



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO Y
CONFIABILIDAD DE SISTEMAS MARCO-MURO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

EDUARDO ISMAEL HERNÁNDEZ

TUTOR:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO



Ciudad Universitaria

Septiembre 2010



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Secretario: Dr. Mario Gustavo Ordaz Schroeder

Vocal: Dr. Luis Esteva Maraboto

1^{er}. Suplente: Dr. Mario E. Rodríguez Rodríguez

2^{do}. Suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

*CON GRAN AMOR A MIS HIJOS Y ESPOSA,
AHTZIRI YUNUEN, EINAR JAIR Y LORENA,
MOTOR Y FUERZA PARA SEGUIR CON MI CAMINO...*

*CON RESPETO Y CARIÑO A MIS SEÑORES PADRES,
PEDRO ISMAEL MEDEL Y MA. NAZAREA HERNÁNDEZ ESPINOZA,
MOTIVOS DE ORGULLO, ADMIRACIÓN Y EJEMPLO...*

*A MIS HERMANOS Y SOBRINOS...
JULIO, ROSA, LUCIA, AL BERTO, BEATRIZ, LUZ MARÍA, LETICIA Y CRISTINA...
ELIZABETH, ROBERTO, BERENICE, ANA VICTORIA, KARLA A,
ANGEL E, PAOLA M, MARCO A, LUZ MARÍA, PEDRO A,
JOSÉ A, DIEGO A, IVVETH, LUPITA, AMALIA, JUAN PABLO,
MARICARMEN, DANIEL, LUZ ELENA, ESMERALDA,
ARANZA, JAVIER, SANTIAGO Y LOS QUE VENGAN...*

*A TODOS Y CADA UNO DE LOS MIEMBROS DE MIS FAMILIAS,
EN ESPECIAL A MI ABUELITA, SRA TEODORA ESPINOZA MERINO...*

*A TODAS AQUELLAS PERSONAS QUE HE TENIDO FORTUNA DE CRUZAR POR SU CAMINO,
Y DE LAS CUALES RECONOZCO SU AYUDA, APRECIO Y AMISTAD...*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por todo lo que me ha dado: salud, esperanza, fe y fortaleza. Por permitirme estar conciente del gran reto que implica el siguiente paso.

A mis padres, Sr. Pedro Ismael Medel y la Sra. Ma. Nazarea Hernández Espinoza, por la vida, el sustento y el haber sembrado en mí lo más valioso que puede tener un hijo: AMOR.

A mi esposa Lorena Juárez Hernández, por haberme dado la oportunidad de abrazar y besar a Ahtziri Yunuen y Einar Jair; y además, por su paciencia y compañía.

Al Dr. Luis Esteva Maraboto, por compartirme parte de su valioso tiempo, en el que he visto y aprendido una de las partes fundamentales de un INVESTIGADOR: la solidaridad; por ser parte medular para que mi desarrollo académico cuente con una visión real e integral del problema tan complejo que enfrenta la Ingeniería Sísmica. Además, por ser ejemplo de hombre íntegro, que se interesa en encontrar las soluciones que más beneficien a la sociedad.

A los doctores que revisaron el manuscrito y cuyos comentarios fueron de gran ayuda para mejorarlo: Dra. Sonia Ruiz Gómez, Dr. Orlando Díaz López, Dr. Mario Ordaz Schroeder y Dr. Mario E. Rodríguez Rodríguez.

A mis amigos del cubículo 306: Roberto Pérez, Yasser Picazo, José Antonio López, Alejandrino Ruiz y Francisco Izquierdo, por ser excelentes personas y amigos.

A mis amigos del Instituto de Ingeniería, UNAM y otras Instituciones: Jose Luis Díaz, Hugo Castellanos, Edén Bojorquez, Cesar Vázquez, V Simon Vargas, Mauro Niño, José Barradas, Mabel Mendoza, Jaime Retama, Luciano Fernández, Fernando García, Hugo Ferrer, Eduardo Martínez, Noemi Díaz, Ivan León, Noemi Salcido, Tomas Castillo, Dante Tolentino, Ramsés Macias, Faustino De Luna, J Guadalupe y Edgar Rángel, Gelacio Juárez, Carlos E Quiroga, Daniel Vega, Ricardo Vázquez, M Antonio Montiel, J Luz Rivera, M Angel Jaimes, M Antonio Torres, Luis A López, Perfecto Cigarroa, F Javier Meza, Mireya Martínez y todos aquellos presentes en la imagen pero no en el nombre.

A mis amigos de Tlaxcala: Cándido Zamora, Ivetty Flores, Clara Oropeza, Oscar Cruz, Oberklein Sánchez, Miguel A. Fernández y Ricardo Martínez, por los proyectos que aún hay que llevar a cabo en la Entidad. A todos aquellos del TEC DE APIZACO.

A Isabel Bernal, por todo lo proporcionado incondicionalmente y que sin duda fue parte esencial para la culminación de este trabajo.

A la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C. y sus mesas directivas (2008-2009 y 2010-2011), en especial al Mtro. Leonardo Alcántara y al Dr. Jorge Aguirre, por abrir las puertas a los estudiantes en los temas referentes a la Ingeniería Sísmica.

A mis amigos de la SE-DF, en especial al Arq. Fernando González Elizondo, Samuel Solís, Reyna Osorio, por el apoyo recibido durante su gestión en la SE-DF, y sobretodo por su amistad.

A mis amigos y compañeros del Capítulo Estudiantil EERI-UNAM, por ser muestra de que la organización y el empeño hacen diferencia.

A diversos investigadores del Instituto de Ingeniería, UNAM: Coordinación de Hidráulica, al Mtro. Victor Franco, Dr. Oscar Fuentes-Mariles y su equipo de trabajo, por el apoyo brindado durante el proyecto con la SE-DF; Coordinación de Instrumentación Sísmica, al Mtro. Leonardo Alcántara, Ing. David Almora, Ing. Citlali Pérez, Ing. Gerardo Castro, Ing. Alejandro Mora, por los momentos compartidos en las reuniones de la SMIS y por los registros de aceleración proporcionados; Coordinación de Ingeniería Sismológica, al Mtro. Javier Lermo y el Dr. Jorge Aguirre, por compartir algunas de sus experiencias en temas de sismología.

A mis alumnos de la UNITEC y UVM, pues indirectamente y sin querer, dan beneficios a un servidor. Así también, al Ing. Miguel Angel Marroquín, por la oportunidad de encontrarme con la Docencia.

A los hermanos Loredó Saucedo, por su amistad y todas las charlas interesantes que despertaron el interés en temas muy diversos.

