2.3944	0.8731	0.0499
7NISE.029	0.7154	1.6296	0.4883	0.0260
7NISE.030	0.7845	1.9834	0.6848	0.0012
7NISE.031	0.8120	1.7792	0.5762	0.0054
7NISE.032	0.7867	2.0779	0.7314	0.0067
7NISE.033	0.8398	1.6376	0.4932	0.0245
7NISE.034	0.9483	1.9213	0.6530	0.0000
7NISE.035	0.6939	1.4109	0.3442	0.0933
7NISE.036	0.7156	1.7901	0.5822	0.0045
7NISE.037	0.7408	1.3330	0.2875	0.1312
7NISE.038	0.9228	1.6631	0.5087	0.0199
7NISE.039	0.8993	2.2459	0.8091	0.0254
7NISE.040	0.9059	2.7586	1.0147	0.1333
	Suma		26.6359	2.8991
	Valor medio de $Ln(Z)$ y de S		0.6497	0.0707
	Desviación estándar de $Ln(Z)$			0.2659

Tabla 6.8 Valor medio y desviación estándar de  $Q=Ln(Z)$

CÁLCULO DEL VALOR MEDIO DE $Ln(Z)$ Y DE LA DESVIACIÓN ESTANDAR				
EDIFICIO DE 7 NIVELES <b>CON MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA</b>				
Muros con piezas de barro de $e = 12$ cm, $f^*m=20$ kg/cm <sup>2</sup> , $E_m= 12\ 000$ kg/cm <sup>2</sup> y $PV = 1.7$ t/m <sup>3</sup>				
CLAVE DEL EDIFICIO	$D = (K_o-K_{sec})/(K_o)$	$Z = Sa^*MT_{pm}/V_{y_{pm}}$	$Q=Ln(Z)$	$S = [Ln(Z) - \bar{Z}]^2$
7NISEM.000	0.5697	1.2	0.1861	0.0011
7NISEM.001	0.7183	1.1	0.0849	0.0181
7NISEM.002	0.7218	1.3	0.2562	0.0013
7NISEM.003	0.6841	1.5	0.4282	0.0436
7NISEM.004	0.7464	1.5	0.4007	0.0328
7NISEM.005	0.8139	1.2	0.1633	0.0032
7NISEM.006	0.7489	1.3	0.2684	0.0024
7NISEM.007	0.7340	1.5	0.4208	0.0405
7NISEM.008	0.5469	1.2	0.1718	0.0023
7NISEM.009	0.6612	1.4	0.3403	0.0146
7NISEM.010	0.4943	1.2	0.1566	0.0040
7NISEM.011	0.9912	1.3	0.2578	0.0015
7NISEM.012	0.9923	1.0	0.0435	0.0310
7NISEM.013	0.5898	1.2	0.1554	0.0041
7NISEM.014	0.6987	1.1	0.0876	0.0174
7NISEM.015	0.6481	1.4	0.3479	0.0165
7NISEM.016	0.7199	1.5	0.4042	0.0341
7NISEM.017	0.9913	1.4	0.3562	0.0187
7NISEM.018	0.6001	1.7	0.5464	0.1068
7NISEM.019	0.7438	1.2	0.1661	0.0029
7NISEM.020	0.6459	1.0	-0.0295	0.0620
7NISEM.021	0.5878	1.4	0.3237	0.0109
7NISEM.022	0.4160	1.4	0.3227	0.0106
7NISEM.023	0.7027	1.0	0.0448	0.0305
7NISEM.024	0.6281	1.1	0.1253	0.0089
7NISEM.025	0.4587	1.3	0.2483	0.0008
7NISEM.026	0.8332	1.4	0.3325	0.0128
7NISEM.027	0.6739	1.2	0.1815	0.0014
7NISEM.028	0.7591	1.3	0.2556	0.0013
7NISEM.029	0.5810	1.3	0.2918	0.0052
7NISEM.030	0.5354	1.3	0.2633	0.0019
7NISEM.031	0.7413	1.5	0.4203	0.0403
7NISEM.032	0.7693	1.1	0.1393	0.0064
7NISEM.033	0.9785	1.4	0.3503	0.0171
7NISEM.034	0.9932	1.1	0.0852	0.0180
7NISEM.035	0.6624	1.3	0.2409	0.0005
7NISEM.036	0.6542	0.9	-0.0515	0.0734
7NISEM.037	0.5234	0.9	-0.0950	0.0989
7NISEM.038	0.5832	1.0	-0.0485	0.0718
7NISEM.039	0.4599	1.2	0.1939	0.0007
7NISEM.040	0.6568	1.2	0.1623	0.0033
Suma			8.9995	0.8736
Valor medio de $Ln(Z)$ y de S			0.2195	0.0213
Desviación estándar de $Ln(Z)$				0.1460

## 6.5 ÍNDICE DE CORNELL $\beta = E [M] / \sigma [M]$

En este inciso se demuestra la validez de las ecuaciones (6.3) y (6.4) presentadas anteriormente en el inciso 6.3.

Se empieza por definir el margen de seguridad:

$$M=Q_r - Q_a \geq 0 \quad (6.5)$$

donde  $Q_r=\text{Ln}(Z_r)$  y  $Q_a=\text{Ln}(Z_a)$ . Aquí  $Z_r$  es la pseudoaceleración normalizada correspondiente a la falla incipiente (cada uno de los puntos de las dispersiones mostradas en las figuras 6.2 y 6.3), en tanto que  $Z_a$  es un valor cualquiera de pseudoaceleración normalizada inferior a  $Z_r$ , es decir una realización de  $Z$ . Esto último implica que  $Q_a$  corresponde con un valor determinístico.

Entonces,

$$E[M]=E[Q_r-Q_a]=E[Q_r]-Q_a$$

Es decir,

$$E[M]=\bar{M} = \bar{Q}_r - Q_a \quad (6.6)$$

Ahora, por definición de varianza, siendo  $Q_a$  determinístico,

$$\begin{aligned} \sigma_M^2 &= \text{Var}[M] = E[(M-\bar{M})^2] \\ \sigma_M^2 &= E[(Q_r-Q_a-\bar{Q}_r+Q_a)^2] \\ \sigma_M^2 &= E[(Q_r-\bar{Q}_r)^2] = \sigma_{Q_r}^2 \end{aligned}$$

En consecuencia, se tiene para la desviación estándar:

$$\sigma[M] = \sigma[Q_r] = \sqrt{E[S]} = \sqrt{E[(Q_r-\bar{Q}_r)^2]} \quad (6.7)$$

Quitando el subíndice  $r$  por ser estos los puntos  $Q$  de la falla incipiente en las dispersiones de las figuras 6.2 y 6.3, y dividiendo la ecuación (6.6) entre la (6.7), se tiene lo que se quería demostrar:

$$\beta = \frac{E[M]}{\sigma[M]} = \frac{\bar{Q}(D) - Q}{\sigma[Q]} = \frac{E[\text{Ln}(Z)] - \text{Ln}(Z)}{\sigma[\text{Ln}(Z)]} \quad (6.8)$$

Y cuando D=1, en la falla de los edificios,

$$\beta = \frac{\bar{Q}_F - Q}{\sigma_F} = \frac{E[\text{Ln}(Z)]_F - \text{Ln}(Z)}{\sigma[\text{Ln}(Z)]_F} \quad (6.9)$$

### 6.6 CALCULO DE CONFIABILIDAD CON RESPECTO A LA FALLA INCIPIENTE, PARA CADA EDIFICIO.

Considerando los valores  $\bar{Q}_F$  y  $\sigma_F$  de un edificio en estudio, y evaluando para diversos valores de Q en la ecuación (6.9), se obtienen tantos puntos de coordenadas (Z,  $\beta$ ) como se desee, con los cuales posteriormente se elabora la gráfica de confiabilidad correspondiente a dicho edificio. Similarmente se procede con todos los edificios ensayados, tanto de 7 como de 14 niveles, para obtener el conjunto de gráficas de confiabilidad que se ilustran en el inciso 6.7. La tabla 6.9 ilustra este cálculo y la figura 6.4 muestra la gráfica para el edificio de 7 niveles sin muros ligados a la estructura de concreto.

Tabla 6.9 Cálculo del índice  $\beta$  de confiabilidad de Cornell

CÁLCULO DE CONFIABILIDAD EMPLEANDO EL ÍNDICE $\beta$ DE CORNELL				
EDIFICIO DE 7 NIVELES SIN MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO				
E[Q] <sub>F</sub>	$\sigma$ [Q] <sub>F</sub>	Q = Ln(Z)	Z= Exp(Q)	$\beta$
0.6497	0.2659	-1.25	0.29	7.14
0.6497	0.2659	-1.00	0.37	6.20
0.6497	0.2659	-0.50	0.61	4.32
0.6497	0.2659	0.00	1.00	2.44
0.6497	0.2659	0.25	1.28	1.50
0.6497	0.2659	0.50	1.65	0.56
0.6497	0.2659	0.75	2.12	-0.38
0.6497	0.2659	1.00	2.72	-1.32
0.6497	0.2659	1.25	3.49	-2.26
0.6497	0.2659	1.50	4.48	-3.20
0.6497	0.2659	1.75	5.75	-4.14
0.6497	0.2659	2.00	7.39	-5.08

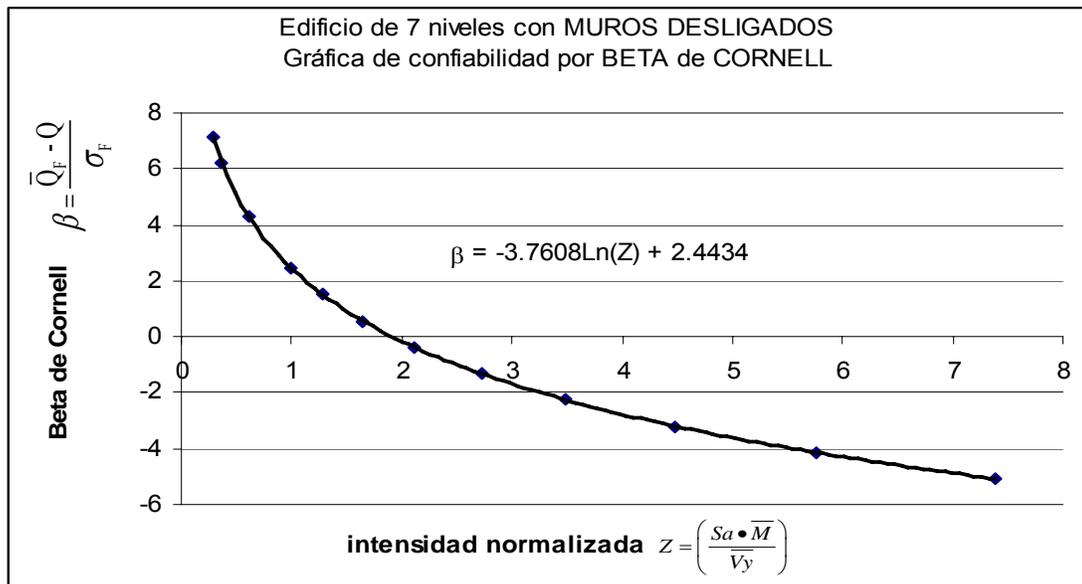


Figura 6.4. Gráficas de confiabilidad para el edificio de 7 niveles con muros desligados.

La tabla 6.10 y la figura 6.5 ilustran tanto el cálculo como la gráfica para uno de los edificios de 7 niveles con muros ligados a la estructura de concreto.

Tabla 6.10 Cálculo del índice  $\beta$  de confiabilidad de Cornell

CÁLCULO DE CONFIABILIDAD EMPLEANDO EL ÍNDICE $\beta$ DE CORNELL				
EDIFICIO DE 7 NIVELES CON MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA				
Muros con piezas de barro de $e = 12$ cm, $f^*m = 20$ kg/cm <sup>2</sup> , $E_m = 12\ 000$ kg/cm <sup>2</sup> y $PV = 1.7$ t/m <sup>3</sup>				
$E[Q]_F$	$\sigma[Q]_F$	$Q = \text{Ln}(Z)$	$Z = \text{Exp}(Q)$	$\beta$
0.2195	0.1460	-0.75	0.47	6.64
0.2195	0.1460	-0.50	0.61	4.93
0.2195	0.1460	-0.25	0.78	3.22
0.2195	0.1460	0.00	1.00	1.50
0.2195	0.1460	0.25	1.28	-0.21
0.2195	0.1460	0.50	1.65	-1.92
0.2195	0.1460	0.75	2.12	-3.63
0.2195	0.1460	1.00	2.72	-5.35
0.2195	0.1460	1.25	3.49	-7.06

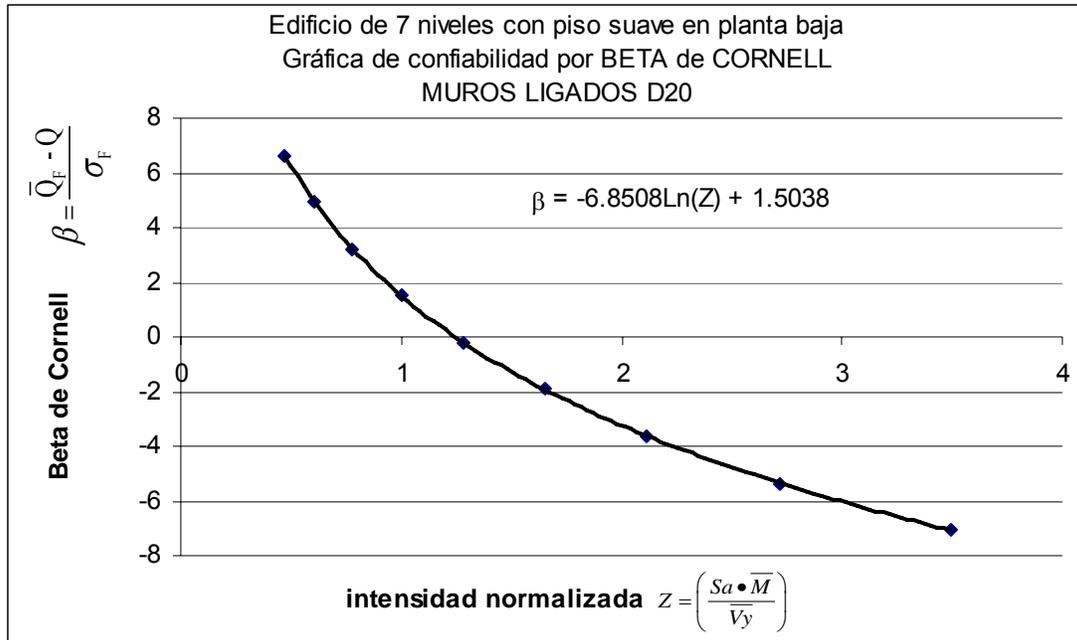


Figura 6.5. Gráficas de confiabilidad para un edificio de 7 niveles con muros ligados.

### 6.7 GRÁFICAS DE CONFIABILIDAD CON RESPECTO LA FALLA INCIPIENTE PARA CADA EDIFICIO.

En este inciso se presenta el total de gráficas de confiabilidad, tanto para el edificio de 7 niveles como para el de 14, considerando los distintos valores de rigidez adicional en los pisos superiores al de planta baja. Cada gráfica se elabora con 41 pares de puntos (Z, β) obtenidos como se ha explicado a lo largo de este capítulo. Las tablas 6.11 y 6.12 presentan el total de pares de puntos (Z, β) para los dos edificios en todas sus versiones, en tanto que las figuras 6.6 y 6.7 permiten observar las gráficas de confiabilidad correspondientes.

Tabla 6.11 Índice de Cornell para el edificio de 7 niveles.

CALCULO DEL INDICE $\beta$ DE CORNELL											
EDIFICIO DE 7 NIVELES EN TODAS SUS VERSIONES											
MUROS DESLIGADOS		MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA DE CONCRETO									
D00		D10		D20		D60		D80		D100	
Z	Beta	Z	$\beta$	Z	$\beta$	Z	$\beta$	Z	$\beta$	Z	$\beta$
1.15	1.91	1.22	0.17	1.20	0.23	1.21	0.18	1.19	0.17	1.35	-0.71
1.35	1.32	1.03	1.22	1.09	0.92	1.08	1.01	1.08	0.88	1.05	1.23
1.28	1.52	1.27	-0.10	1.29	-0.25	1.28	-0.29	1.23	-0.08	1.23	0.02
1.83	0.16	1.41	-0.78	1.53	-1.43	1.46	-1.23	1.42	-1.08	1.37	-0.79
2.74	-1.34	1.71	-2.03	1.49	-1.24	1.27	-0.23	1.16	0.37	1.22	0.07
2.85	-1.49	1.15	0.54	1.18	0.38	1.18	0.37	1.16	0.34	1.17	0.36
2.10	-0.34	1.37	-0.57	1.31	-0.33	1.34	-0.62	1.35	-0.74	1.35	-0.69
1.59	0.71	1.38	-0.65	1.52	-1.38	1.41	-1.00	1.44	-1.17	1.43	-1.12
2.68	-1.27	1.16	0.50	1.19	0.33	1.17	0.38	1.17	0.31	1.12	0.68
1.58	0.72	1.36	-0.55	1.41	-0.83	1.38	-0.82	1.33	-0.60	1.31	-0.46
1.73	0.38	1.16	0.47	1.17	0.43	1.12	0.71	1.20	0.12	1.16	0.47
1.60	0.68	1.25	0.02	1.29	-0.26	1.31	-0.44	1.28	-0.32	1.27	-0.24
1.70	0.44	1.09	0.89	1.04	1.21	1.13	0.66	1.14	0.48	1.14	0.55
1.43	1.09	1.08	0.94	1.17	0.44	1.26	-0.16	1.26	-0.23	1.25	-0.12
1.76	0.33	1.11	0.77	1.09	0.90	1.03	1.36	1.05	1.06	1.16	0.46
1.96	-0.08	1.37	-0.60	1.42	-0.88	1.43	-1.09	1.42	-1.06	1.41	-1.02
3.25	-1.99	1.59	-1.55	1.50	-1.27	1.43	-1.10	1.41	-1.04	1.43	-1.14
3.49	-2.26	1.57	-1.48	1.43	-0.94	1.26	-0.15	1.23	-0.07	1.22	0.09
3.06	-1.76	1.78	-2.29	1.73	-2.24	1.71	-2.41	1.69	-2.33	1.68	-2.33
1.60	0.68	1.19	0.32	1.18	0.37	1.16	0.47	1.15	0.42	1.14	0.57
1.80	0.22	1.01	1.39	0.97	1.71	1.05	1.24	0.92	1.98	1.46	-1.28
1.69	0.46	1.46	-0.99	1.38	-0.71	1.49	-1.38	1.48	-1.37	1.47	-1.34
2.34	-0.76	1.37	-0.57	1.38	-0.71	1.31	-0.43	1.33	-0.61	1.25	-0.13
1.89	0.05	1.07	1.00	1.05	1.20	1.09	0.95	1.09	0.81	1.07	1.02
1.44	1.08	1.21	0.23	1.13	0.65	1.19	0.27	1.17	0.29	1.15	0.54
1.82	0.19	1.18	0.39	1.28	-0.20	1.41	-0.98	1.39	-0.92	1.38	-0.85
2.45	-0.93	1.54	-1.33	1.39	-0.77	1.22	0.09	1.24	-0.09	1.24	-0.07
2.66	-1.23	1.15	0.55	1.20	0.26	1.23	0.05	1.20	0.10	1.19	0.25
2.39	-0.84	1.43	-0.85	1.29	-0.25	1.33	-0.52	1.35	-0.72	1.37	-0.80
1.63	0.61	1.22	0.18	1.34	-0.50	1.35	-0.67	1.33	-0.64	1.31	-0.46
1.98	-0.13	1.32	-0.33	1.30	-0.30	1.39	-0.90	1.38	-0.90	1.37	-0.79
1.78	0.28	1.65	-1.77	1.52	-1.38	1.33	-0.56	1.34	-0.68	1.35	-0.68
2.08	-0.31	1.16	0.49	1.15	0.55	1.11	0.77	1.14	0.47	1.14	0.59
1.64	0.59	1.36	-0.55	1.42	-0.90	1.35	-0.67	1.32	-0.55	1.29	-0.37
1.92	-0.01	1.14	0.61	1.09	0.92	0.96	1.90	0.90	2.18	0.90	2.36
1.41	1.15	1.20	0.24	1.27	-0.15	1.31	-0.43	1.28	-0.37	1.26	-0.20
1.79	0.25	0.99	1.52	0.95	1.86	1.03	1.37	1.05	1.05	1.06	1.10
1.33	1.36	0.94	1.86	0.91	2.15	0.92	2.21	0.90	2.15	0.90	2.37
1.66	0.53	0.97	1.60	0.95	1.84	0.91	2.31	0.87	2.43	0.88	2.54
2.25	-0.60	1.17	0.43	1.21	0.18	1.29	-0.32	1.24	-0.11	1.21	0.11
2.76	-1.37	1.13	0.65	1.18	0.39	1.22	0.11	1.21	0.06	1.20	0.17

Tabla 6.12 Índice de Cornell para el edificio de 14 niveles.

CALCULO DEL INDICE $\beta$ DE CORNELL									
EDIFICIO DE 14 NIVELES EN TODAS SUS VERSIONES									
MUROS DESLIGADOS		MUROS LIGADOS A LA ESTRUCTURA DE CONCRETO							
D00		D20		D60		D80		D100	
Z	Beta	Z	$\beta$	Z	$\beta$	Z	$\beta$	Z	$\beta$
8.89	-1.34	2.58	1.04	1.90	0.93	1.55	1.23	1.46	1.10
7.82	-1.14	3.00	0.73	2.01	0.77	1.81	0.75	1.51	1.00
7.16	-1.01	2.66	0.98	1.72	1.20	1.58	1.17	1.33	1.41
3.94	-0.08	3.12	0.65	1.72	1.21	1.86	0.67	1.62	0.76
9.40	-1.43	4.14	0.05	3.23	-0.58	3.10	-0.91	2.56	-0.75
10.25	-1.56	5.41	-0.51	4.01	-1.18	3.40	-1.20	2.92	-1.18
2.03	0.95	7.05	-1.06	4.03	-1.20	3.18	-0.99	3.05	-1.33
3.84	-0.04	5.95	-0.70	2.44	0.21	1.90	0.60	1.63	0.73
3.04	0.32	11.49	-2.08	4.53	-1.53	3.54	-1.32	2.86	-1.11
4.45	-0.27	3.26	0.55	1.80	1.09	1.83	0.72	1.63	0.74
1.39	1.53	6.41	-0.86	3.36	-0.68	2.56	-0.32	2.25	-0.33
10.68	-1.62	3.95	0.15	1.98	0.81	1.89	0.61	1.74	0.52
7.95	-1.17	2.83	0.85	2.18	0.54	2.09	0.31	1.89	0.24
4.31	-0.22	3.32	0.51	1.82	1.06	1.72	0.91	1.57	0.85
3.63	0.05	3.46	0.43	2.09	0.66	1.75	0.86	1.57	0.85
2.03	0.95	3.83	0.22	3.53	-0.83	3.19	-0.99	2.77	-1.01
1.06	1.95	4.07	0.09	2.81	-0.18	2.60	-0.37	2.64	-0.85
1.73	1.19	12.79	-2.30	4.98	-1.80	3.40	-1.20	3.03	-1.30
1.26	1.69	10.91	-1.97	4.15	-1.28	3.64	-1.40	3.10	-1.38
2.86	0.42	3.31	0.52	1.93	0.88	1.23	1.95	1.01	2.30
2.24	0.79	2.65	0.98	1.95	0.86	1.96	0.50	1.83	0.36
3.99	-0.10	4.13	0.06	3.09	-0.44	2.37	-0.07	1.94	0.16
3.97	-0.09	6.61	-0.92	4.43	-1.47	4.03	-1.72	3.36	-1.64
6.34	-0.82	2.61	1.02	1.84	1.03	1.65	1.04	1.48	1.05
6.06	-0.75	2.30	1.28	1.66	1.31	1.44	1.46	1.31	1.46
3.64	0.04	3.30	0.53	1.95	0.86	1.90	0.60	1.71	0.58
8.86	-1.33	4.00	0.13	3.21	-0.56	3.18	-0.99	2.50	-0.66
2.79	0.46	5.85	-0.67	3.11	-0.46	2.29	0.02	2.25	-0.33
2.46	0.65	6.37	-0.85	4.26	-1.36	3.78	-1.52	3.52	-1.80
4.45	-0.27	4.38	-0.07	2.18	0.54	1.74	0.87	1.61	0.78
0.64	2.73	11.61	-2.10	4.48	-1.50	3.63	-1.40	2.73	-0.97
2.81	0.45	2.24	1.34	1.63	1.37	1.76	0.84	1.70	0.59
1.93	1.03	5.90	-0.69	3.57	-0.85	3.02	-0.83	2.47	-0.63
4.04	-0.12	5.38	-0.49	2.44	0.22	2.10	0.30	1.84	0.33
7.37	-1.05	3.26	0.56	2.19	0.52	1.99	0.47	1.90	0.23
2.14	0.87	2.94	0.77	2.01	0.76	1.70	0.95	1.89	0.26
5.32	-0.55	3.94	0.16	2.65	-0.02	2.15	0.22	1.82	0.38
4.77	-0.38	2.32	1.26	1.82	1.05	1.81	0.75	1.78	0.45
5.40	-0.57	2.58	1.04	2.12	0.62	2.20	0.15	1.72	0.56
3.46	0.12	4.15	0.05	3.40	-0.72	2.86	-0.65	2.33	-0.44
4.57	-0.31	6.86	-1.00	5.13	-1.88	4.54	-2.08	3.76	-2.02

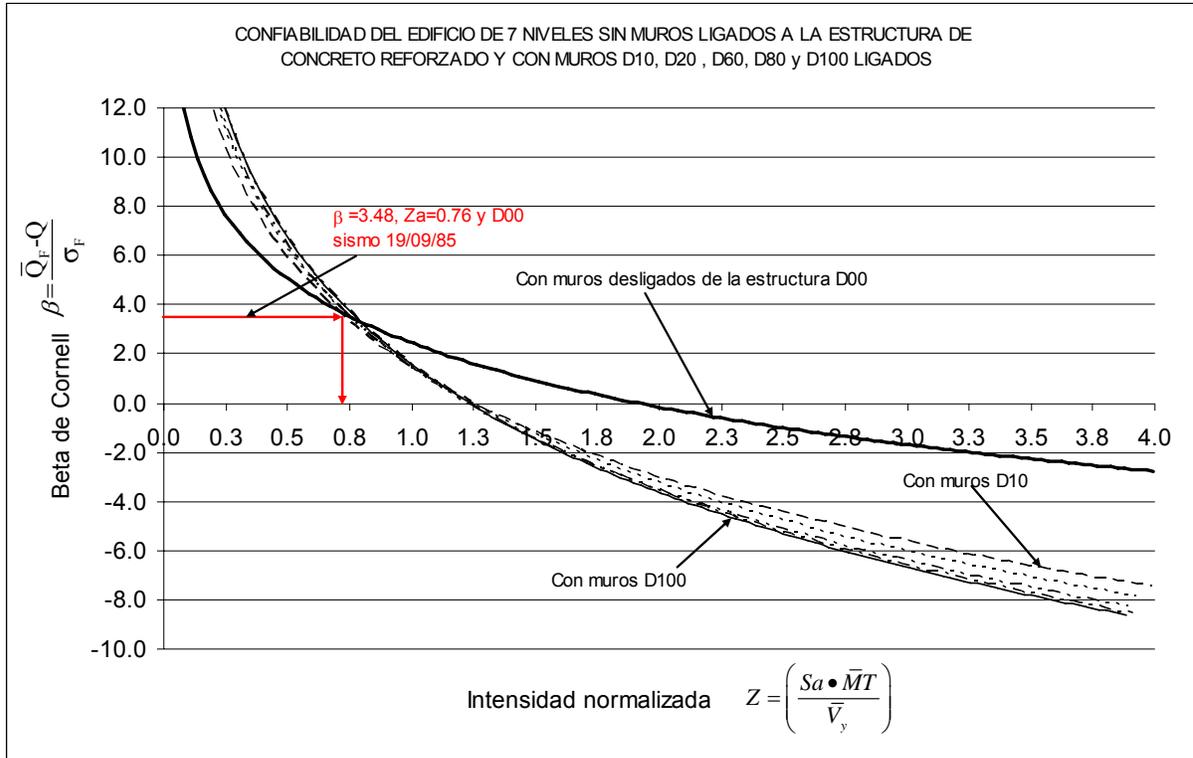


Figura 6.6. Gráficas de confiabilidad para el edificio de 7 niveles

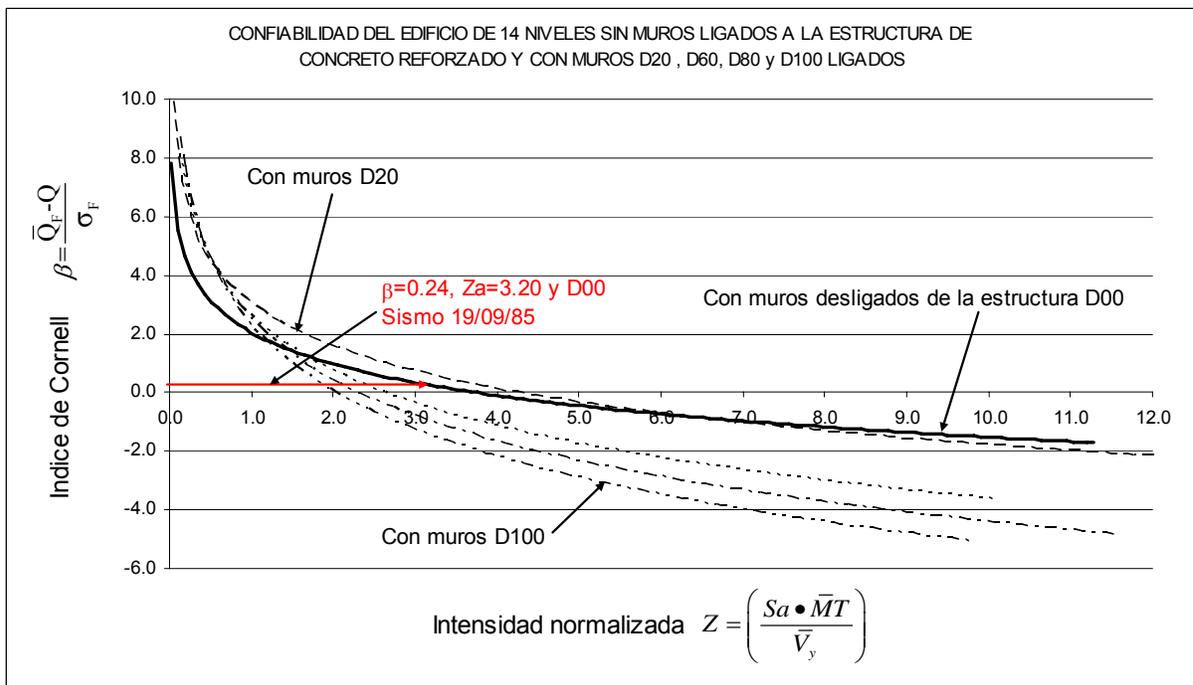


Figura 6.7. Gráficas de confiabilidad para el edificio de 14 niveles

La figura 6.8 siguiente muestra un concentrado comparativo con todas las gráficas de confiabilidad tanto del edificio de 7 como del de 14 niveles.