A las siguientes instituciones, por el apoyo económico y patrocinio para concluir este trabajo: Instituto de Ingeniería de la UNAM mediante el PBII, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y Dirección General de Estudios de Posgrado de la UNAM.

Finalmente, a la **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO**, por ser mi segunda casa durante estos últimos años.

“POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU”



CONTENIDO

RESUMEN	iv
ABSTRACT	v
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del problema	2
1.3 Objetivo general del trabajo	4
1.4 Objetivos específicos	4
1.5 Alcances y limitaciones	5
1.6 Contribuciones del trabajo	6
CAPÍTULO 2. CARACTERIZACIÓN DE LA INTENSIDAD SÍSMICA	8
2.1 Método de las funciones generalizadas de atenuación	9
2.1.1 Estudios exploratorios sobre funciones generalizadas de atenuación	9
2.2 Método de las funciones de Green empíricas	10
2.3 Simulación de acelerogramas: método híbrido	10
2.3.1 Determinación de M y R dado un valor de intensidad	10
2.3.2 Determinación de los parámetros de fuente	11
2.3.3 Selección del registro semilla (función de Green)	11
2.3.4 Determinación del factor de escalamiento de la función de Green	11
2.3.5 Simulación de los registros sintéticos	11
2.4 Medidas de intensidad sísmica	12
2.4.1 Intensidad sísmica normalizada	13
2.5 Curvas de peligro sísmico para el sitio SCT	13
CAPÍTULO 3. CARACTERIZACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	14
3.1 Sistemas estructurales marco-muro	14
3.1.1 Factores que influyen en la respuesta estructural de sistemas duales	15
3.1.2 Criterios de diseño dúctil para muros de rigidez según el RCDF	16
3.1.2a Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas	16
3.1.2b Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano	16
3.2 Consideraciones e hipótesis generales para el diseño y análisis de los modelos estructurales	16
3.2.1 Diseño preliminar	17
3.2.2 Determinación de los modelos para el análisis no lineal (modelos detallados)	18
3.2.2.1 Caracterización de la rigidez en elementos de concreto reforzado	18
3.2.2.2 Criterios para determinar las relaciones momento-rotación en los elementos de concreto reforzado	19
3.2.2.3 Criterio para determinar la capacidad de deformación última de los elementos estructurales	19



3.2.2.4 Modelos planos para el análisis no lineal	20
3.2.3 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado	21
3.3 Interacción suelo-estructura	22
3.4. Estimación de las respuestas sísmicas no lineales	23
3.4.1 Estimación de las respuestas utilizando modelos detallados	23
3.4.2 Análisis de empuje lateral pseudo-estático (ELSE)	24
3.4.3 Estimación de las respuestas utilizando sistemas simplificados de referencia	24
3.4.3.1 Caracterización del SSR	25
3.4.3.2 Factores de transformación de las respuestas	25
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	27
4.1 Índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS})	28
4.2 Funciones de confiabilidad utilizando el I_{RRS} para sistemas de múltiples grados de libertad	29
4.2.1 Criterio 1: estimando la función de densidad de probabilidades de I_{RRS} como función de la intensidad y , o de algún indicador de la intensidad normalizada	29
4.2.2 Criterio 2: expresando la capacidad del sistema como el valor aleatorio de la intensidad que se requiere para producir la falla	30
4.3 Estimación de funciones de confiabilidad utilizando el concepto de capacidad de deformación y sistemas simplificados de referencia	31
4.4 Incorporación de la incertidumbre epistémica en la estimación de la confiabilidad estructural	32
4.5 Estimación de la tasa de falla considerando la incertidumbre epistémica en el índice β , obtenido con el Criterio 2	34
CAPÍTULO 5. BASES PARA EL ESTABLECIMIENTO DE CRITERIOS PRÁCTICOS PARA DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN CONFIABILIDAD	36
5.1 Modelos paramétricos de confiabilidad para establecer criterios prácticos para diseño sísmico con metas especificadas de confiabilidad	36
5.2 Información preliminar para el establecimiento de criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad	38
5.3 Capacidad de deformación equivalente para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad	39
5.3.1 Modelo probabilista de la CDE	39
5.3.2 Cálculo del valor de la capacidad de deformación equivalente (u_{FE}) para una intensidad, periodo estructural y nivel de confiabilidad dados	41
5.4 Determinación del nivel de resistencia para u_{FE} y η_{β} dados	42
5.4.1 Estimación del nivel de resistencia requerida considerando sistemas simplificados de referencia, SSR	43
5.4.1.1 Factor de sobre-resistencia F_{SR}	43
5.4.1.2 Rigidez en el intervalo lineal del sistema K_0	44
5.4.2 Estimación del nivel de resistencia considerando los criterios convencionales de análisis modales lineales	44
CAPÍTULO 6. APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	45
6.1 Descripción de los sistemas estructurales	45
6.2 Análisis de la respuesta no lineal	46



6.2.1 Estimación de la respuesta no lineal usando SSR	51
6.3 Estimación de los valores del I_{RRS}	51
6.4 Estimación de las funciones de confiabilidad	56
6.4.1 Estimación de funciones de confiabilidad a partir de SMGDL y expresando la capacidad del sistema como el valor aleatorio de la intensidad que se requiere para producir la falla	56
6.4.1.1 <i>Influencia de la incertidumbre epistémica en la estimación de las funciones de confiabilidad</i>	57
6.4.1.2 <i>Estimación de las tasas de falla</i>	62
6.4.1.3 <i>Valores de β implícitos en las normas de diseño obtenidos con SMGL y el I_{RRS}</i>	65
6.4.2 Estimación de las funciones de confiabilidad a partir de SSR y utilizando el concepto de capacidad de deformación	65
6.4.3 Comparación de las funciones de confiabilidad	66
6.4.3.1 <i>Según el grado de refinamiento en la estimación de las respuestas no lineales</i>	66
6.4.3.2 <i>Según la medida de intensidad sísmica adoptada</i>	67
6.4.3.3 <i>Según el efecto de la interacción suelo-estructura, ISE</i>	68
6.5 Ejemplo de aplicación de los criterios prácticos para diseño sísmico	69
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	71
CONCLUSIONES	71
RECOMENDACIONES	74
REFERENCIAS	76
APÉNDICE 1	80
APÉNDICE 2	89
APÉNDICE 3	92
APÉNDICE 4	98
APÉNDICE 5	100
APÉNDICE 6	102