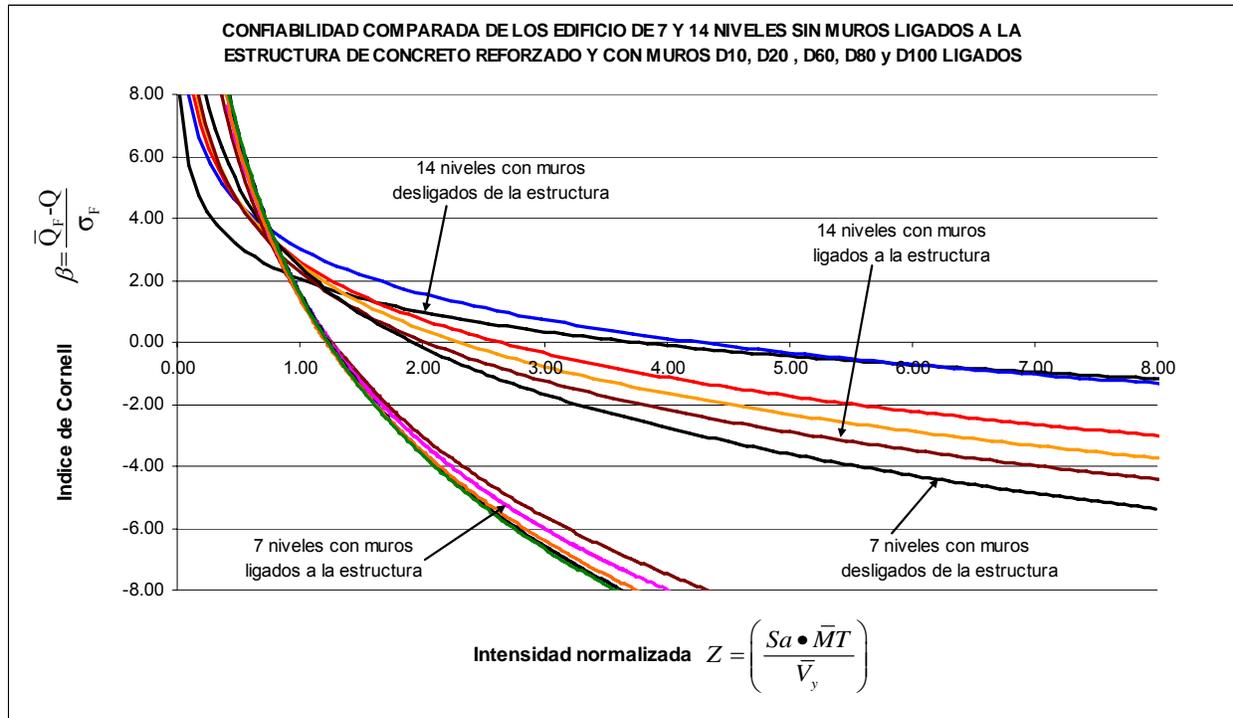


Figura 6.8. Gráficas de confiabilidad comparada entre los edificio de 7 y 14 niveles

## 6.8 PROBABILIDAD DE FALLA PARA EL SISMO DE 1985.

Una vez obtenidas las gráficas de confiabilidad se puede determinar la probabilidad de falla para cada uno de los edificios de propiedades medias, en las diversas versiones correspondientes a los 7 y a los 14 niveles, sometidos a la acción de un sismo intenso de nuestro interés, como por ejemplo el sismo del 19 de septiembre de 1985, en su componente Este-Oeste mejor identificado con la clave SCT8519SE.3EW. Si se considera que el índice  $\beta$  de Cornell depende de la variable aleatoria  $Z$  que a su vez obedece al comportamiento de una distribución acumulada de probabilidad del tipo normal estándar, se puede obtener el valor  $\Phi(-\beta)$ , donde  $\Phi(\bullet)$  representa dicha distribución normal de probabilidad. Finalmente, y según se estableció en el inciso 2.2.3 del capítulo 2, se puede determinar la probabilidad de falla con la ecuación siguiente:

$$P_F = \Phi(-\beta) \quad (6.10)$$

Partiendo del conocimiento del periodo  $T_a$  de cada edificio de propiedades medias y conocido el acelerograma del sismo SCT8519SE.3EW, así como su espectro de respuesta, se determina la pseudoaceleración  $S_a$  correspondiente a ese periodo, de acuerdo con lo indicado en la figura 6.1, y se determina la pseudoaceleración

normalizada  $Z_a = (S_a \cdot MT_{pm}) / V_{y_{pm}}$  con cuyo valor se entra en la gráfica de confiabilidad que corresponda a ese edificio y se determina el valor del índice  $\beta$  de Cornell, como se ilustra en la figura 6.9 siguiente. Determinada la confiabilidad  $\beta$ , se sigue el cálculo inmediato de la probabilidad de falla  $P_F$ .

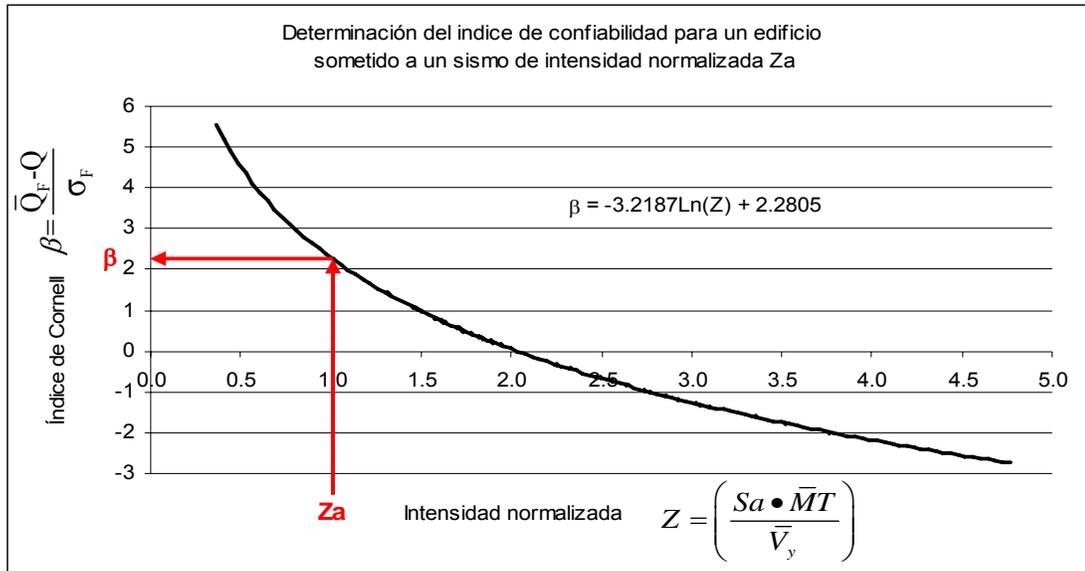


Figura 6.9. Índice  $\beta$  de Cornell para la intensidad normalizada  $Z_a$ .

En la tabla 6.13, que se muestra a continuación, se presenta el cálculo de  $\beta$ , y  $P_F = \Phi(-\beta)$  para todos y cada una de las versiones con propiedades medias de los edificios de 7 y 14 niveles, sea con muros de mampostería desligados o con muros de mampostería ligados a la estructura de concreto reforzado, y sometidos a la acción de la componente Este-Oeste del sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCT8519SE.3EW).

Tabla 6.13 Cálculo de probabilidades de falla ante el sismo del 19/09/85

CÁLCULO DE PROBABILIDADES DE FALLA PARA TODOS LOS EDIFICIOS							
Excitación de la componente SCT8519SE.3EW del sismo del 19/09/1985							
VERSIÓN DE EDIFICIO	Ta (s)	Sa (cm/s <sup>2</sup> )	MT (kg s <sup>2</sup> /cm)	Vy (kg)	Za	$\beta$	PF= $\Phi(-\beta)$
EDIFICIOS DE 7 NIVELES							
7NISES.000	1.180	262.1	461.6	159292.6	0.76	3.48	2.330E-04
7NISEM.000 D10	0.924	235.4	461.6	203722.8	0.53	5.49	1.900E-08
7NISEM.000 D20	0.864	230.4	461.6	206955.6	0.51	6.06	5.300E-10
7NISEM.000 D60	0.860	230.0	461.6	210944.0	0.50	6.67	1.040E-11
7NISEM.000 D80	0.855	229.5	461.6	216173.7	0.49	6.45	5.895E-11
7NISEM.000 D100	0.805	267.1	461.6	216965.2	0.57	5.80	3.320E-09
EDIFICIOS DE 14 NIVELES							
14NISEM.000	1.865	779.2	1814.2	441995.3	3.20	0.24	0.4052
14NISEM.000 D20	1.661	489.6	1814.2	572283.6	1.55	2.18	0.0146
14NISEM.000 D60	1.506	429.9	1814.2	627517.8	1.24	2.13	0.0166
14NISEM.000 D80	1.447	358.4	1814.2	647538.0	1.00	2.57	0.0051
14NISEM.000 D100	1.429	346.0	1814.2	672129.3	0.93	2.57	0.0051

## 6.9 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Observando las gráficas de confiabilidad en las figuras 6.6 y 6.7 se puede enfatizar que existe congruencia con lo que indican, tanto la intuición como la experiencia de comportamiento de edificios con piso suave en planta baja durante sismos intensos recientes en el mundo; es decir, que **la confiabilidad de los edificios disminuye en la medida que se incrementa la rigidez en los pisos superiores al de planta baja**. Esto se puede afirmar porque la curva superior, con trazo continuo, corresponde en ambas figuras a los edificios de 7 y 14 niveles cuando los muros de mampostería no están ligados a la estructura de concreto reforzado. Sin embargo, cabe destacar en ambos edificios prototipo el comportamiento creciente de la confiabilidad en el intervalo de bajas pseudoaceleraciones ( $Z < 1.0$ ), donde el decremento del periodo causado por el aumento de rigidez lateral de los edificios opera a favor de la estabilidad y sitúa sus gráficas por encima de la gráfica del edificio con muros desligados de la estructura; constituyéndose esto en un claro indicio de que el mecanismo de piso suave en planta baja no llega a activarse. De manera contraria, para valores elevados de pseudoaceleración ( $z > 1.0$ ) la confiabilidad siempre desciende en la medida que aumenta la rigidez lateral, indicando con ello la activación del piso suave en la base.

Para el caso del edificio de 7 niveles, resulta interesante destacar el poco impacto que parece tener en la confiabilidad la variación en la cantidad de rigidez adicional en los pisos superiores, puesto que todas las gráficas de los edificios con muros ligados a la estructura de concreto se observan muy cercanas, y prácticamente encimadas en un amplio intervalo de pseudoaceleraciones. Esto sugiere que en edificios bajos basta con un pequeño incremento en la rigidez de los pisos superiores para provocar el efecto de piso suave en planta baja con un descenso importante en la confiabilidad, ya que las gráficas en trazos discontinuos se despegan rápidamente y hacia abajo de la gráfica en trazo continuo, pero manteniéndose muy juntas entre ellas.

Por otro lado, en el caso del edificio de 14 niveles, se aprecia que las gráficas en trazos discontinuos descienden gradualmente respecto a la curva en trazo continuo, según se va incrementando la rigidez en los pisos superiores al de planta baja. Esto sugiere que el fenómeno de piso suave en planta baja será más grave en los casos que se tengan muros con mayor rigidez, sea por tener mayor espesor o por ser de materiales con mayor módulo de elasticidad. Se aprecia, incluso, que la gráfica en trazo discontinuo para diagonales D20 se encuentra casi encimada a la gráfica en trazo continuo con D00. Este comportamiento atípico de la curva D20 implicaría que en caso de construir edificios de nivel medio con muros poco rígidos ligados a la estructura de concreto, no se esperaría un descenso importante en la confiabilidad de su desempeño.

Por lo que a la figura 6.8 se refiere, cualquier intento de comparación resulta infructuoso e impropio ya que se trata de edificios cuyas respuestas dinámicas se agrupan en zonas muy distintas de periodos naturales, lo que implica zonas del espectro de pseudoaceleración con impacto muy diferente en el comportamiento dinámico de los sistemas. Esto lleva a pensar que una investigación más profusa del patrón de falla denominado piso suave en planta baja debería contemplar un amplio número de variables que permitieran la observación más acuciosa del comportamiento de la confiabilidad para un gran número de edificios distintos, y a partir de ahí buscar leyes generales de comportamiento. Sin embargo, lo observado en la figura 6.8 permite sugerir que, al menos en los 2 edificios prototipo estudiados, la confiabilidad en el diseño del edificio bajo es mucho menor que la confiabilidad en el edificio alto para valores de la intensidad normalizada  $Z$  mayores a 1.0, pero invirtiéndose esta consideración para valores de  $Z$  menores a 1.0. Conviene señalar aquí que la confiabilidad para el valor unitario de la intensidad normalizada es prácticamente igual para todos los edificios, sean de 7 o de 14 niveles, con muros ligados o desligados, y se ubica en el intervalo  $2 \leq \beta \leq 3$ .

Si ahora se analizan los resultados de la tabla 6.13, referente al cálculo de la confiabilidad  $\beta$  y de la probabilidad de falla  $P_F$  cuando los edificios prototipo, con muros ligados o desligados a la estructura de concreto, se someten a la acción del sismo específico acaecido en la ciudad de México el 19 de Septiembre de 1985, se aprecia que los periodos  $T_a$  de las estructuras de 7 niveles se encuentran en el intervalo  $0.81 \leq T_a \leq 1.18$  que corresponde con valores bajos de pseudoaceleración en el espectro de respuesta asociado al acelerograma SCT8519SE.3EW. Esto implica valores inferiores a la unidad para la pseudoaceleración normalizada  $Z_a$  y valores altos de la confiabilidad  $\beta$ , lo cual se traduce finalmente en probabilidades muy bajas de falla. La predicción sería, entonces, que el edificio de 7 niveles no sufriría daño por piso suave en planta baja ante un sismo similar al del año 1985. Por el contrario, para el edificio de 14 niveles, en virtud de que sus periodos se localizan en el intervalo  $1.43 \leq T_a \leq 1.87$ , se aprecia que los valores de pseudoaceleración son altos y cercanos al valor pico del espectro de respuesta asociado al acelerograma SCT8519SE.3EW, lo cual ocurre en el periodo de los 2.032 segundos con una pseudoaceleración de  $981.46 \text{ cm/s}^2$ . Esto implica valores altos, iguales o mayores a la unidad, para la pseudoaceleración normalizada  $Z_a$  y valores bajos inferiores a 2.57 para la confiabilidad  $\beta$ , lo cual se traduce finalmente en probabilidades de falla tan altas como el 1.66% para los edificios con muros ligados a la estructura de concreto.

En el caso del edificio de 14 niveles ocurre la condición de que el edificio con muros desligados de la estructura de concreto, cuyo periodo es de 1.87 segundos con pseudoaceleración de  $779.2 \text{ cm/s}^2$ , presenta una probabilidad de falla del 40% que anunciaría un alto riesgo de colapso ante un sismo como el de 1985, pero al ligar los muros a la estructura de concreto el abatimiento del periodo, por el incremento en la rigidez de pisos superiores, lo aleja de las altas pseudoaceleraciones y disminuye sensiblemente la probabilidad de falla. La predicción aquí sería, entonces, que el edificio de 14 niveles no sufriría daño por piso suave en planta baja ante un sismo

similar al del año 1985, siempre y cuando los muros se ligan a la estructura de concreto, de lo contrario el riesgo de colapso sería elevado.

La tabla 6.13 también confirma que en ambos edificios estudiados la variación creciente de rigidez en los pisos superiores al de planta baja causa el decremento del periodo y la disminución de las pseudoaceleraciones normalizadas,  $Z_a$ , al situarse en valores más bajos de pseudoaceleración dentro del espectro del sismo del 19 de septiembre de 1985; derivando esto en el crecimiento de la confiabilidad e indicando que en ambos casos de edificios la rigidez aumentada opera a favor de la estabilidad y de la no activación del piso suave en la planta baja.

## 6.10 PRESENTACIÓN ALTERNATIVA DE RESULTADOS

En este inciso se muestran los resultados de la investigación estableciendo relaciones alternativas entre la confiabilidad  $\beta$  y otras variables como son los periodos  $T$  de los edificios o el factor  $r$  definido como el cociente entre la resistencia de fluencia  $V_{y2}$  del segundo nivel en el edificio con muros ligados y la resistencia de fluencia  $V_{y20}$  del segundo nivel en el edificio con muros desligados.

Las tablas 6.14 y 6.15, así como las figuras 6.10 y 6.11, muestran los resultados numéricos y gráficos para la relación entre el factor  $r$  y la confiabilidad  $\beta$  para diversos valores de la pseudoaceleración normalizada  $Z$ . En este caso, los valores de  $Z$  se proponen arbitrariamente y se calcula la confiabilidad  $\beta$  como se ilustra en la figura 6.9, empleando las funciones previamente obtenidas para cada versión tanto del edificio de 7 como del de 14 niveles. Conviene aclarar que la denominación D00 corresponde a los edificios con muros desligados de la estructura de concreto reforzado, en tanto que las denominaciones D10, D20, D60, D80 y D100 corresponden a los edificios con muros ligados a la estructura de concreto para muros con rigidez creciente, recordando que los números 10, 20, 60, 80 y 100 representan la resistencia nominal  $f_m^*$  de la mampostería, que posteriormente se traduce en el módulo de elasticidad  $E_m=600 f_m^*$ , de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (46). También cabe explicar que las resistencias de fluencia del segundo nivel,  $V_{y2}$  y  $V_{y20}$ , se deben obtener a partir del análisis push over para cada versión del edificio de propiedades medias, considerando la fuerza cortante en el segundo nivel y el desplazamiento lateral acumulado entre este nivel y el nivel de azotea, aplicando posteriormente un ajuste bilineal elastoplástico perfecto.

Para el caso específico del edificio de 7 niveles se puede apreciar en la tabla 6.14 que el factor  $r$  tiene un valor de 1.0 para el edificio D00 que no tiene rigidez adicional en los pisos superiores al de planta baja, en tanto que para los edificios D10 a D100 el valor de  $r$  es creciente de 1.76 a 4.08, lo cual es congruente con lo que

esperaríamos que sucediera. Por otro lado, en las figuras 6.10 se aprecia que para valores bajos de pseudoaceleración  $Z$  la confiabilidad  $\beta$  es mayor que para valores altos, e incluso creciente conforme  $r$  aumenta; en tanto que dicha confiabilidad disminuye para valores altos de  $Z$  conforme  $r$  aumenta. Esto corresponde con lo que la intuición indica debería suceder.

Tabla 6.14 Relación de  $\beta$  con  $r$ ,  $Z$  y  $T$

Calculo de $\beta$ para diversos valores del factor $r$ y de la intensidad normalizada $Z$						
Edificio de 7 niveles en todas sus versiones						
Versión de edificio	Factor $r$	Confiabilidad $\beta$				Periodo
	$V_{y2} / V_{y20}$	$Z=0.5$	$Z=1.0$	$Z=1.5$	$Z=3.0$	$T$
D00	1	5.05	2.44	0.92	-1.69	1.18
D10	1.76	5.90	1.44	-1.17	-5.63	0.92
D20	2.01	6.25	1.50	-1.27	-6.02	0.864
D60	3.05	6.72	1.57	-1.44	-6.59	0.859
D80	3.56	6.30	1.36	-1.53	-6.46	0.855
D100	4.08	6.76	1.56	-1.48	-6.67	0.81

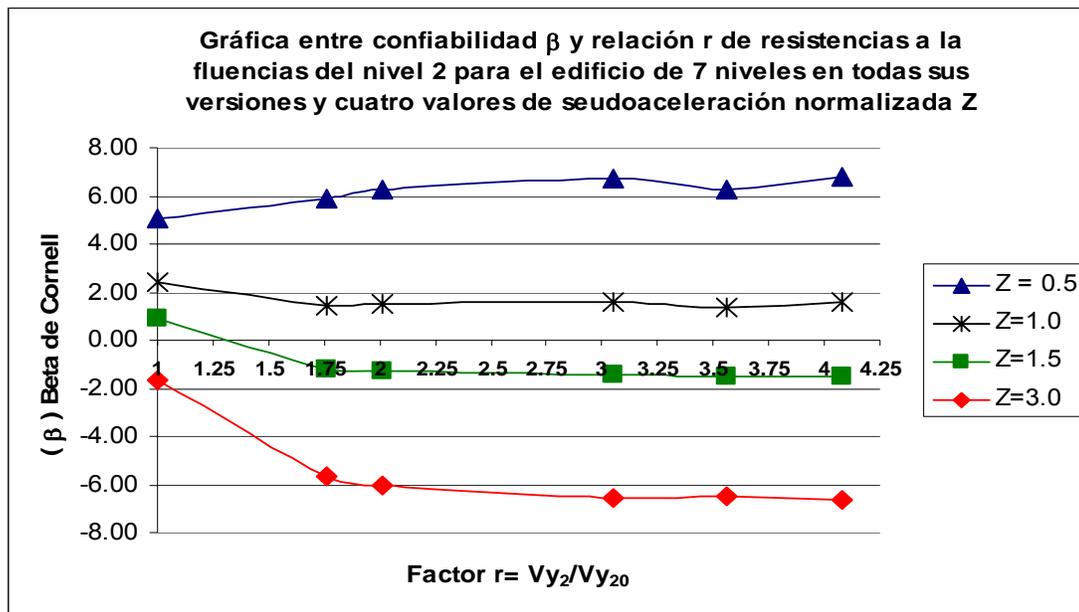


Figura 6.10. Factor  $r$  contra  $\beta$  de Cornell para valores diversos de  $Z$ .

Para el caso específico del edificio de 14 niveles se puede apreciar en la tabla 6.15 que el factor  $r$  tiene un valor de 1.0 para el edificio D00 que no tiene rigidez adicional en los pisos superiores al de planta baja, en tanto que para los edificios D20 a D100 el valor de  $r$  es creciente de 1.01 a 1.43, lo cual es congruente con lo que esperaríamos que sucediera. Por otro lado, en las figuras 6.11 se aprecia que para valores bajos de pseudoaceleración, como  $Z=0.5$ , la confiabilidad  $\beta$  es mayor que para valores altos, y permanece casi constante conforme  $r$  aumenta; en tanto que dicha

confiabilidad disminuye para valores altos de  $Z$  conforme  $r$  aumenta. Esto corresponde con lo que la intuición indica debería suceder. Cabe destacar el incremento súbito de la confiabilidad al pasar del valor  $r=1.0$  a  $r=1.01$ , lo cual se justifica al revisar la figura 6.7 donde se aprecia que la curva de confiabilidad para el edificio con D20 se ubica por encima de la del edificio con D00 para valores de  $Z$  inferiores a 6.0, aproximadamente, lo cual implica valores más elevados de confiabilidad para  $r=1.01$  que para  $r=1.0$ .

Tabla 6.15 Relación de  $\beta$  con  $r$ ,  $Z$  y  $T$

Calculo de $\beta$ para diversos valores del factor $r$ y de la intensidad normalizada $Z$						
Edificio de 14 niveles en todas sus versiones						
Versión de edificio	Factor $r$	Confiabilidad $\beta$				Periodo
	$Vy_2 / Vy_{20}$	$Z=0.5$	$Z=1.0$	$Z=1.5$	$Z=3.0$	$T$
D00	1	3.12	2.05	1.42	0.34	1.87
D20	1.01	4.62	3.13	2.25	0.76	1.66
D60	1.22	4.70	2.74	1.6	-0.36	1.51
D80	1.33	4.72	2.58	1.33	-0.81	1.45
D100	1.43	4.62	2.34	1.01	-1.27	1.43

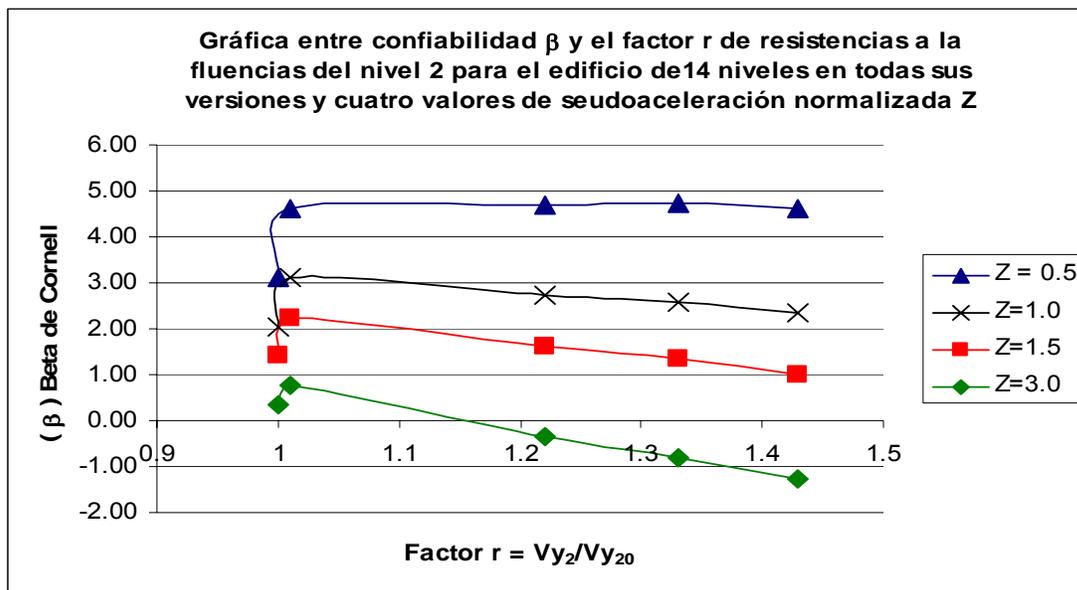


Figura 6.11. Factor  $r$  contra  $\beta$  de Cornell para valores diversos de  $Z$ .

Por lo que a la figura 6.12 respecta, en ella se muestra el comportamiento de la confiabilidad  $\beta$  en relación con el periodo  $T$  de las estructuras, para el edificio de 7 niveles, considerando los mismos cuatro diversos valores de la pseudoaceleración  $Z$  que se emplearon para las gráficas del factor  $r$ , y que aparecen en la tablas 6.14 donde se presentan los periodos de cada uno de los edificios en la columna de la derecha. Cabe destacar que existe una correspondencia directa, unívoca e inversa entre los valores del factor  $r$  y los citados periodos, es decir a mayor  $r$  menor periodo,

lo cual es totalmente congruente con la intuición y con el conocimiento del comportamiento dinámico de las estructuras, lo que significa que a mayor rigidez menor periodo del edificio.

Para mejor comprensión del comportamiento de las gráficas de la figura 6.12 se debe remitir el lector a la figura 6.6 donde se aprecia que para valores de  $Z$  inferiores a 0.75 las curvas de periodos bajos D10 a D100 se ubican por encima de la curva del periodo mayor D00, lo cual implica confiabilidad siempre decreciente conforme aumenta el periodo. Similarmente, ahora para valores de  $Z$  mayores a 0.75, las curvas de periodos bajos D10 a D100 se ubican por debajo de la curva de mayor periodo D00, lo cual implica que conforme el periodo se incrementa la confiabilidad aumenta. Para valores de  $Z$  en el intervalo de 0.7 a 0.8 se esperaría una confiabilidad casi constante con valores en el intervalo de 3 a 3.5 para todos los edificios, sean con muros ligados o con muros desligados, conforme aumenta el periodo de las estructuras. También se observa en la figura 6.6 que para valores de  $Z$  en el intervalo de 1.0 a 1.5 prácticamente las curvas para periodos bajos se encuentran superpuestas lo cual es congruente con los tramos iniciales de las correspondientes gráficas en la figura 6.12. Así mismo, para valores altos de  $Z$ , superiores a 1.5, la confiabilidad será siempre creciente para valores crecientes del periodo. Finalmente, resulta evidente en la figura 6.12 que conforme se incrementa el valor de  $Z$  la confiabilidad disminuye siempre; es decir, a mayor intensidad de sismo menor confiabilidad.

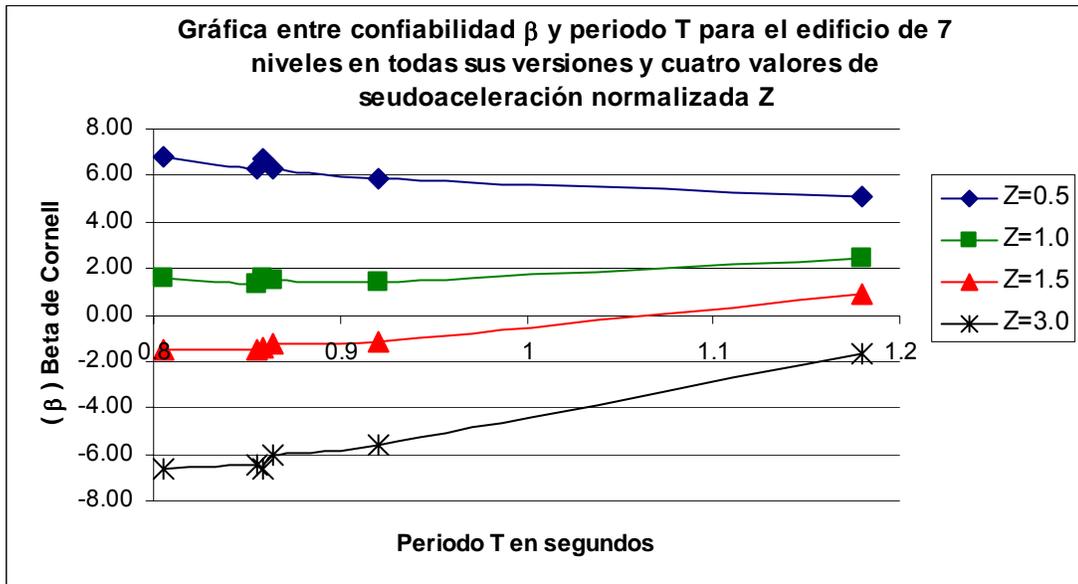


Figura 6.12. Periodo  $T$  contra  $\beta$  de Cornell para valores diversos de  $Z$  en 7 niveles.

Por lo que a la figura 6.13 se refiere, en ella se muestra el comportamiento de la confiabilidad  $\beta$  en relación con el incremento del periodo  $T$  de las estructuras, para el edificio de 14 niveles, considerando los mismos cuatro diversos valores de la pseudoaceleración  $Z$  que se emplearon para las gráficas del factor  $r$ , y que aparecen en la tablas 6.15 donde se presentan los periodos de cada uno de los edificios en la columna de la derecha. Cabe destacar que existe una correspondencia directa,

unívoca e inversa entre los valores del factor  $r$  y los citados periodos, es decir a mayor  $r$  menor periodo, lo cual es totalmente congruente con la intuición y con el conocimiento del comportamiento dinámico de las estructuras, lo que significa que a mayor rigidez menor periodo del edificio.

Para mejor comprensión del comportamiento de las gráficas de la figura 6.13 se debe remitir el lector a la figura 6.7 donde se aprecia que para el valore de  $Z$  igual a 0.5 las curvas de periodos bajos D20 a D100 se ubican por encima de la curva del periodo mayor D00 pero prácticamente están encimadas, lo cual implica confiabilidad constante al inicio en la figura 6.13 par luego decrecer conforme aumenta el periodo. Similarmente, ahora para el valore de  $Z$  igual a 1.0 las curvas de periodos bajos D20 a D100 se ubican por arriba de la curva de mayor periodo D00 pero la D20 por encima de las demás, lo cual implica que conforme el periodo se incrementa la confiabilidad aumenta para después descender. Para el valor de  $Z$  igual a 1.5, donde todas las gráficas se cruzan excepto la D20 que se mantiene por arriba, se aprecian en la figura 6.13 valores de confiabilidad casi constantes entre 1.0 y 2.0 conforme el periodo aumenta, excepto por el valor para del edificio D20 que es más elevado, mayor a 2.0. También se observa en la figura 6.7 que para valores de  $Z$  iguales a 3.0 todas las curvas de periodo menor, excepto la D20, están por debajo de de la curva de mayor periodo D00 conforme el periodo aumenta, lo cual implica confiabilidad creciente con un ligero descenso a partir del periodo para D20. En general el efecto de “joroba” de todas las curvas se debe al comportamiento atípico del edificio con D20 ( $T=1.66$  s). Finalmente, resulta evidente en la figura 6.13 que conforme se incrementa el valor de  $Z$  la confiabilidad disminuye siempre; es decir, a mayor intensidad de sismo menor confiabilidad.