RESUMEN

En este trabajo se desarrollan y presentan bases para el establecimiento de criterios prácticos para diseño sísmico basados en confiabilidad, para estructuras de varios niveles desplantadas en sitios expuestos a peligro sísmico. Se proponen criterios útiles y sencillos para la estimación de funciones de confiabilidad. El esquema general incluye la caracterización de la intensidad sísmica, la caracterización estructural de los sistemas de interés, la estimación de las respuestas sísmicas no lineales y el análisis de confiabilidad. Para este último se proponen dos criterios alternativos, con distintos niveles de refinamiento: uno para sistemas de varios grados de libertad considerando un índice de reducción de la rigidez secante (I_{RRS}) y el concepto de intensidad de falla, y el otro, utilizando sistemas simplificados de referencia (SSR) y el concepto de capacidad de deformación. Para el análisis de confiabilidad se toman en cuenta las incertidumbres aleatorias y se desarrolla un criterio para incluir a las espistémicas. Para llevar a cabo el análisis no lineal de las respuestas se genera una muestra acelerogramas simulados, para tal efecto se considera el criterio de simulación híbrido propuesto por Ismael y Esteva (2006). De las funciones de confiabilidad obtenidas con el criterio del I_{RRS} , se desarrolla y aplica un esquema para la estimación de un parámetro que aquí se le denomina como capacidad de deformación equivalente (CDE), el cual es útil para ligar los valores estimados de los parámetros estadísticos que definen los niveles de confiabilidad con los que representan indicadores de diversas propiedades mecánicas de los sistemas en estudio.

Los criterios se aplicaron a una familia de cuatro edificios de concreto reforzado con 12 niveles, de los cuales tres incluyen muros estructurales. Los resultados se obtuvieron considerando la influencia de la interacción suelo-estructura, tanto en la etapa del diseño preliminar como en la del análisis de la respuesta no lineal. Los efectos de torsión no fueron considerados. El diseño preliminar de cada uno de los edificios se realizó de acuerdo con lo establecido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes. El sitio de desplante de los edificios se consideró dentro de la Zona 3b, de acuerdo con la clasificación que se hace en el reglamento. Las variables significativas para describir los sistemas de interés fueron: el periodo fundamental de vibrar, la relación del cortante basal que toma el muro con respecto al cortante total y la relación de esbeltez. De esta forma, se obtuvieron funciones de confiabilidad expresadas como valores del índice β de Cornell (1969), en términos de la intensidad normalizada del movimiento del terreno y para los dos niveles de refinamiento mencionados. Con el empleo de las funciones de peligro sísmico para el sitio de interés, se estimaron las tasas de falla para cada uno de los casos estudiados. Se obtuvieron los valores de β implícitos en el reglamento vigente del Distrito Federal. Para cada sistema, con periodo fundamental e intensidad sísmica dados, se estimaron los niveles de resistencia requeridos para lograr las metas deseables de confiabilidad. Finalmente, se comentan las principales observaciones de los resultados obtenidos y se enfatiza la importancia de seguir en esta línea de investigación.



ABSTRACT

This dissertation deals with the formulation of bases for the establishment of practical reliability-based seismic design criteria for multistory reinforced concrete structures built at sites exposed to seismic hazard. Useful and easy criteria are proposed for the estimation of reliability functions. The general approach presented here includes the description of seismic intensities, the characterization of the structural systems, the estimation of non linear response of the systems and the reliability analysis. Two different alternatives are presented for the latter, with different levels of refinement: one of them makes use of multiple degree of freedom systems and the secant stiffness reduction-index (I_{RRS}), while the other is based on simplified reference systems (SSR) and on the concept of deformation capacity. The reliability analysis accounts for the aleatory uncertainty, and an approach is presented to consider that of epistemic nature. Non-linear step-by-step response analysis studies are carried out considering a sample of synthetic ground motion records obtained according to the hybrid criterion proposed by Ismael and Esteva (2006). The reliability functions obtained using the I_{RRS} are used to develop a scheme for the estimation of an equivalent deformation capacity (CDE), which is a useful parameter to link the statistical parameters that describe the reliability levels with several indicators of the mechanical properties of the systems of interest.

The criteria developed in this study were applied to four multistory reinforced concrete systems; three of them included structural walls. The influence of soil-structure interaction was taken into account both in the preliminary design and in the non-linear response analysis. Torsional responses were not studied. The preliminary design was carried out in accordance with the 2004 edition of Mexico City Building Code and its Complementary Technical Norms (RCDF, 2004). The construction site was assumed to be located in zone IIIB, as defined by the RCDF (2004). The significant structural indicators were the structural period, the lateral shear force ratio (r_v) and the slenderness ratio. Reliability functions in terms of normalized intensity and the β Cornell's index were obtained for the two refinement levels mentioned before. The corresponding failure rate (ν_F) was obtained for each structure, using the hazard curves corresponding to the site and the structural period. Values of β implicit in the seismic code were also determined. For one structural system, the strength level required to reach the target reliability level was obtained. The results are analyzed and emphasis is made on the convenience of continuing studies along this research line.



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El objetivo del diseño sísmico es promover que las estructuras cuenten con las propiedades tales que les permitan tener un comportamiento adecuado ante las diversas intensidades sísmicas a las cuales estarán sujetas durante su vida útil, de tal manera que ante intensidades frecuentes y moderadas se limiten los niveles de daño que puedan ocurrir, y para intensidades excepcionales se proteja la estabilidad e integridad física del sistema. Como una estrategia para lograr lo anterior se deben desarrollar y aplicar criterios adecuados para diseño, tomando en cuenta que para el establecimiento de tales criterios se requiere un amplio entendimiento del comportamiento estructural ante dichas intensidades.

Los indicadores de confiabilidad pueden ser útiles para describir el comportamiento estructural ante diversas intensidades sísmicas, por lo que tales indicadores pueden ser utilizados como ayuda en el establecimiento de criterios de diseño sísmico. Como ejemplo podemos citar los siguientes trabajos.

Rosenblueth y Esteva (1972), proponen esquemas encaminados hacia el logro de un formato “ideal” para los códigos de diseño, el cual debe ser establecido a partir de estudios de optimación y confiabilidad. En el trabajo se reconocen las restricciones prácticas que se presentan al proceder de esta manera, por lo que se plantean criterios más simplificados donde los formatos de diseño basados en los dos primeros momentos estadísticos se consideran más realistas. También sugieren como alternativa los formatos de diseño para un nivel de confiabilidad especificado.

Esteva *et al.* (2002a) proponen un criterio de optimación en el ciclo de vida de sistemas estructurales para establecer los valores óptimos de sus propiedades mecánicas. El esquema propuesto contempla la estimación de las respuestas no lineales haciendo uso de sistemas simplificados de referencia (SSR). Se consideran las incertidumbres del tipo aleatorio, pero no las epistémicas. En el trabajo se discute el problema de trasladar los resultados del estudio de optimación a criterios prácticos y métodos expresados en formatos de diseño.