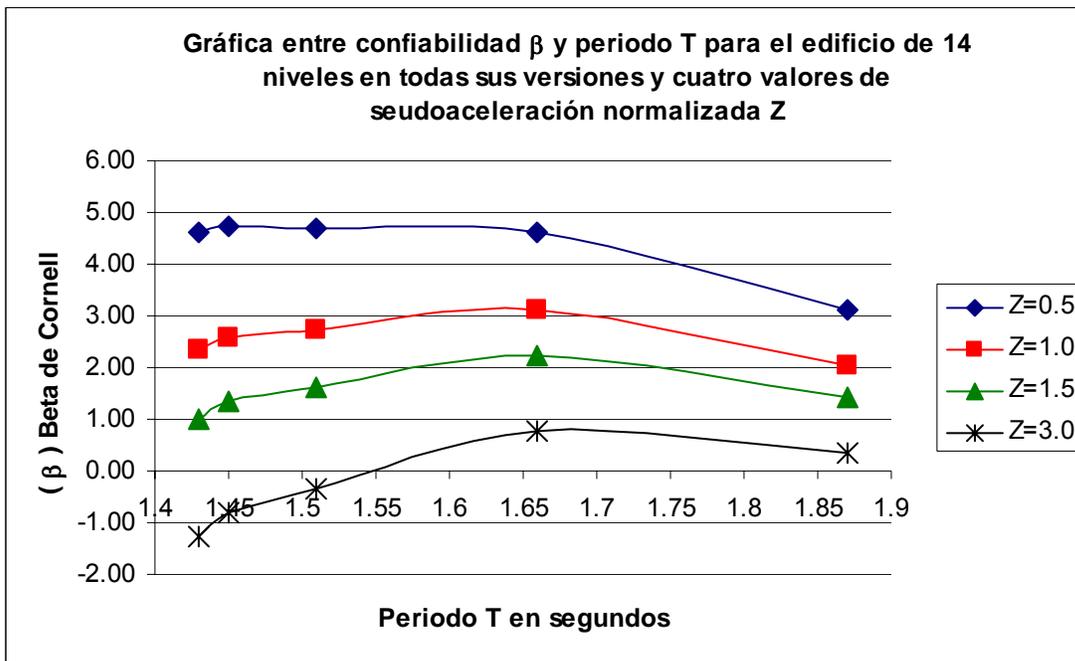


Figura 6.13. Periodo  $T$  contra  $\beta$  de Cornell para valores diversos de  $Z$  en 14 niveles.

## 6.11 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO.

En este capítulo se ha presentado de manera detallada el procedimiento a seguir para realizar el estudio de confiabilidad de una estructura cualquiera. Se puede afirmar que los pasos son generales y aplicables a todo tipo de estructuras, aunque aquí se ha enfocado el procedimiento al estudio del comportamiento probabilístico en el desempeño de edificios con aparentes condiciones que favorecen la formación del piso suave en planta baja.

Los resultados generales mostrados en las gráficas de confiabilidad de las figuras 6.6 y 6.7 permiten confirmar lo que indican tanto la intuición como la experiencia, es decir, que **la confiabilidad de los edificios estudiados disminuye, ante sismos de alta intensidad, en la medida que se incrementa la rigidez en los pisos superiores al de planta baja**; sin embargo, también se muestra que en ambos edificios prototipo el comportamiento de la confiabilidad es creciente en el intervalo de bajas pseudoaceleraciones ( $Z < 1.0$ ), donde el decremento del periodo causado por el aumento de rigidez lateral de los edificios opera a favor de la estabilidad y sitúa sus gráficas por encima de la gráfica del edificio con muros desligados de la estructura; constituyéndose esto en un claro indicio de que el mecanismo de piso suave en planta baja no llega a activarse. De manera contraria, para valores elevados de pseudoaceleración ( $Z > 1.0$ ) la confiabilidad siempre desciende en la medida que aumenta la rigidez lateral, indicando con ello la activación del piso suave en la base.

El análisis realizado de los resultados permite concluir que el diseño convencional del edificio de 7 niveles no presentaría problema de piso suave en planta baja frente a la acción de un sismo de características parecidas al del 19 de Septiembre de 1985, ni tendría riesgo de colapso, estuvieran o no ligados los muros a la estructura de concreto, ya que su confiabilidad es elevada.

Por lo que al edificio de 14 niveles se refiere, la tabla 6.13 y la figura 6.7 revelan que su diseño convencional es vulnerable ante la acción de la componente SCT8519SE.3EW del sismo del 19 de septiembre de 1985, ya que la confiabilidad es muy baja ( $\beta = 0.24$ ), o la probabilidad de falla es muy alta ( $P_F = 0.4052$ ), si se permite que la estructura de concreto vibre sin interacción con los muros de mampostería; pero se reduce sensiblemente tal probabilidad de falla si se especifica que los muros interactúen con la estructura de concreto. Como en otros casos, la condición para la formación del piso suave en planta baja operaría a favor de la seguridad de este edificio, debido a que el cambio de periodo natural que se origina conduce a la estructura a una zona del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones donde las ordenadas son significativamente menores que las correspondientes al valor inicial del periodo natural ( $T = 1.87$  s).



Lo importante no es tratar de investigar cuándo va a presentarse un fuerte sismo, sino realizar construcciones que lo puedan resistir.

JOSÉ CREIXELL M.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El esfuerzo de investigación realizado a lo largo de este trabajo tuvo la motivación de ser un intento novedoso para explicar el comportamiento sísmico de edificios de concreto reforzado, **con piso suave en planta baja**, desplantados sobre suelos blandos de la ciudad de México. El trabajo es original en el sentido que aporta al diseño sismorresistente de edificios, con dicho patrón de falla, el punto de vista y la aplicación tanto del análisis probabilístico de la confiabilidad como de la filosofía del desempeño.

Triple ha sido el interés del autor y de su tutor al realizar esta tesis: por un lado el de llegar a determinar algún criterio de aceptación por desempeño y confiabilidad para el diseño sísmico del tipo de edificios antes mencionados; por otro el de presentar de manera sistemática la metodología general a emplear por quien pretenda seguir las ideas avanzadas del desempeño y de la confiabilidad por las que seguramente transitará el futuro diseño de las estructuras; finalmente, pero no menos importante, acercar estas novedosas herramientas del desempeño y la confiabilidad a la práctica cotidiana del diseño en los despachos de ingeniería.

En este penúltimo segmento del documento el autor desea exponer algunas de las complicaciones encontradas, carencias sufridas, y errores tanto conceptuales como metodológicos cometidos a lo largo de este trabajo de tesis, que le significaron, al mismo tiempo que un importante retraso en la terminación, también una gran oportunidad de aprendizaje; esto con la finalidad que quienes estén por iniciar alguna tarea similar no tropiecen con las mismas piedras, ni pisen los mismos hoyos minados del suelo de la investigación científica. Posteriormente, y con base en lo anterior, se comentarán las conclusiones más importantes del trabajo y se darán las recomendaciones posibles.

### A.- Metodología

En principio el autor considera que al realizar este trabajo violó, por inexperiencia, algunas de las reglas de toda buena investigación. Una de ellas, y muy principal, fue la de una planeación inicial más profunda y oportuna de la tarea a ejecutar, de lo cual

se derivó una realización impulsiva que tuvo como consecuencia repetir pasos que se hubieran evitado de haberse considerado algunas recomendaciones y consejos aportados más tarde por el tutor y por compañeros con más experiencia en la investigación dentro del ámbito del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Otra, no menos importante, fue la de haber arrancado la investigación al mismo tiempo que el aprendizaje en el manejo de herramientas de cómputo desconocidas, en cuya capacitación debió invertirse algún tiempo antes de aplicarlas al trabajo que compete a esta tesis. Este ir conociendo las herramientas de cómputo al mismo tiempo que se realizaba la investigación con premura, llevó en dos ocasiones a resultados incorrectos y contrarios a lo que dicta la intuición; es decir que se recorrió dos veces todo el camino presentado a lo largo de la tesis, desde el diseño convencional hasta el estudio de confiabilidad, sin lograr el éxito deseado. Si bien es aceptado que el diseño de estructuras es un proceso cíclico e iterativo, ello no implica que este ciclo se deba repetir, con la consecuente pérdida de tiempo, por falta de planeación y adiestramiento. No debe perderse nunca de vista que la optimización es uno de los objetivos del diseño, y esto incluye el valioso tiempo del diseñador, aparte del adecuado y fundamental equilibrio entre seguridad y costo de las estructuras

Otra piedra en el camino fue la incorrecta modelación de la estructura que una y otra vez entraba en desacuerdo con las capacidades y características de las herramientas de cómputo, fuera por el número de elementos que pueden considerar, o por el inadecuado manejo de algunos datos en los archivos de entrada, o por la inapropiada alimentación de información a la computadora. La exploración mayormente por prueba y error, pero con fuerte consumo de tiempo, permitió finalmente sortear estos obstáculos y llegar al modelo estructural correcto. Bien se sabe que la etapa de modelación de la estructura es fundamental para el recorrido con éxito de las posteriores etapas del análisis y del dimensionamiento. Por ello, esta modelación no puede estar divorciada del profundo conocimiento de las herramientas disponibles tanto para el análisis como para el diseño.

Cabe mencionar que el programa SIMESTRU, para la simulación de estructuras por el método de Monte Carlo, y el programa DRAIN 2D, para el análisis no lineal de estructuras, fueron los que más complejidad presentaron para su utilización y aplicación, sobre todo por carecer de un manual operativo que ofrezca con mucho mayor detalle las instrucciones de uso, sin dejar posibilidad a la interpretación incorrecta por parte del usuario. También el programa ECOgcW, adolece de esto último, aunque en mucha menor medida.

Conviene, por otro lado, enfatizar que un modelo estructural determinado obliga a ciertas herramientas teóricas que posteriormente pueden no ser de utilidad y aplicación en otro modelo estructural distinto; lo cual se agrava al tratar de implementar dicha conceptualizaciones teóricas en las herramientas de cómputo disponibles. Esto sucedió cada vez que se deseaba modelar la mampostería presente en los pisos superiores al de planta baja, razón de ser del posible piso suave en dicho nivel. Así fue que se intentó modelar los muros de mampostería primero a través de un marco rígido equivalente con vigas de rigidez muy elevada para que las columnas trabajaran fundamentalmente a cortante, otorgándoles a estas

las propiedades mecánicas de un modelo de mampostería desarrollado en el Centro Nacional para la Prevención de Desastres (CENAPRED) por Flores y Alcocer (74). Otro intento similar se realizó cambiando el marco equivalente por una sola columna equivalente, pero tampoco dio resultados exitosos. Finalmente se recurrió a la solución “clásica” propuesta por Bazán (62), consistente en diagonales equivalentes. En los dos primeros casos resultaba obligado modificar muchos valores, generados por el SIMESTRU, de momentos de fluencia y de rotaciones plásticas, lo cual posteriormente provocaba problemas numéricos en la operación del DRAIN 2D. En el caso de las diagonales equivalentes, el DRAIN 2D permite la incorporación de un bloque adicional con la información correspondiente, pero el SIMESTRU no tiene forma de simularlas, así que se consideraron como una parte determinística del modelo. Así mismo, el DRAIN no cuenta con un modelo de degradación de resistencia y rigidez para los elementos diagonales trabajando a tensión o compresión, aunque si considera el comportamiento histerético. El modelo de degradación de rigidez y resistencia solo se encuentra disponible en el DRAIN 2D para elementos que trabajen a flexión, y actualmente ya se esta implementando el modelo para la mampostería representada por paneles.

## **B.- Resultados**

Pasando ahora a los resultados de la investigación se encuentra que la primera gran conclusión se refiere al hecho de haber iniciado el proyecto pensando en el diseño de tres edificios prototipo (de 7, 14 y 21 niveles) con características de rigidez excedente en los niveles superiores al de planta baja, de tal manera que se suscitara la falla de piso suave en dicho nivel. Sin embargo, al concluir la etapa del diseño convencional, realizado con apego al RCDF-2004 (13) y a las NTCDCEC (44), se pudo determinar después de varias propuestas de dimensionamiento que el edificio de 21 niveles requería de columnas muy robustas en planta baja o de muros de concreto en dos direcciones ortogonales desplantados desde la cimentación para poder satisfacer las especificaciones relativas al estado límite de servicio, lo que implicaba usar elementos de mayor rigidez para controlar los desplazamientos relativos de entrepiso. Esto permitió aseverar que para edificios con alturas similares a 20 niveles y superiores siempre serán necesarias soluciones con tales tipos de elementos estructurales en planta baja que rompen la condición de cambio brusco de rigidez y resistencia para la formación del piso suave en ese nivel. Es así que se continuó este trabajo centrando la atención solamente en los edificios de 7 y 14 niveles.

Prosiguiendo con estas conclusiones, en el caso de los edificios de 7 y 14 niveles se pudo constatar, desde la misma etapa del diseño convencional, que aún en el intervalo de comportamiento elástico los desplazamientos relativos en planta baja resultaban mayores a los de los entrepisos superiores cuando se permitía que los muros de mampostería colocados en estos pisos superiores interactuaran con la estructura de concreto reforzado. Posteriormente, al realizarse la etapa del análisis no lineal se pudo comprobar, por el seguimiento de la formación de articulaciones

plásticas, que estas se desarrollaban primeramente en los extremos de todas las columnas de planta baja, después las vigas del mismo nivel junto con algunas en columnas de segundo nivel y así sucesivamente hacia los pisos superiores. En general durante los análisis push over y paso a paso se observó que hasta un instante antes del colapso el número de articulaciones plásticas en los pisos superiores era reducido en tanto que en planta baja era prácticamente total. Cabe mencionar que en los análisis no lineales de los edificios con los muros desligados de la estructura de concreto las articulaciones plásticas se desarrollaban de manera más aleatoria a lo alto y ancho de los niveles de los edificios, lo cual confirma la formación del piso suave al permitirse la interacción de los muros con la estructura de concreto.

Se debe enfatizar aquí el uso del método incremental en los análisis paso a paso, el cual consiste en ir modificando las magnitudes de las aceleraciones del sismo empleado para excitar a la correspondiente estructura, aplicando un factor de amplificación que se va variando hasta lograr el inminente colapso. También debe señalarse la utilización de la rampa de aceleración en la ejecución de los análisis push over. Se recuerda aquí la importancia de estos dos tipos de análisis no lineal para poder evaluar el índice de daño, que es el parámetro elegido para introducir la filosofía del desempeño en el diseño sismo resistente de los edificios. No puede dejar de mencionarse la utilización de los espectros de respuesta para los sismos factorizados, que permiten definir la pseudoaceleración correspondiente al periodo con interacción suelo-estructura de cada edificio simulado la cual, una vez normalizada con los valores de masa y cortante de fluencia del edificio de propiedades medias, se combina con el índices de daño antes mencionado para construir los diagramas de dispersión que abren el camino para el estudio de confiabilidad. Índice de daño (es decir nivel de desempeño) y pseudoaceleración normalizada (es decir intensidad del sismo que provoca inminente colapso) mantienen la tradición estructural de relacionar acciones con respuestas.

En cuanto a la confiabilidad se refiere, que es en esencia un estudio probabilístico orientado en esta investigación a medir la probabilidad de no falla de las estructuras propuestas, debe destacarse la trascendencia de contar con un método como el de Monte Carlo para simular tantas estructuras como se requieran para colectar una muestra representativa que permita evaluar valores medio y desviación estándar del margen de seguridad. Así mismo, es importante mencionar las técnicas para la simulación de sismos, de tal forma que tanto estructura como sollicitaciones son tratadas en el contexto de la aleatoriedad.

Las gráficas de confiabilidad obtenidas en el capítulo 6, mostradas en las figuras 6.6, 6.7 y 6.8, lo mismo que las gráficas alternativas mostradas en las figuras 6.10, 6.11, 6.12 y 6.13, demuestran con claridad y de manera cuantitativa lo que la intuición ya nos anunciaba: la presencia de condiciones para la formación del piso suave reduce la confiabilidad drásticamente, sobretodo para valores elevados de pseudoaceleración normalizada. Así mismo los resultados muestran que en la zona de bajas pseudoaceleraciones las citadas condiciones favorecen a la estabilidad evitando la activación del mecanismo de piso suave en planta baja, lo que no se evita en el

intervalo de elevadas pseudoaceleraciones. Todo ello señala inequívocamente que la confiabilidad puede escogerse como criterio cuantitativo de aceptación para el diseño estructural, faltando por definir el estado límite en cada tipo de estructuración, en este caso los edificios con piso suave en planta baja.

La transformación del índice de confiabilidad en probabilidad de falla permite valorar también la calidad del diseño. En esta investigación se demostró que los edificios de 7 niveles, al ser sometidos a la acción del sismo del 19 de septiembre de 1985, tendrían una probabilidad muy baja para la formación del mecanismo de piso suave en planta baja para diversas cantidades de sobre-rigidez en los pisos superiores al dicho nivel. Así mismo, el edificio con muros desligados tendría poca probabilidad de falla. Estos resultados parecen indicativos de un buen diseño convencional del edificio con muros desligados que no vería incrementada sensiblemente su probabilidad de falla al tener los muros ligados a la estructura. Cabe destacar que en este buen comportamiento juega un papel importante el periodo de los edificios, ya que de ello depende la pseudoaceleración normalizada y la respectiva confiabilidad.

Por lo que respecta al edificio de 14 niveles, con muros desligados de la estructura, se puede comprobar que su diseño convencional no fue adecuado ya que al someterse a la acción del sismo del 19 de septiembre de 1985 su confiabilidad fue baja y su probabilidad de falla del orden del 40 por ciento. Esto implica la necesidad de revisar el dimensionamiento de sus elementos estructurales a fin de reducir su periodo y alejarlo de la zona de valores pico del espectro de respuesta. En este caso se enfatiza aún más la importancia del periodo de la estructura ya que al ligar los muros a la estructura de concreto, incrementando la rigidez en cantidades variables, los periodos se reducen lo mismo que las pseudoaceleraciones normalizadas, mejorando sensiblemente la confiabilidad y disminuyendo la probabilidad de falla, aunque aún en valores elevados que demandan la revisión del diseño.

Queda claro que la confiabilidad nos informa de manera adecuada y cuantitativa de la calidad de los diseños realizados, siendo correcto el de 7 niveles y el de 14 niveles incorrecto, lo cual fortalece la hipótesis detrás de esta tesis en el sentido de proponer a la confiabilidad como criterio para la aceptación del diseño. No puede dejar de mencionarse que la sola confiabilidad no es criterio suficiente para decidir la calidad óptima del diseño, ya que faltaría realizar el estudio correspondiente de costos con lo que ya podría evaluarse el equilibrio entre estos dos aspectos del diseño.

Las gráficas alternativas de resultados, mostradas en las figuras 6.10 y 6.11, en las que se considera el factor  $r$ , demuestran que la confiabilidad es menor en la medida que el factor  $r$  se incrementa, sobretodo para valores altos de  $Z$ , lo cual es congruente con lo que dicta la intuición; además de destacarse aquí la importancia de ensayar presentaciones de resultados que puedan ser más fácilmente aplicables en la práctica cotidiana de los despachos de ingeniería, con interpretaciones simples a partir de variables que les son más familiares como es en este caso el cortante de fluencia en los entrepisos donde se da el cambio brusco de rigidez y resistencia.

Así mismo, las gráficas alternativas de resultados, mostradas en las figuras 6.13 y 6.14, en las que se considera el periodo **T** de las estructuras, demuestran la importante relación del periodo de las estructuras con la confiabilidad de las mismas, debiendo enfatizarse la gran utilidad de este tipo de gráfica ya que el periodo es un parámetro que puede obtenerse con relativa facilidad.

### **C.- Recomendaciones**

Sin duda, las observaciones realizadas en los incisos A y B, anteriores permiten establecer aquí algunas recomendaciones a seguir en futuras investigaciones, en el contexto del Instituto de Ingeniería de la UNAM:

1. Fomentar y supervisar con más rigor la planeación inicial de todo trabajo de tesis, con la finalidad de formar mejores investigadores, según reza la visión y misión del Instituto.
2. Implementar un curso intensivo de capacitación en el manejo de las herramientas de cómputo con las que se prevé trabajar durante la investigación, a fin de mejorar el rendimiento del postulante a maestro, además de evitar esfuerzos repetidos de exploración e interpretación acerca de las virtudes, características y limitaciones de los programas. Aquí cabe incluir como parte de esta capacitación el uso adecuado, y constante mejora, de los manuales detallados de operación de los programas.
3. Fomentar más intensamente, el continuo desarrollo, adaptación e implementación de los programas de análisis y diseño, que permitan la modelación cada vez más realista de las estructuras a investigar, minimizando las hipótesis simplificadoras y las idealizaciones.
4. Los resultados obtenidos son solo un primer paso en la investigación del comportamiento del piso suave en planta baja desde el punto de vista de la confiabilidad y el desempeño, por lo que parece obvio señalar que debe profundizarse este estudio proponiendo una mayor variedad de edificios en el intervalo de los 2 a los 20 niveles, buscando la válida comparación de comportamientos y resultados a partir de variables tradicionales como el periodo, la rigidez, la resistencia, el coeficiente sísmico, la demanda de ductilidad, etc.
5. Llevar a cabo el análisis de costos correspondiente que complete los criterios de aceptación del diseño, buscando el óptimo equilibrio con la confiabilidad.
6. Metodológicamente hablando, y para el caso específico del piso suave en planta baja, recorrer primero el camino completo para el edificio sin muros ligados a la estructura para cerciorarse que el diseño cumple con una confiabilidad adecuada, y ya después realizar el estudio con los muros ligados a la estructura. Con esto se garantizaría primero el aceptable diseño del edificio prototipo y no ocurriría lo que sucedió con el edificio de 14 niveles, el cual tuvo una confiabilidad muy baja y una muy alta probabilidad de falla.

Aquí cabe recordar que el diseño convencional del edificio se realizó con base en un modelo tridimensional, apegándose al Reglamento de Construcciones del D.F., y aunque el diseño resultaba aceptable desde los puntos de vista de los estados límite de falla y de servicio, además de tenerse un diseño dúctil, su periodo con base rígida,  $T=1.54$  s., ya anunciaba problemas puesto que el periodo se incrementó a  $T=1.865$  s. al considerar la interacción suelo-estructura, valor muy cercano al pico del espectro de respuesta para la componente E-W del sismo del 19 de septiembre de 1985.

7. Lo anterior también hace conveniente señalar los problemas asociados a las limitaciones de las estimaciones de los niveles de confiabilidad derivados de la sensibilidad de tales estimaciones a los modelos empleados para representar las leyes constitutivas. Esto hace pensar en que a veces tenemos que conformarnos con poder calcular valores relativos de los niveles de confiabilidad para diversos sistemas, pero no necesariamente valores absolutos de dichos niveles.

8. Fomentar la exploración creativa de otras relaciones de variables que permitan ir acercando cada vez más los resultados de la investigación por confiabilidad y desempeño del piso suave en planta baja a los requerimientos de la práctica cotidiana en los despachos de diseño, así como su incorporación al Reglamento de Construcciones y a sus Normas Técnicas Complementarias.



Pero cualquiera que escucha estas palabras  
y no las obedece es como el hombre necio  
que construye su casa sobre arena.

**MATEO 7.26**

# ANEXOS

## ANEXO 1

**Cálculo de las rigideces  $K_x$  y  $K_r$ , así como de los parámetros  $C_x$  y  $C_r$  para el análisis de la interacción suelo-estructura, de acuerdo con el apéndice A de la Normas Técnicas para el Diseño Sísmico de Edificios, en el caso del edificio de 7 niveles**

$K_x$  y  $K_r$  representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura:  $K_x$  es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y  $K_r$  es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. Los parámetros  $C_x$  y  $C_r$  representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y en rotación, respectivamente. Tanto los valores de los resortes elásticos como los valores de los amortiguamientos viscosos se obtienen de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4 del apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Cabe recordar que para el edificio de 7 niveles se considera una cimentación somera que consiste en un cajón de cimentación desplantado a 4 metros de profundidad, medidos desde la superficie del terreno. La figura A1.1 muestra esta situación, incluyendo los datos generales del suelo.

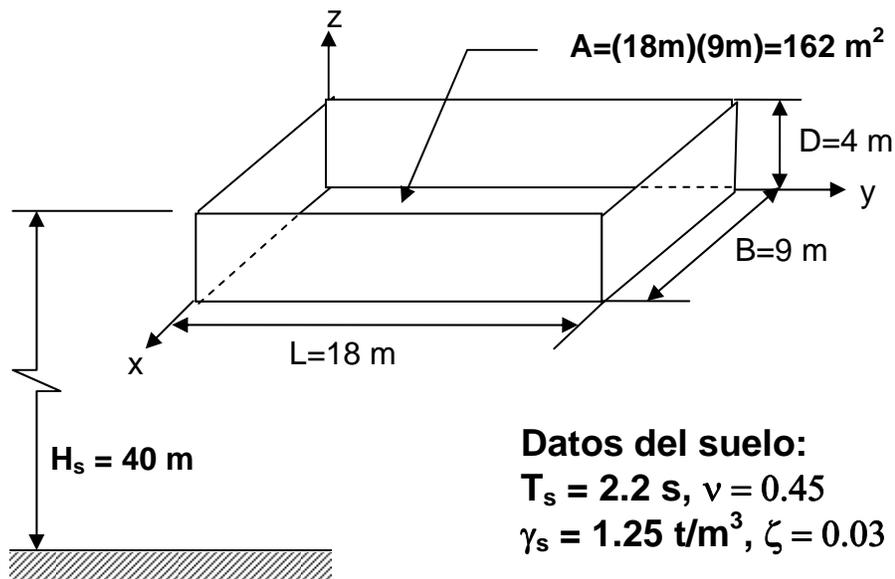


Figura A1.1 Cimentación somera del edificio de 7 niveles.

Primero se calculan  $K_x$  y  $C_x$  con las expresiones siguientes:

$$K_x = K_x^0 (k_x - 2\zeta \eta_x c_x) \quad (\text{A1.1})$$

$$C_x = \frac{K_x^0 (\eta_x c_x + 2\zeta k_x)}{\omega} \quad (\text{A1.2})$$

donde,

$$K_x^0 = \frac{8GR_x}{2-\nu} \left[ 1 + \frac{R_x}{2H_s} \right] \left[ 1 + \frac{2D}{3R_x} \right] \left[ 1 + \frac{5D}{4H_s} \right], \quad k_x = 1, \quad \eta_x = \frac{\omega R_x}{V_s}$$

$$c_x = \frac{0.65\zeta\eta_{xs}}{1 - (1-2\zeta)\eta_{xs}^2}; \text{ si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} \leq 1 \quad \text{ó} \quad c_x = 0.576; \text{ si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} > 1$$

$$\text{y} \quad \omega = \frac{2\pi}{T_e}$$

Además,

$$G = \frac{16\gamma_s}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2, \quad R_x = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}}, \quad V_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad \text{y} \quad \eta_s = \frac{\pi R_x}{2H_s}$$

Tomando los datos del suelo de la figura A1.1, con  $g=9.81\text{m/s}^2$  y  $T_e=0.458$  s, siendo  $g$  la aceleración de la gravedad y  $T_e$  el periodo fundamental con base rígida en la dirección corta del edificio, se sustituyen valores para obtener:

$$G = \frac{16 \left( 1.25 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right)}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \left( \frac{40\text{m}}{2.2\text{s}} \right)^2 = 673.96 \approx 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}, \quad R_x = \sqrt[2]{\frac{162 \text{m}^2}{\pi}} = 7.18096\text{m},$$

$$V_s = \frac{4(40\text{m})}{2.2\text{s}} = 72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}}, \quad \eta_s = \frac{\pi(7.18096\text{m})}{2(40\text{m})} = 0.282 \quad \text{y}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{(0.458\text{s})} = 13.718 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Se sigue 
$$\eta_x = \frac{\left(13.718 \frac{\text{rad}}{\text{s}}\right)(7.18096\text{m})}{72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 1.3545,$$

Por lo que  $\eta_{xs} = \frac{1.3545}{0.282} = 4.803 > 1$ , que implica  $c_x = 0.576$

Luego, entonces,

$$K_x^o = \frac{8 \left(674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right)(7.18096\text{m})}{2 - 0.45} \left[1 + \frac{7.18096\text{m}}{2(40\text{m})}\right] \left[1 + \frac{2(4\text{m})}{3(7.18096\text{m})}\right] \left[1 + \frac{5(4\text{m})}{4(40\text{m})}\right]$$

$$K_x^o = 41998.365 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Finalmente, se sustituye en las ecuaciones (A1.1) y (A1.2)

$$K_x = \left(41\,998.365 \frac{\text{t}}{\text{m}}\right) [1 - 2(0.03)(1.3545)(0.576)] = 40\,032.3577 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$C_x = \frac{\left(41\,998.365 \frac{\text{t}}{\text{m}}\right) [(1.3545)(0.576) + 2(0.03)(1)]}{13.718 \frac{\text{rad}}{\text{s}}} = 2\,572.291 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Resumiendo,

$$K_x = 40\,032.3577 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$C_x = 2\,572.291 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Ahora se calculan  $K_r$  y  $C_r$  con las expresiones siguientes:

$$K_r = K_r^o (k_r - 2\zeta \eta_r c_r) \quad (\text{A1.3})$$

$$C_r = \frac{K_r^o (\eta_r c_r + 2\zeta k_r)}{\omega} \quad (\text{A1.4})$$

donde,

$$K_r^o = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left[ 1 + \frac{R_r}{6H_s} \right] \left[ 1 + \frac{2D}{R_r} \right] \left[ 1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right], \quad k_r = 1 - 0.2\eta_r, \quad \eta_r = \frac{\omega R_r}{V_s}$$

$$c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{rp}^2}; \quad \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \quad \text{ó} \quad c_r = \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; \quad \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1$$

$$y \quad \omega = \frac{2\pi}{T_e}$$

Además,

$$G = \frac{16\gamma_s}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2, \quad R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}}, \quad V_s = \frac{4H_s}{T_s}, \quad \eta_p = \frac{\pi R_r}{2H_s} \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$$

$$y \quad I = \frac{LB^3}{12}$$

Tomando los datos del suelo de la figura A1.1, con  $g=9.81\text{m/s}^2$  y  $T_e=0.458\text{ s}$ , siendo  $g$  la aceleración de la gravedad y  $T_e$  el periodo fundamental con base rígida en la dirección corta del edificio, se sustituyen valores para obtener:

$$I = \frac{(18\text{m})(9\text{m})^3}{12} = 1\,093.50\text{m}^4, \quad G = \frac{16 \left( 1.25 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right) \left( \frac{40\text{m}}{2.2\text{s}} \right)^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 673.96 \approx 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2},$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4(1\,093.50\text{m}^4)}{\pi}} = 6.1085\text{m}, \quad V_s = \frac{4(40\text{m})}{2.2\text{s}} = 72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}},$$

$$\omega = \frac{2\pi}{(0.458\text{s})} = 13.718 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad y \quad \eta_p = \frac{\pi(6.1085\text{m})}{2(40\text{m})} \sqrt{\frac{2(1-0.45)}{[1-2(0.45)]}} = 0.79559$$

$$\text{Se sigue} \quad \eta_r = \frac{\left( 13.718 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \right) (6.1085\text{m})}{72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 1.15229,$$

Por lo que  $\eta_{rp} = \frac{1.15229}{0.79559} = 1.44835 > 1,$

que implica  $c_r = \frac{0.3(1.15229)^2}{1+(1.15229)^2} = 0.17112$

Luego, entonces,

$$K_r^o = \frac{8 \left( 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) (6.1085\text{m})^3}{3(1-0.45)} \left[ 1 + \frac{6.1085\text{m}}{6(40\text{m})} \right] \left[ 1 + \frac{2(4\text{m})}{6.1085\text{m}} \right] \left[ 1 + 0.71 \frac{4\text{m}}{40\text{m}} \right]$$

$$K_r^o = 1\,889\,382.145 \text{ t} \cdot \text{m}$$

y  $k_r = 1 - 0.2(1.15229) = 0.76954$

Finalmente, se sustituye en las ecuaciones (A1.3) y (A1.4)

$$Kr = (1889\,382.145 \text{ t} \cdot \text{m}) [0.76954 - 2(0.03)(1.15229)(0.17112)]$$

$$Kr = 1431603.745 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Cr = \frac{(1889\,382.145 \text{ t} \cdot \text{m}) [(1.15229)(0.17112) + 2(0.03)(0.76954)]}{13.718 \frac{\text{rad}}{\text{s}}} = 33\,516.11 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}$$

Resumiendo,

$$Kr = 1431603.745 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Cr = 33\,516.11 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}$$

## ANEXO 2

**Cálculo de las rigideces  $K_x$  y  $K_r$ , así como de los parámetros  $C_x$  y  $C_r$  para el análisis de la interacción suelo-estructura, de acuerdo con el apéndice A de la Normas Técnicas para el Diseño Sísmico de Edificios, en el caso del edificio de 14 niveles**

$K_x$  y  $K_r$  representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura:  $K_x$  es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y  $K_r$  es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. Los parámetros  $C_x$  y  $C_r$  representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y en rotación, respectivamente. Tanto los valores de los resortes elásticos como los valores de los amortiguamientos viscosos se obtienen de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4 del apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Cabe recordar que para el edificio de 14 niveles se considera una cimentación mixta compuesta por un cajón de cimentación desplantado a 5 metros de profundidad, medidos desde la superficie del terreno, más 40 pilotes de fricción (uno debajo de cada columna) de 10 m de longitud y sección transversal circular de 0.40 m de diámetro. Las figuras A2.1 y A2.2 muestran esta situación, incluyendo los datos generales del suelo y de los pilotes.