En el trabajo desarrollado por Jalayer y Cornell (2003), se hace un planteamiento que permite establecer bases para diseño sísmico basado en un contexto probabilista. El esquema se basa en lograr un objetivo de diseño expresado como la tasa anual esperada de excedencia de un nivel de desempeño especificado. Los niveles de desempeño están caracterizados por la demanda y la capacidad descritas por el desplazamiento dinámico no lineal del sistema. En esta



descripción se consideran las incertidumbres del tipo aleatorio y epistémico. El esquema también permite establecer formatos basados en niveles de confianza asociados con los valores estimados de los niveles de confiabilidad obtenidos de acuerdo con los modelos y parámetros probabilísticos supuestos. Aunque el criterio tiene un formato que puede ser empleado en condiciones prácticas de diseño, hace falta la asignación de valores para algunos parámetros estadísticos que emplea.

En el presente trabajo se plantea una forma posible de establecer criterios para diseño sísmico de edificios, que sean aplicables con los métodos y herramientas de la práctica convencional, y que conduzcan a niveles pre-establecidos de confiabilidad ante excitaciones sísmicas con intensidad especificada y con características detalladas inciertas. Lo anterior se ha identificado como uno de los problemas a resolver en el ámbito de la ingeniería sísmica.

1.2 Planteamiento del problema

Los reglamentos y las normas para diseño sísmico de obras de ingeniería tienen como objetivo fundamental el establecimiento de métodos de análisis de respuestas, así como de los correspondientes criterios de aceptación, aplicables en condiciones prácticas, que conduzcan a niveles pre-establecidos de seguridad y de desempeño esperado ante las posibles historias sísmicas del futuro. El costo inicial de las construcciones depende de los valores que se adopten para tales niveles, y por lo tanto de los métodos y criterios mencionados. A fin de proponer criterios prácticos de diseño que logren un balance óptimo entre niveles de seguridad y desempeño, costos iniciales y costos de mantenimiento estructural, es necesario contar con información sobre las relaciones cuantitativas entre los métodos de análisis sísmico, los criterios de aceptación de las respuestas sísmicas y los niveles de seguridad y desempeño que pueden lograrse. Por otro lado, dadas las grandes incertidumbres que afectan nuestro conocimiento sobre las historias de perturbaciones sísmicas que puedan presentarse durante la vida útil de una construcción, tales niveles deben describirse en términos de variables tales como las probabilidades de falla durante la vida útil o las tasas anuales de falla o de daños esperados. Los valores de estas variables para un sistema dado dependen tanto de la actividad sísmica en el sitio, descrita en términos de las probabilidades de ocurrencia de temblores de diversas intensidades, como de los niveles de confiabilidad y de desempeño esperado que correspondan a cada intensidad, de acuerdo con los criterios de diseño que se adopten.

Debido a las grandes incertidumbres que presentan se hace necesario desarrollar criterios que las consideren a través de modelos simples. Además, estos modelos deben presentar un equilibrio entre la aproximación al problema real y su fácil aplicación en condiciones usuales de la práctica del diseño. Las incertidumbres asociadas pueden corresponder a diversas fuentes, unas representan la variabilidad de tipo aleatorio que caracteriza en general a los fenómenos naturales o a las propiedades de los materiales y miembros estructurales; otras se refieren a nuestro conocimiento imperfecto sobre tal variabilidad y otras a los errores asociados con los modelos que empleamos para predecir las respuestas sísmicas y el comportamiento resultante. Todas estas incertidumbres afectan los niveles de riesgo y confiabilidad implícitos en los criterios de diseño estructural que se apliquen; por ello su análisis debe formar parte del proceso de evaluación de tales criterios.



Por otro lado, uno de los objetivos del diseño sísmico es tener un control más directo de las deformaciones laterales del sistema estructural ante diferentes intensidades sísmicas, lo cual se logra, al menos a nivel teórico, con los procedimientos que propone la filosofía del diseño sísmico basado en desempeño, DSBD.

De esta forma, para establecer criterios de diseño sísmico basados en desempeño y confiabilidad se deben considerar aspectos como: el desempeño estructural, que está íntimamente relacionado con los niveles de la respuesta estructural para valores dados de la intensidad sísmica, y que requiere de la evaluación razonable de las respuestas no lineales de los sistemas estructurales. Así también, se debe poner interés en la estimación cuantitativa de la probabilidad de falla, pues esta puede tomarse como un indicador de la seguridad estructural ante esas mismas intensidades sísmicas, y además proporciona un medio eficaz para introducir las incertidumbres más significativas que se mencionan en los párrafos anteriores.

Para lograr estimaciones razonables de respuestas sísmicas no lineales sin necesidad de esfuerzos excesivos de cálculo, se ha propuesto el empleo de algunos criterios simplificados; de acuerdo con ellos, tanto las máximas amplitudes de la respuesta (distorsiones globales o de entrepiso) como las correspondientes capacidades de deformación se obtienen en general a partir de un modelo simplificado cuyas propiedades se determinan mediante un estudio de empuje lateral ("pushover"). Este consiste en aplicar a la estructura en estudio un sistema de cargas laterales que crecen lentamente, manteniéndose proporcionales a una configuración dada, y determinando la función $(V-\delta)$ de cortante en la base contra desplazamiento del extremo superior y la configuración deformada del sistema como función de la amplitud de dicho desplazamiento. Luego se supone que las amplitudes máximas de las deformaciones laterales asociadas a la respuesta sísmica del sistema pueden estimarse calculando el desplazamiento máximo del extremo superior como el de una estructura no lineal de un grado de libertad con una función cortante-deformación similar a la del sistema detallado original y suponiendo que la configuración del sistema cuando se alcanzan las amplitudes máximas es igual a la que resultó del análisis de empuje lateral para el valor calculado del desplazamiento en el extremo superior. Por otra parte, la capacidad de deformación se obtiene a partir de la condición de que la ordenada de la curva $(V-\delta)$ alcanza su máximo y sufre una reducción especificada como fracción de dicho máximo. Tanto las predicciones de respuestas máximas (globales o de entrepiso) como las correspondientes capacidades de deformación se ven afectadas por incertidumbres significativas (ya mencionadas), que deben incorporarse en los criterios de diseño. Para ello son aplicables los conceptos del análisis de confiabilidad estructural.

Teniendo en cuenta lo anterior, la probabilidad de colapso de un sistema estructural ante un temblor de una intensidad dada es igual a la probabilidad de que la deformación lateral asociada a la respuesta sísmica sobrepase la capacidad de deformación. Según el caso, esta condición puede aplicarse a la deformación global del sistema o a la correspondiente a un modo de falla que implique el colapso de todo el sistema o de parte de él. Una parte importante de la incertidumbre asociada a la capacidad de deformación se debe a su dependencia de la configuración lateral del sistema en el momento en que se inicia la reducción rápida de la fuerza cortante que resiste el sistema, lo que conduce a un crecimiento incontrolado de las deformaciones laterales. Si se puede determinar el valor mínimo de la



intensidad requerida para que se alcance esta condición, entonces la capacidad del sistema se puede medir en términos de la “intensidad de falla”, con lo que se evitan los problemas asociados a la estimación de las capacidades de deformación (global o locales). Este es el enfoque que se ha adoptado en estudios exploratorios (Alamilla, 2001; Vamvatsikos y Cornell, 2002; Montiel y Ruiz, 2007) La misma condición está implícita en el criterio que se propone más adelante, basado en un índice de daño definido por la reducción de la rigidez lateral secante (I_{RRS}).

1.3 Objetivo general del trabajo

El presente trabajo tiene como objetivo general contribuir al desarrollo de herramientas de cálculo e información cualitativa y cuantitativa necesarios para formular criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad y desempeño de sistemas de múltiples grados de libertad; aún cuando los criterios desarrollados pueden emplearse para sistemas con diversas estructuraciones que cumplan con las condiciones e hipótesis aquí planteadas, se pone énfasis en sistemas de concreto reforzado estructurados a base de marcos con muros estructurales.

1.4 Objetivos específicos

1. Desarrollar un método para simular registros artificiales de movimientos sísmicos que mejore a los ya existentes.
2. Estudiar y evaluar métodos y modelos simplificados para la estimación probabilística de respuestas sísmicas de sistemas no lineales.
3. Desarrollar un método eficiente para el análisis de la confiabilidad de sistemas estructurales no lineales de múltiples grados de libertad ante excitaciones sísmicas. El método que se propone desarrollar no deberá depender de la definición de un criterio específico para determinar la capacidad de deformación lateral del sistema o de segmentos del mismo.
4. Obtener estimaciones de los índices de confiabilidad y desempeño implícitos en las normas de diseño sísmico vigentes en la ciudad de México. Emplearlas como base de calibración para los criterios que se deriven de este estudio.
5. Desarrollar el planteamiento para incorporar la incertidumbre epistémica en la estimación de las funciones de confiabilidad.
6. Desarrollar procedimientos y algoritmos orientados a lograr los niveles de confiabilidad y desempeño especificados para los tipos de sistemas estructurales mencionados con anterioridad. Además, los formatos de diseño que se propongan deben ser tales que logren el equilibrio entre simplicidad y precisión que se requiere para que sean aplicables en condiciones típicas de la práctica del diseño estructural.



7. Formular criterios de diseño sísmico basados en metas preestablecidas de confiabilidad y desempeño que tomen en cuenta lo descrito en los puntos anteriores.

1.5 Alcances y limitaciones

Para llevar a cabo el análisis de confiabilidad y a fin de evitar la necesidad de adoptar un criterio para definir la capacidad de deformación lateral (global o local) de un sistema a partir de una configuración arbitraria de cargas o deformaciones laterales, aquí se opta por definir la condición de falla por colapso en términos de un índice de reducción de la rigidez secante, $I_{RRS} = (K_0 - K)/K_0$, en donde K_0 es la rigidez lateral inicial del sistema (o de un segmento de él a lo largo de su altura) y K es el valor de la rigidez secante correspondiente en el instante en que se presenta la máxima amplitud de la distorsión lateral. La condición de falla corresponde a $I_{RRS} = 1.0$. De esta manera, el problema de calcular la confiabilidad del sistema ante un temblor de una intensidad dada (sin conocer la historia detallada del movimiento del terreno) se convierte en el de obtener la probabilidad de que I_{RRS} alcance el valor crítico de 1.0. Es evidente que la condición de falla del sistema tiene un significado físico, pues para que la rigidez secante tienda a cero se requiere que los desplazamientos sean excesivamente grandes, o en su caso que la fuerza cortante tienda a cero, lo que implica que el sistema no es capaz de soportar cargas laterales.

Como resultado de lo anterior se presentan funciones de confiabilidad, expresadas como valores del índice β de Cornell (1969) en términos de la intensidad (o intensidad normalizada) del movimiento del terreno, para distintas estructuras. Así también, se presentan recomendaciones sobre como establecer metas deseables de confiabilidad y desempeño.

En este trabajo se considera la interacción suelo-estructura en las etapas del diseño preliminar y del análisis no lineal de los sistemas de interés. Para lograr lo anterior, se desarrolla un programa de cómputo (DEIHINT) que resultó de la implementación de uno previo. La implementación se lleva a cabo utilizando un programa (Drainer) desarrollado en el Instituto de Ingeniería (Mendoza, 1991). El programa de cómputo que resulta de dicha implementación, incluye el modelo de comportamiento histerético propuesto por Campos y Esteva (1997), que toma en cuenta la degradación de la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales ante ciclos repetidos de carga. El programa DEIHINT ha sido utilizado en varios trabajos relacionados con la estimación de confiabilidad.

Por otra parte, este trabajo está sujeto a las siguientes observaciones y restricciones:

En este estudio se consideran estructuras regulares en elevación y en planta; se desprecian los efectos de torsión. Se incluyen casos de estructuras convencionales de concreto reforzado con muros estructurales, que son típicas en la ciudad de México y que están desplantadas en la zona de lago, por lo que los resultados numéricos no son válidos para otros casos, aunque el planteamiento general sí lo sea.

Se consideran indicadores globales del comportamiento estructural, por lo que los criterios desarrollados no contemplan el comportamiento local de los sistemas analizados.



Tomando como base las normas de diseño vigentes, se considera que la falla por flexión rige sobre la falla por cortante y/o axial.

En los modelos estructurales utilizados para el análisis no lineal no se considera la contribución que pueden tener los elementos no estructurales a la rigidez y resistencia de sistema.

El número de muestras para la simulación tanto de estructuras como de acelerogramas sintéticos aunque reducido, es adecuado debido al gran número de variables que intervienen en el problema. Es posible, sin embargo, aumentar tal número a costa de mucho mayor tiempo de cálculo. Para abordar esta limitación se introducen las incertidumbres epistémicas.