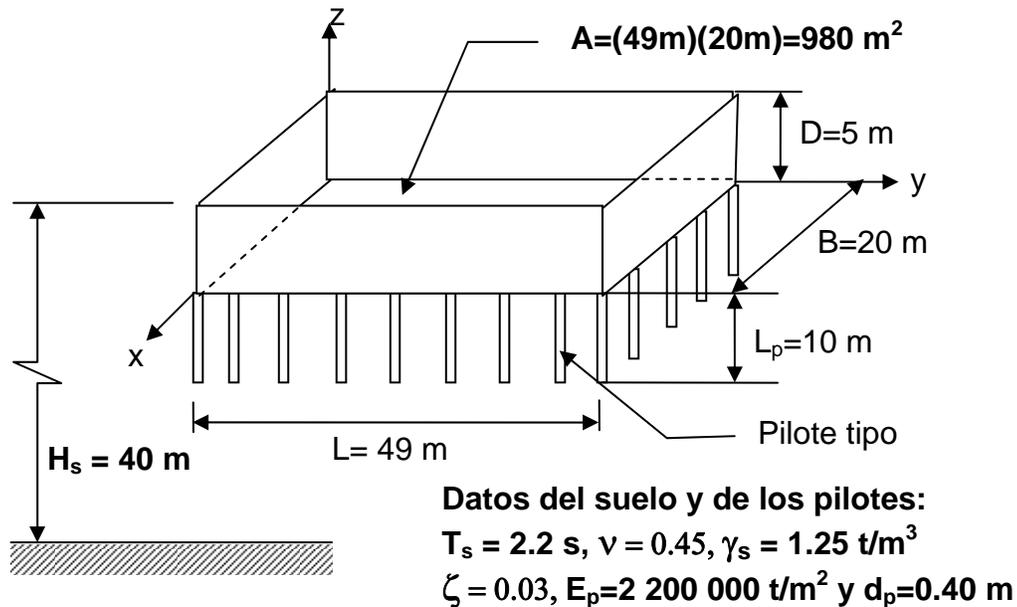


Figura A2.1 Cimentación mixta del edificio de 14 niveles.

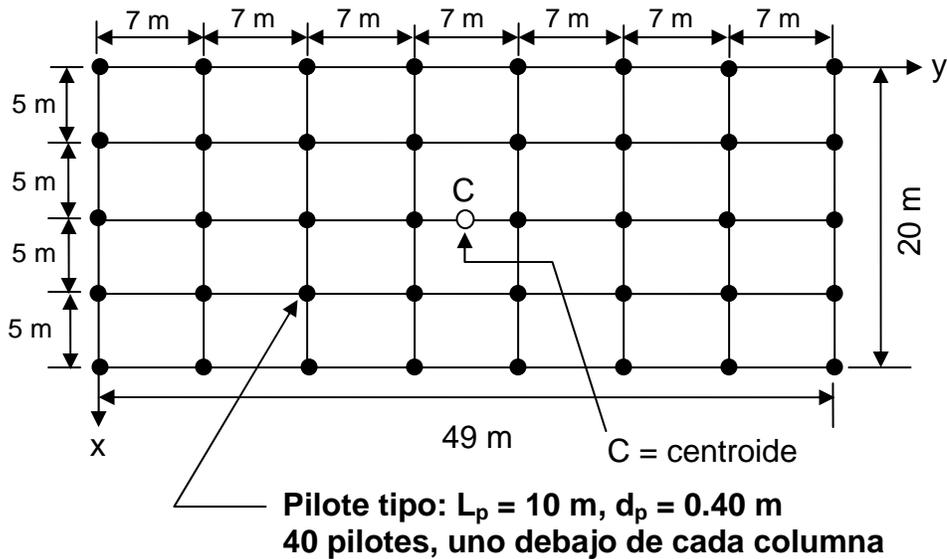


Figura A2.2 Distribución de pilotes en la cimentación del edificio de 14 niveles

### CÁLCULO DE $K_x$ y $C_x$

Se divide el cálculo en dos partes; una parte corresponde a la cimentación somera y otra a la cimentación con pilotes.

Primero se calculan  $K_x$  y  $C_x$  para la parte de cimentación somera con las expresiones siguientes:

$$K_x = K_x^o (k_x - 2\zeta \eta_x c_x) \tag{A2.1}$$

$$C_x = \frac{K_x^o (\eta_x c_x + 2\zeta k_x)}{\omega} \tag{A2.2}$$

donde,

$$K_x^o = \frac{8GR_x}{2-\nu} \left[ 1 + \frac{R_x}{2H_s} \right] \left[ 1 + \frac{2D}{3R_x} \right] \left[ 1 + \frac{5D}{4H_s} \right], \quad k_x = 1, \quad \eta_x = \frac{\omega R_x}{V_s}$$

$$c_x = \frac{0.65\zeta \eta_{xs}}{1 - (1 - 2\zeta) \eta_{xs}^2}; \text{ si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} \leq 1 \quad \text{ó} \quad c_x = 0.576; \text{ si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} > 1$$

$$y \quad \omega = \frac{2\pi}{T_e}$$

Además,

$$G = \frac{16\gamma_s}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2, \quad R_x = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}}, \quad V_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad y \quad \eta_s = \frac{\pi R_x}{2H_s}$$

Tomando los datos del suelo de la figura A2.1, con  $g=9.81\text{m/s}^2$  y  $T_e=0.571$  s, siendo  $g$  la aceleración de la gravedad y  $T_e$  el periodo fundamental con base rígida en la dirección corta del edificio, se sustituyen valores para obtener:

$$G = \frac{16 \left( 1.25 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right)}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \left( \frac{40\text{m}}{2.2\text{s}} \right)^2 = 673.96 \approx 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}, \quad R_x = \sqrt[2]{\frac{980 \text{ m}^2}{\pi}} = 17.66193\text{m},$$

$$V_s = \frac{4(40\text{m})}{2.2\text{s}} = 72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}}, \quad \eta_s = \frac{\pi(17.66193 \text{ m})}{2(40\text{m})} = 0.69358 \quad y$$

$$\omega = \frac{2\pi}{(0.571\text{s})} = 11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Se sigue 
$$\eta_x = \frac{\left( 11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \right) (17.66193\text{m})}{72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 2.67231,$$

Por lo que  $\eta_{xs} = \frac{2.67231}{0.69358} = 3.85292 > 1$ , que implica  $c_x=0.576$

Luego, entonces,

$$K_x^o = \frac{8 \left( 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) (17.66193\text{m})}{2-0.45} \left[ 1 + \frac{17.66193 \text{ m}}{2(40\text{m})} \right] \left[ 1 + \frac{2(5\text{m})}{3(17.66193\text{m})} \right] \left[ 1 + \frac{5(5\text{m})}{4(40\text{m})} \right]$$

$$K_x^o = 103\,092.0466 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Finalmente, se sustituye en las ecuaciones (A2.1) y (A2.2)

$$K_x = (103\,092.0466 \frac{t}{m}) [1 - 2(0.03)(2.67231)(0.576)] = 93\,570.977 \frac{t}{m}$$

$$C_x = \frac{\left(103\,092.0466 \frac{t}{m}\right) [(2.67231)(0.576) + 2(0.03)(1)]}{11.0038 \frac{\text{rad}}{s}} = 14\,982.961 \frac{t \cdot s}{m}$$

Resumiendo,

$$(K_x)_{\text{somera}} = 93\,570.977 \frac{t}{m}$$

$$(C_x)_{\text{somera}} = 14\,982.961 \frac{t \cdot s}{m}$$

**Ahora se calculan  $K_x$  y  $C_x$  para la parte de cimentación con pilotes mediante las expresiones siguientes:**

$$(K_x)_p = K_x^o k_x \quad (A2.3)$$

$$(C_x)_p = \frac{2K_x^o c_x}{\omega} \quad (A2.4)$$

donde,

$$K_x^o = d_p E_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}, \quad k_x = 1, \quad \omega = \frac{2\pi}{T_e} \quad \text{y}$$

$$c_x = 0.8\zeta; \text{ si } \eta \leq \eta_s \quad \text{ó} \quad c_x = 0.8\zeta + 0.175 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} \eta; \text{ si } \eta > \eta_s$$

Además,

$$\eta = \frac{\omega d_p}{V_s}, \quad \eta_s = \frac{\pi d_p}{2H_s}, \quad V_s = \frac{4H_s}{T_s}, \quad E_s = 2G(1+\nu) \quad \text{y} \quad G = \frac{16\gamma_s}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2$$

Tomando los datos del suelo de la figura A2.1, con  $g=9.81\text{m/s}^2$  y  $T_e=0.571$  s, siendo  $g$  la aceleración de la gravedad y  $T_e$  el periodo fundamental con base rígida en la dirección corta del edificio, se sustituyen valores para obtener:

$$\omega = \frac{2\pi}{(0.571\text{s})} = 11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad G = \frac{16 \left( 1.25 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right) \left( \frac{40\text{m}}{2.2\text{s}} \right)^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 673.96 \approx 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2},$$

$$E_s = 2 \left( 673.96 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) (1 + 0.45) = 1954.484 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}, \quad V_s = \frac{4(40\text{m})}{2.2\text{s}} = 72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}},$$

$$\eta_s = \frac{\pi(0.40\text{m})}{2(40\text{m})} = 0.01571 \quad \text{y} \quad \eta = \frac{\left( 11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \right) (0.40\text{m})}{72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0.06052$$

Se sigue  $\eta = 0.06052 > \eta_s = 0.01571$

$$\text{Por lo que} \quad c_x = 0.8(0.03) + 0.175 \left( \frac{2\,200\,000}{1954.484} \right)^{0.17} (0.06052) = 0.05897$$

Luego, entonces,

$$K_x^o = (0.04\text{m}) \left( 1954.484 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) \left( \frac{2\,200\,000 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}}{1954.484 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} \right)^{0.21} = 3\,418.882 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Finalmente, se sustituye en las ecuaciones (A2.3) y (A2.4) para obtener la aportación a  $Kx$  y  $Cx$  de cada uno de los 40 pilotes.

$$(Kx)_p = \left( 3\,418.882 \frac{\text{t}}{\text{m}} \right) (1) = 3\,418.882 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$(Cx)_p = \frac{2 \left( 3\,418.882 \frac{\text{t}}{\text{m}} \right) (0.05897)}{11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}}} = 36.64387 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Totalizando para los 40 pilotes,

$$\boxed{(Kx)_{\text{pilotes}} = \left( 3\,418.882 \frac{\text{t}}{\text{m}} \right) (40) = 136\,755.280 \frac{\text{t}}{\text{m}}}$$

$$(Cx)_{\text{pilotes}} = \left( 36.64387 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}} \right) (40) = 1465.755 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Por último se obtiene el gran total sumando las aportaciones de la parte somera y de la parte con pilotes.

$$Kx = 93\,570.977 \frac{\text{t}}{\text{m}} + 136\,755.280 \frac{\text{t}}{\text{m}} = 230\,326.257 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$Cx = 14\,982.961 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}} + 1465.755 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}} = 16\,448.716 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

### CÁLCULO DE $K_r$ y $C_r$

Se divide el cálculo en dos partes; una parte corresponde a la cimentación somera y otra a la cimentación con pilotes.

Primero se calculan  $K_r$  y  $C_r$  para la parte de cimentación somera con las expresiones siguientes:

$$K_r = K_r^o (k_r - 2\zeta \eta_r c_r) \quad (\text{A2.5})$$

$$C_r = \frac{K_r^o (\eta_r c_r + 2\zeta k_r)}{\omega} \quad (\text{A2.6})$$

donde,

$$K_r^o = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left[ 1 + \frac{R_r}{6H_s} \right] \left[ 1 + \frac{2D}{R_r} \right] \left[ 1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right], \quad k_r = 1 - 0.2\eta_r, \quad \eta_r = \frac{\omega R_r}{V_s}$$

$$c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta) \eta_{rp}^2}; \quad \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \quad \text{ó} \quad c_r = \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; \quad \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1$$

$$\text{y} \quad \omega = \frac{2\pi}{T_e}$$

Además,

$$G = \frac{16\gamma_s}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2, \quad R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}}, \quad V_s = \frac{4H_s}{T_s}, \quad \eta_p = \frac{\pi R_r}{2H_s} \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}}$$

$$y \quad I = \frac{LB^3}{12}$$

Tomando los datos del suelo de la figura A2.1, con  $g=9.81\text{m/s}^2$  y  $T_e=0.571$  s, siendo  $g$  la aceleración de la gravedad y  $T_e$  el periodo fundamental con base rígida en la dirección corta del edificio, se sustituyen valores para obtener:

$$I = \frac{(49\text{m})(20\text{m})^3}{12} = 32\,666.67\text{m}^4, \quad V_s = \frac{4(40\text{m})}{2.2\text{s}} = 72.7273 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$G = \frac{16 \left( 1.25 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right) \left( \frac{40\text{m}}{2.2\text{s}} \right)^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 673.96 \approx 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}, \quad R_r = \sqrt[4]{\frac{4(32\,666.67\text{m}^4)}{\pi}} = 14.28\text{m},$$

$$\omega = \frac{2\pi}{(0.571\text{s})} = 11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad y \quad \eta_p = \frac{\pi(14.28\text{m})}{2(40\text{m})} \sqrt{\frac{2(1-0.45)}{[1-2(0.45)]}} = 1.86$$

$$\text{Se sigue} \quad \eta_r = \frac{\left( 11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \right) (14.28\text{m})}{72.7273 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 2.1606,$$

$$\text{Por lo que} \quad \eta_{rp} = \frac{2.1606}{1.86} = 1.1616 > 1,$$

$$\text{que implica} \quad c_r = \frac{0.3(2.1606)^2}{1+(2.1606)^2} = 0.2471$$

Luego, entonces,

$$K_r^o = \frac{8 \left( 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) (14.28\text{m})^3}{3(1-0.45)} \left[ 1 + \frac{14.28\text{m}}{6(40\text{m})} \right] \left[ 1 + \frac{2(5\text{m})}{14.28\text{m}} \right] \left[ 1 + 0.71 \frac{5\text{m}}{40\text{m}} \right]$$

$$K_r^o = 18\,663\,804.03 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$y \quad k_r = 1 - 0.2(2.1606) = 0.5679$$

Finalmente, se sustituye en las ecuaciones (A2.5) y (A2.6)

$$Kr = (18\,663\,804.03 \text{ t} \cdot \text{m}) [0.5679 - 2(0.03)(2.1606)(0.2471)]$$

$$Kr = 10\,001\,315.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Cr = \frac{(18\,663\,804.03 \text{ t} \cdot \text{m}) [(2.1606)(0.2471) + 2(0.03)(0.5679)]}{11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}}} = 963\,327.365 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}$$

Resumiendo,

$$(Kr)_{\text{somera}} = 10\,001\,315.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$(Cr)_{\text{somera}} = 963\,327.365 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}$$

**Ahora se calculan  $Kr$  y  $Cr$  para la parte de cimentación con pilotes mediante las expresiones siguientes:**

$$(Kr)_{\text{pilotes}} = \sum_{i=1}^n x_i^2 K_{vi} \quad (\text{A2.7})$$

$$(Cr)_{\text{pilotes}} = \sum_{i=1}^n x_i^2 C_{vi} \quad (\text{A2.8})$$

Aquí,  $K_{vi}$  y  $C_{vi}$  son, respectivamente, la rigidez y el amortiguamiento de cada pilote en traslación vertical; en tanto que  $x_i$  es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide del pilote y el eje centroidal de la planta de cimentación.