1.6 Contribuciones del trabajo

1. Se da un esquema general para poder llevar acabo estudios sistemáticos que permitan el establecimiento de criterios para diseño sísmico basados en metas establecidas de confiabilidad y desempeño de sistemas estructurales nuevos de múltiples grados de libertad, desplantados en zonas sísmicas. 1) Se inicia con la descripción de las intensidades sísmicas esperadas en el sitio donde se desea desplantar la estructura. 2) Se establecen los criterios para describir las características y propiedades de los modelos estructurales empleados para el análisis de la respuesta sísmica. 3) Se presentan criterios para llevar a cabo el análisis de la respuestas no lineales de los sistemas estructurales; en el estudio se reconocen dos niveles de refinamiento para estimar dichas respuestas, uno basado en el análisis paso a paso de los sistemas de múltiples grados de libertad y el otro haciendo uso de sistemas simplificados de referencia obtenidos a partir de análisis de empuje lateral pseudo-estático (pushover). 4) Se desarrollan y aplican criterios para llevar a cabo el análisis de confiabilidad, reconociendo también los dos niveles de refinamiento mencionados antes. 5) Se plantean las alternativas para la formulación de criterios para diseño sísmico que pueden ser aplicados en condiciones de la práctica.
2. Se desarrolla y aplica un modelo eficiente para la simulación de acelerogramas sintéticos. El modelo propuesto es una alternativa para contar con historias detalladas del movimiento del terreno que sean realistas y que consideren las características de la trayectoria y la fuente sísmica que las generó, y su vez, las incertidumbres en la magnitud y distancia. Lo anterior es esencial para llevar a cabo un análisis de confiabilidad adecuado y con ello poder establecer criterios de diseño sísmico acordes con el nivel de intensidad sísmica esperado en el sitio de interés.
3. Para el análisis de confiabilidad se desarrolla y aplica un criterio para tomar en cuenta las incertidumbres epistémicas, por lo que es posible estimar las funciones de confiabilidad y tasas de falla que incluyen tales incertidumbres. Para mostrar la contribución que tienen las incertidumbres epistémicas, sobre el nivel de seguridad de las estructuras estudiadas, se consideró al índice de confiabilidad β como una variable incierta con distribución de probabilidades conocida.



4. Se desarrolla un modelo basado en el concepto de capacidad de deformación equivalente (CDE). El modelo es utilizado para estimar la capacidad “equivalente” de un sistema estructural para lograr un nivel especificado de confiabilidad. La CDE se usa como alternativa para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad, gracias a que tal capacidad es una de las variables genéricas que interviene en la determinación de los niveles de confiabilidad de un sistema estructural dado.



CAPÍTULO 2

CARACTERIZACIÓN DE LA INTENSIDAD SÍSMICA

En esta parte del trabajo se presenta un criterio alternativo para llevar a cabo la simulación de acelerogramas sintéticos. Tras una amplia revisión de algunos métodos propuestos previamente para este fin por diversos autores, se propone un método híbrido de simulación que aprovecha las ventajas que presentan el método de las funciones generalizadas de atenuación (Alamilla et al. 2001a, b) y el método de las funciones de Green empíricas, (Ordaz et al., 1995).

Para fines de establecer criterios de diseño sísmico se requiere, para el sitio de interés, contar con la caracterización adecuada de las intensidades sísmicas. Esto se puede lograr con estudios de peligro sísmico que proporcionan los niveles más probables de las intensidades que se pueden presentar en el sitio. En tales estudios se deben incluir las diferentes fuentes sismogénicas que afectan al sitio de interés y deben generarse muestras representativas de historias detalladas del movimiento del terreno, con características adecuadas de amplitudes y contenido de frecuencias. Tanto las amplitudes como los contenidos de frecuencias dependen de la fuente sismogénica, de la trayectoria que siguen las ondas sísmicas hasta el sitio y de las propiedades dinámicas del terreno.

De acuerdo con la fuente en la cual se originan, los sismos que contribuyen significativamente al peligro sísmico en el valle de México son, en orden de importancia, a) sismos de subducción, que ocurren a lo largo de la costa del Pacífico debido a la subducción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera bajo la placa continental de Norteamérica; estos sismos alcanzan profundidades no mayores que los 50 km; b) sismos de falla normal o de profundidad intermedia, los cuales ocurren bajo el continente con profundidades mayores que 50 km y se producen por un mecanismo de falla normal de la litósfera oceánica subducida; c) sismos de intraplaca, que corresponden a temblores que se generan en el interior de la placa continental, por lo que no son muy profundos; d) sismos locales, también generados en la placa continental pero con magnitudes más pequeñas que de los de intraplaca.

Para llevar a cabo un análisis de confiabilidad adecuado es necesario generar acelerogramas simulados, ya que existe una limitada disponibilidad de información sobre registros de aceleración reales para diferentes sitios. Esta limitación se hace más evidente para sismos de gran magnitud, pues afortunada o desafortunadamente, estos ocurren en lapsos de tiempo más grandes, lo que no permite tener una muestra representativa de todas las intensidades a las que puede estar sometida una estructura en un sitio dado.



Lo anterior muestra la importancia de desarrollar modelos de simulación que tomen en cuenta los principales parámetros que determinan el nivel de intensidad en el sitio de interés. En la literatura se pueden encontrar varias técnicas de simulación de acelerogramas, pero en el presente trabajo se hace una descripción específica y breve de las propuestas por Ordaz et al., (1995) y Alamilla et al. (2001a, b).

2.1 Método de las funciones generalizadas de atenuación

Debido a que el fenómeno natural (sismo) sigue un comportamiento aleatorio tanto en su ocurrencia en el tiempo como en la historia detallada de sus amplitudes y contenido de frecuencias, algunos autores representan a los registros de aceleración como procesos estocásticos con propiedades estadísticas evolutivas en el tiempo (Grigoriu et al., 1988; Yeh y Wen, 1989; Alamilla et al., 2001a). En forma específica se puede realizar la modelación de un conjunto de acelerogramas como un proceso gaussiano con densidades espectrales evolutivas.

El criterio desarrollado por Alamilla et al. (2001a, b) permite obtener acelerogramas simulados a partir de la suposición de que los acelerogramas se consideran como una realización de un proceso estocástico no estacionario gaussiano, con parámetros estadísticos que dependen de la magnitud y la distancia del evento sísmico. Para relacionar el valor de estos parámetros con la magnitud y la distancia de un evento dado se emplean funciones generalizadas de atenuación.

Este método tiene la virtud de introducir la incertidumbre en la magnitud y la distancia del evento que genera cierta intensidad en un sitio dado. Pero una de sus desventajas es que no siempre genera historias detalladas realistas del movimiento del terreno. Esto puede deberse a la gran incertidumbre que se introduce en las estimaciones de los parámetros referidos.

2.1.1 Estudios exploratorios sobre funciones generalizadas de atenuación

Para justificar el desarrollo del método híbrido que se presentará en la Sección 2.3, se llevó a cabo un estudio exploratorio basado en el criterio que parte de las leyes de atenuación generalizadas. De acuerdo con este criterio, la historia las aceleraciones del terreno se representa mediante un proceso estocástico gaussiano estacionario, modulado en frecuencia y amplitud, similar al propuesto por Yeh y Wen (1989). Los parámetros utilizados para describir a las leyes generalizadas de atenuación, cuya definición fue tomada de Alamilla et al. (2001a), sirvieron para caracterizar la función de modulación de amplitudes y la función del número de cruces por cero; también sirvieron para caracterizar la densidad espectral del proceso estacionario básico. Para la función de modulación de amplitudes se utilizó la energía acumulada en el sismo, representada por $W(t)$, descrita en términos de los parámetros Δ , α , β y Z . Para la función del número de cruces por cero se utilizó $\mu(t)$, cuyos parámetros relacionados son η_0 , $\eta_{.025}$, $\eta_{.25}$, $\eta_{.75}$, $\eta_{.975}$ y t_0 . Ambos conjuntos de parámetros dependen de los correspondientes $t_{.025}$, $t_{.25}$, $t_{.75}$ y $t_{.975}$, que representan el tiempo en el cual se alcanza el 0.025, 0.25, 0.75 y 0.975 de la energía total, respectivamente.

Los resultados obtenidos mostraron dispersiones importantes cuando se hacían variar en función de la intensidad; debido a ello se consideró que al llevar a cabo la simulación de la muestra de acelerogramas podrían presentarse historias detalladas del movimiento del terreno



poco realistas y además no se considerarían los efectos de fuente, de trayecto y de sitio para cada caso específico.

2.2 Método de las funciones de Green empíricas

El método de las funciones de Green empíricas permite simular registros de sismos de gran magnitud utilizando registros de sismos de magnitud menor. La ventaja de este método es que la información de la fuente, de la trayectoria y los efectos de sitio están incluidos en los registros pequeños (Hartzell, 1978). El criterio propuesto por Ordaz et al. (1995) corresponde a una superposición aleatoria de una función de Green empírica (FGE), de acuerdo con una ley de escalamiento ω^2 para todas las frecuencias. Se considera que los parámetros de fuente para la FGE son conocidos y sólo se debe especificar el parámetro de decaimiento de esfuerzo del sismo a simular (sismo objetivo). Se considera también que la extensión del área de ruptura del sismo objetivo corresponde a una fuente puntual, pero la duración de la ruptura corresponde al tamaño de dicha área. El método no considera los efectos de directividad de la fuente.

El criterio no requiere de un gran número de parámetros para describir a la fuente, lo cual lo hace atractivo para fines prácticos.

Para fines de estimar la probabilidad de falla de un sistema estructural, este método presenta una limitación, pues no toma en cuenta la posible influencia de la variación en la magnitud y distancia epicentrales entre la FGE y el acelerograma simulado (acelerograma objetivo).

2.3 Simulación de acelerogramas: Método Híbrido

El objetivo de esta etapa del trabajo es contar con acelerogramas sintéticos que puedan utilizarse en el análisis de confiabilidad que se llevará a cabo en una etapa posterior. Para ello, dichos acelerogramas requieren cumplir con lo siguiente: deben representar a las diferentes fuentes potenciales de generación de sismos y deben corresponder a diferentes intensidades sísmicas. Estos requerimientos introducen incertidumbres en la magnitud y la distancia de los eventos a considerar, mismas que deben tomarse en cuenta, en la estimación de la confiabilidad, para reducir a las incertidumbres epistémicas. Los acelerogramas también deben contar con una caracterización adecuada y realista de su amplitud, contenido de frecuencias y duración.

Para lograr lo anterior, se desarrolló un criterio alternativo para la obtención de acelerogramas simulados en un sitio específico. El criterio considera las ventajas que presentan los dos expuestos en las Secciones 2.1 y 2.2. En lo que sigue se describe brevemente el método; los detalles, así como el alcance y algunos resultados, se pueden ver en el Apéndice 1.

2.3.1 Determinación de M y R dado un valor de intensidad

Para determinar la combinación de valores de M y R asociados a un nivel de intensidad en el sitio de interés es necesario hacer una definición adecuada de la medida de la intensidad; aquí se emplea como medida a la ordenada de espectro lineal de pseudo-aceleraciones para el



periodo fundamental de la estructura de interés y para un amortiguamiento del 5% del crítico. Además se utiliza el criterio propuesto por Alamilla (2001), que toma en cuenta la incertidumbre en los valores de M y R que pueden originar un valor dado de intensidad para un sistema estructural dado.

Para simular los valores de M y R dada una intensidad se puede proceder como a continuación se indica:

- Se define el nivel de intensidad, el cual puede estar asociado a un periodo de retorno dado, para el periodo estructural.
- Se simula la fuente que puede provocar dicho nivel de intensidad, entendiendo como fuente al proceso de generación de sismos en una región finita espacialmente.
- Después se procede a simular la magnitud del evento, de acuerdo con la sismicidad local de la fuente simulada previamente.
- Dado $M=m$ se genera un valor de R . Los detalles para la determinación de R dado M se pueden encontrar en el Apéndice 1, o en su caso se pueden consultar las referencias que ahí se dan.

La simulación de cada uno de los parámetros anteriores se lleva a cabo utilizando las funciones de distribución de probabilidad adecuadas (Alamilla, 2001).

2.3.2 Determinación de los parámetros de fuente

Estos son el momento sísmico (M_0) y la caída de esfuerzos ($\Delta\sigma$), y son requeridos para llevar a cabo el proceso de simulación cuando se utiliza el MFGE.

2.3.3 Selección del registro semilla (función de Green)

La función de Green puede ser obtenida de la base de datos reales en el sitio de interés.

2.3.4 Determinación del factor de escalamiento de la función de Green

El factor de escalamiento modifica a la función de Green por efectos de la distancia. Esto se logra utilizando las leyes de atenuación adecuadas dadas en términos de la Intensidad de Arias.

2.3.5 Simulación de los registros sintéticos

Utilizando la técnica dada por Ordaz et al.,(1995) y el factor de escalamiento obtenido en el paso anterior se procede a generar los acelerogramas sintéticos.