Por otro lado, se establece:

$$K_{vi} = K_v^o k_v \quad y \quad C_{vi} = 2K_v^o \frac{C_v}{\omega}$$

donde,

$$K_v^o = 1.9 d_p E_s \left( \frac{L_p}{d_p} \right)^{0.67}, \quad \omega = \frac{2\pi}{T_e}, \quad k_v = 1; \quad \text{si } \frac{L_p}{d_p} < 15 \quad \text{ó}$$

$$k_v = 1 + \sqrt{\eta}; \quad \text{si } \frac{L_p}{d_p} \geq 50, \quad \text{ó} \quad \text{interpolando linealmente para } 15 \leq \frac{L_p}{d_p} < 50$$

$$c_v = 0; \quad \text{si } \eta \leq \eta_p \quad \text{ó} \quad c_v = \frac{0.413}{1+v} \left( \frac{L_p}{d_p} \right)^{0.33} \left( 1 - e^{-(E_p/E_s)(L_p/d_p)^2} \right) \eta^{0.8}; \quad \text{si } \eta > 1.5\eta_p$$

$$\text{ó} \quad \text{interpolando linealmente para } \eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$$

Además,

$$\eta = \frac{\omega d_p}{V_s}, \quad \eta_s = \frac{\pi d_p}{2H_s}, \quad \eta_p = \frac{3.4 \eta_s}{\pi(1-\nu)}, \quad V_s = \frac{4H_s}{T_s}, \quad E_s = 2G(1+\nu) \quad \text{y}$$

$$G = \frac{16\gamma_s}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2$$

Tomando los datos del suelo de la figura A2.1, con  $g=9.81\text{m/s}^2$  y  $T_e=0.571$  s, siendo  $g$  la aceleración de la gravedad y  $T_e$  el periodo fundamental con base rígida en la dirección corta del edificio, se sustituyen valores para obtener:

$$\omega = \frac{2\pi}{(0.571\text{s})} = 11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad G = \frac{16 \left( 1.25 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right) \left( \frac{40\text{m}}{2.2\text{s}} \right)^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 673.96 \approx 674 \frac{\text{t}}{\text{m}^2},$$

$$E_s = 2 \left( 673.96 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) (1+0.45) = 1954.484 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}, \quad V_s = \frac{4(40\text{m})}{2.2\text{s}} = 72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}},$$

$$\eta_s = \frac{\pi(0.40\text{m})}{2(40\text{m})} = 0.01571, \quad \eta = \frac{\left( 11.0038 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \right) (0.40\text{m})}{72.727 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0.06052 \quad \text{y}$$

$$\eta_p = \frac{3.4 (0.01571)}{\pi(1-0.45)} = 0.0309$$

Se sigue,

$$\frac{L_p}{d_p} = \frac{1000 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 25,$$

por lo que  $15 \leq \frac{L_p}{d_p} = 25 < 50$ , teniendo que interpolarse linealmente el valor de  $K_v$  para  $1 \leq k_v \leq 1 + \sqrt{\eta}$ , es decir,  $1 \leq k_v \leq 1 + \sqrt{0.06052}$  ó  $1 \leq k_v \leq 1.246$ .

Resultando de la interpolación:  $k_v = 1.0703$

Por otro lado,  $1.5\eta_p = 1.5(0.0309) = 0.0464$

De donde,  $\eta = 0.06052 > 1.5\eta_p = 0.0464$

$$\text{Por lo que, } c_v = \frac{0.413}{1+0.45} \left( \frac{10\text{m}}{0.40\text{m}} \right)^{0.33} \left( 1 - e^{-\left( \frac{2200000 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}}{1954.484 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} \left( \frac{10\text{m}}{0.40\text{m}} \right)^{-2} \right)} \right) (0.06052)^{0.8}$$

Resultando,  $c_v = 0.072952$

Ahora se obtiene  $K_v^o$ , con  $K_v^o = 1.9 (0.40\text{m}) \left( 1954.484 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) \left( \frac{10\text{m}}{0.40\text{m}} \right)^{0.67}$

Resultando,  $K_v^o = 12837.058 \frac{\text{t}}{\text{m}}$

Luego, para cada pilote se tiene:

$$K_{vi} = K_v^o k_v = 12837.058 \frac{\text{t}}{\text{m}} (1.0703) = 13739.503 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$C_{vi} = 2K_v^o \frac{c_v}{\omega} = 2 \left( 12837.058 \frac{\text{t}}{\text{m}} \right) \frac{0.072952}{11.00383 \frac{\text{rad}}{\text{s}}} = 170.211 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Finalmente, considerando 16 pilotes con  $x_i = 5\text{m}$  y 16 pilotes con  $x_i = 10\text{m}$ , y aplicando las ecuaciones (A2.7) y (A2.8) se obtienen:

$$(Kr)_{\text{pilotes}} = \sum_{i=1}^n x_i^2 K_{v_i} = 16(5\text{m})^2 \left( 13\,739.503 \frac{\text{t}}{\text{m}} \right) + 16(10\text{m})^2 \left( 13\,739.503 \frac{\text{t}}{\text{m}} \right)$$

$$(Kr)_{\text{pilotes}} = 27\,479\,006.00 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$(Cr)_{\text{pilotes}} = \sum_{i=1}^n x_i^2 C_{v_i} = 16(5\text{m})^2 \left( 170.211 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}} \right) + 16(10\text{m})^2 \left( 170.211 \frac{\text{t} \cdot \text{s}}{\text{m}} \right)$$

$$(Cr)_{\text{pilotes}} = 340\,422.00 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}$$

Por último se obtiene el gran total sumando las aportaciones de la parte somera y de la parte con pilotes.

$$Kr = 10\,001\,315.64 \text{ t} \cdot \text{m} + 27\,479\,006.00 \text{ t} \cdot \text{m} = 37\,480\,321.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Cr = 963\,327.37 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s} + 340\,422.00 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s} = 1\,303\,749.370 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}$$



Si he podido ver un poco más lejos  
ha sido porque he estado parado  
sobre los hombros de gigantes.

ISAAC NEWTON

## REFERENCIAS

1. Ripley, F, *Earthquake damage and earthquake insurance* (New York: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1932), pp. 395-396.
2. D. Hanson, R y J. Degenkolb, H, *The Venezuela earthquake, July 29, 1967*, Earthquakes (Washington, D.C.: American Iron and Steel Institute, 1975), p. 314.
3. Arnold, Ch y Reitherman, R, *Discontinuities of strength and stiffness*, Building Configuration and Seismic Design, John Wiley and Sons, USA, 1982, p. 113.
4. Bazán, E y Meli, R, *Capítulo 5: Criterios de estructuración de edificios*, Diseño Sísmico de Edificios, Limusa-Noriega, México, 2004, p. 181 y pp.185-186.
5. International Conference on the 1985 Mexico Earthquakes, *Damage Statistics of September 19, 1985 Earthquake in Mexico City*, The Mexico Earthquakes-1985, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, 1987, pp. 70-77.
6. Luis Esteva Maraboto. *Earthquake engineering research and practice in México after the 1985 earthquakes*. Bulletin of de New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 20, No.3. Nueva zelanda. Septiembre de 1987.
7. A.K. Chopra, D.P. Clough, R.W. Clough.. *Earthquake resistance of buildings with a soft first storey*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 1, 347-355, 1973
8. ICBO, *Uniform Building Code*, 1970 edition, International Conference of Building Officials, Pasadena, California.
9. S.E. Ruiz and R. Diederich . *The Mexico earthquake of September 19, 1985-The seismic performance of buildings with weak first storey*. Earthquake Spectra, vol. 5, No.1, 1989.
10. Takeda, T, *Study of de bad-deflection characteristics of reinforced concrete beams subjected to alternating loads*, Transactions, Architectural Institute of Japan, Vol. 76, Sept. 1962.

11. Powell, G. H , *Drain-2D user's guide*, Research Report EERC-No 73-72, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Oct. 1973.
12. Esteva, L, *Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms*. Earthquake Spectra, vol. 8, No.3, 1992
13. Gobierno de la Ciudad de México, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., 29 de enero de 2004.
14. Gobierno de la Ciudad de México, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias Varias*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., 6 de octubre de 2004.
15. SEAOC, Structural Engineers Association of California. *Performance based seismic engineering of buildings*, informe final del Comité VISION 2000, Volúmenes 1 y 2. SEAOC, Sacramento, California, Abril de 1995.
16. Esteva, L, “*Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos*”, Revista de Ingeniería Sísmica , México, 2001, No 63, pp. 35-54.
17. Lewis, E. E, Introduction to Reliability Engineering, Second edition, John Wiley and Sons, Inc, U.S.A., 1996.
18. Elishakoff, I, Probabilistic Theory of Structures, Second edition, Dover Publications, Inc., Mineola, New York, 1999.
19. Ditlevsen, O, Madsen, H. O, Structural Reliability Methods, John Wiley and Sons, Inc., England, 1996.
20. Thoft-Christensen, P, Murotsu, Y, Application of Structural Systems Reliability Theory, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, 1986.
21. Esteva, L., *Confiabilidad estructural: fundamentos y aplicaciones*. Instituto de Ingeniería, UNAM. IMP-001206M-Simposio de confiabilidad.
22. Esteva, L., *Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico*, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1968.
23. Cornell, C. A., *A probability –based structural code*, Journal of the American Concrete Institute, Vol.66, No.12, 1969.
24. Segui, W. T, Diseño de Estructuras de Acero, Segunda edición, Internacional Thomson Editores, México, 2000.

25. Hart, G, *Uncertainty Analysis, Loads, and Safety in Structural Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1982.
26. Esteva, L., Ruiz, S. E., *Seismic failure rates of multistory frames*. ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 115, No. 2, pp. 268-284, February, 1989.
27. Ayyub, B. M, McCuen, R. H., *Probability, Statistics, & Reliability for Engineers*, CRC Press LLC, Washington, D.C., 1997.
28. González, G, Programa para Análisis y diseño de estructuras ECOgcW, versión 2004.
29. Alamilla, J, *Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas*. Tesis Doctoral, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 2001.
30. Sánchez, O, *Funciones de confiabilidad sísmica de marcos de edificios*. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 2005.
31. Campos-Arias, D, Esteva, L., *Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado*, XI Congreso Nacional de ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, 1997, pp. 567-573.
32. Ismael, E, *DEIH y DEIHINTER*, Programas desarrollados en el Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 2005.
33. Mendoza, E, *Programa de computadora para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura*, Proyecto 9767 del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1991.
34. Rangel, J. G., *Funciones de confiabilidad sísmica de sistemas estructurales con elementos disipadores de energía*, Tesis de Maestría, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 2007.
35. Esteva, L., *Diseño: consideraciones generales*, Diseño de estructuras Resistentes a Sismos, capítulo 3, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A. C., México, 1982.
36. Ambrose, J, *Análisis y Diseño de Estructuras*, Limusa Noriega Editores, México, 2003.
37. Arnold, Ch y Reitherman, R, *Building Configuration and Seismic Design*, John Wiley and Sons, USA, 1982.
38. Meli, R, *Diseño Estructural*, Limusa, S.A., México, D.F., 2000.

39. Anil K. Chopra. Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering, Capítulos 1, 6, 7, 18 y 19 relacionados con la respuesta de sistemas lineales y no lineales. Prentice Hall, New Jersey, 1995.
40. Díaz-López, O, Esteva, L, *Seismic reliability analysis of complex nonlinear systems, using secant-stiffness-reduction indicators*, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: 1068.
41. Chan, S, Ruiz, S, Montiel, M, *Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2004.
42. Ismael, E, Esteva, L., *A hybrid method for simulating strong ground motions records*, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: 1265.
43. Alamilla, J, Esteva, L, García-Pérez, J y Díaz-López, O, *Simulating earthquake ground motion at a site, for given intensity and uncertain source location*, Journal of Seismology, 5: 475-485, 2001b.
44. Gobierno de la Ciudad de México, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC)*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., 6 de octubre de 2004.
45. Bazán, E y Meli, R, *Capítulo 2: Edificios sujetos a fuerzas laterales*, Diseño Sísmico de Edificios, Limusa-Noriega, México, 2004, pp.73-75.
46. Gobierno de la Ciudad de México, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño y Construcción de estructuras de Mampostería (NTCDCEM)*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., 6 de octubre de 2004.
47. Gobierno de la Ciudad de México, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño por Sismo (NTCDS)*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., 6 de octubre de 2004.
48. Gobierno de la Ciudad de México, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE)*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., 6 de octubre de 2004.
49. Kardestuncer, H, *Introducción al Análisis Estructural con Matices*, McGraw-Hill, México, 1975.

50. Esteva, L y Díaz, O, *Diseño sísmico basado en confiabilidad: marco de referencia, método operativo y aplicaciones*, Informe de Investigación elaborado para el Gobierno del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2000.
51. Ismael, E., *Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro*, Tesis de Maestría, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 2003.
52. Ismael, E. *Notas para el manejo del programa SIMESTRU*, Tomadas durante conversaciones personales con Alamilla, J. Instituto de Ingeniería, UNAM, 2002.
53. Mander, J., Priestley, M., y Park, R., *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 114, No. 8, Agosto 1988, pp. 1804-1825.
54. Hartzell, S. H., *Earthquake aftershocks as Green's functions*", Geophys. Res., Lett. 5, 1-4, 1978.
55. Ordaz, M., Arboleda, J., Singh, S. K., *A Scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes*, Bull. Seism. Soc. Am. 85, 1995.
56. Alamilla, J., Esteva, L., García-Perez, J., Díaz-López, O. *Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance*, Journal of Seismology 5: 1-21, 2001.a.
57. Alamilla, J., Esteva, L., García-Perez, J., Díaz-López, O. *Simulating earthquake ground motion at a site, for given intensity and uncertain source location*, aceptado para su publicación en Journal of Seismology, 2001.b.
58. Alamilla, J., *Simulación de temblores en el valle de México mediante procesos estocásticos modulados en amplitud y frecuencia*, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1997.
59. Yeh, Ch., Wen, Yk., *Modeling of non-stationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series Report No. 546, University of Illinois, 1989.
60. Clough, R., Penzien, J., Dynamics of Structures, McGraw-Hill, New York, 1975.
61. Parzen, E., Stochastic Processes, Ed. Holden-Day, Inc., 1962, pp. 54-55.
62. Bazán, E., *Muros de mampostería ante cargas laterales: estudios analíticos*, Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1980.

63. Esteva, L y Mendoza, E, *Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica inelástica de edificios*, Informe Interno, Proyecto 6704, Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio 1989.
64. Kojic, S, Trifunac, M y Anderson, J, *A postearthquake response analysis of the Imperial County Services Building in El Centro*, Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, December 1984.
65. Ordaz, M., Montoya, C. y Col., *Programa Degtra A4 Versión 2.0.10*, Instituto de Ingeniería, UNAM, y CENAPRED, México, 2001
66. Ang, A. y Tang, W., *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume I: Basic Principles*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1975.
67. Esteva, L., Ismael, E. *A maximum likelihood approach to system reliability with respect to seismic collapse*. Proc. International Federation for information Processing, WG7.5 Working Conference, Banff, Canada, 2004.
68. Esteva, L, Díaz-López, O, García-Pérez, J, Sierra, G, Ismael, E, *Simplified reference systems in the establishment of displacement-based seismic design criteria*. Proc. 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London, England: Paper 419, 2002a.
69. Esteva, L, Díaz-López, O, García-Pérez, J, Sierra, G, Ismael, E, *Life-cycle optimization in the establishment of performance –acceptance parameters for seismic design*. In: Proceedings of the International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR'2001), Newport Beach , CA, 2001.
70. Esteva, L, *Método para realizar análisis de push over, empleando excitación dinámica*, Borrador Manuscrito con Clave CD.06/0622, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 2006.
71. Saragoni, G. R., Hart, G. C., *Simulation of artificial earthquakes*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2, 249-267, 1974.
72. Kanai, K., *Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground*, Bull. Of the Earthquake Research Institute, **35**, 309-325, , University of Tokyo, 1957.
73. Tajimi, H., *A statistical method of determining the maximum response of a building during an earthquake*, Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo and Kyoto, II, 1960.
74. Flores, L. y Alcocer, S. *Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada*, Coordinación de Investigación, Área de Ingeniería estructural y Geotécnica, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D.F., diciembre de 2001.

75. Gregorio, M, Ruiz, S E y Rosenblueth, E, *The México Earthquake of September 19, 1985 — Nonstationary models of seismic ground acceleration*, Earthquake Spectra, vol. 4, No.3, El Cerrito, Cal., 1988, 551-568.