De acuerdo con el procedimiento anterior es posible generar muestras de acelerogramas simulados. En este trabajo se emplea una muestra de cincuenta acelerogramas cuyos espectros de respuesta de pseudoaceleración se presentan en la Figura 2.1. Para aplicar el criterio dado en



la Sección 4.2.2, dichos acelerogramas fueron escalados para lograr intensidades que permitieran generar comportamiento no lineal en los sistemas estructurales estudiados. El criterio de escalamiento consistió en lo siguiente: 1) de la muestra de 50 espectros de respuesta, se identificó aquel con la ordenada máxima mayor; 2) se aplicó un factor de escala para que dicho espectro alcanzara una ordenada máxima, normalizada con respecto a la gravedad, igual a 2; 3) el factor obtenido en el punto anterior fue utilizado para escalar los demás acelerogramas que componen la muestra.

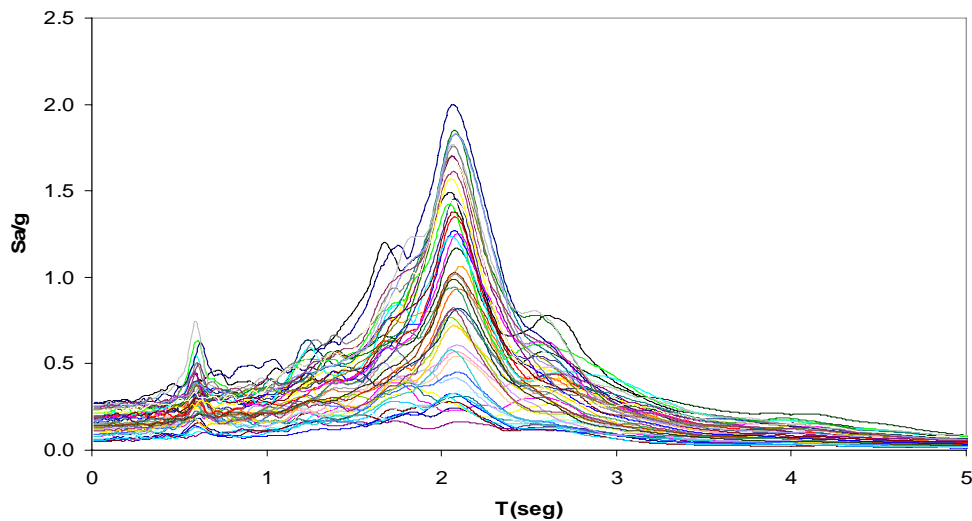


Figura 2.1. Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento del 5% del valor crítico, para la muestra de acelerogramas simulados y escalados.

2.4 Medidas de intensidad sísmica

La intensidad sísmica es una variable que tiene gran importancia para el establecimiento de los criterios para diseño sísmico. El nivel de intensidad sísmica para el diseño de estructuras depende, además de las expuestas en los primeros párrafos de este capítulo, de las mismas propiedades de la estructura así como de las condiciones locales del sitio de interés. Una de las principales fuentes de incertidumbre en la demanda sísmica está relacionada con la intensidad sísmica.

El problema de establecer cual es la medida de intensidad sísmica más adecuada para fines de diseño sísmico ha sido motivo de numerosos esfuerzos (Giovenale et al., 2004), ya que se ha identificado que las incertidumbres en la estimación de la demanda sísmica tiene una fuerte correlación con la medida de intensidad que se adopte para tal estimación.

Como medida de intensidad sísmica en este trabajo se toma a la ordenada del espectro lineal de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento del 5% del valor crítico, dicha ordenada está asociada con el periodo de vibrar del sistema de interés.



2.4.1 Intensidad sísmica normalizada

Para fines de establecer funciones de confiabilidad las cuales puedan ser aplicadas en el establecimiento de criterios prácticos para diseño, suele ser conveniente expresar la confiabilidad sísmica de un sistema como función de un indicador de la intensidad normalizada con respecto a la capacidad del sistema. Entre tales indicadores se encuentran, por ejemplo:

$$\eta = \frac{S_{dl}(T)}{u_F}, Q = \frac{S_{dl}(T)}{u_y}, \phi = \frac{S_a(T)M}{V_{by}}, \text{ ó } \phi_1 = \frac{S_a(T)M}{V^*} \quad ((2.1a,b,c,d))$$

Donde M es la masa del sistema, V^* la fuerza cortante en la base supuesta para fines de diseño sísmico de acuerdo con la práctica convencional; u_F y u_y son, respectivamente, la capacidad de deformación y la deformación de fluencia del sistema simplificado de referencia (SSR), ambas determinadas mediante un análisis de empuje lateral pseudo-estático (*pushover*) sobre un modelo detallado del sistema de interés; V_{by} es la fuerza cortante de fluencia del SSR, determinada de la misma manera. $S_{dl}(T)$ es la ordenada lineal del espectro de respuestas de desplazamientos y $S_a(T)$ la del espectro de pseudo-aceleraciones, para el periodo natural fundamental de vibración del sistema de interés. Según se convenga al desarrollar las funciones de confiabilidad, o relaciones entre índices de confiabilidad e intensidades, o intensidades normalizadas, el periodo de vibración citado puede calcularse en términos de los valores nominales o de los valores esperados de las cargas gravitacionales que actúen sobre el sistema y de las propiedades mecánicas (rigidez, resistencia) de los miembros que lo componen.

Lo descrito en los párrafos anteriores será de utilidad en los Capítulos 3, 4 y 5 de este trabajo, donde la intensidad sísmica se utiliza para llevar a cabo el análisis de confiabilidad y el establecimiento de criterios para diseño sísmico.

2.5 Curvas de peligro sísmico para el sitio SCT

Para poder establecer la tasa esperada de falla de un sistema estructural se requiere la descripción de la función de peligro sísmico en el sitio de interés. En este trabajo se considera que las estructuras analizadas se desplantan en un suelo similar al del sitio SCT. La descripción del peligro sísmico se realiza considerando la tasa de excedencia de intensidades para ese sitio, $\nu_Y(y)$. Dichas tasas están dadas en términos de la medida de intensidad $S_a(T)$. Para estimar las tasas de excedencia de intensidades se adopta el criterio propuesto por Alamilla (2001). En este criterio se parte de tasas de excedencia de magnitudes dadas por un estudio de peligro sísmico. Dichos valores se trasladan al sitio de interés por medio de leyes de atenuación que relacionan a la magnitud y distancia del sismo con la intensidad sísmica; además se toma en cuenta la contribución de las fuentes sísmicas que contribuyen más significativamente en el estudio de peligro sísmico. Estas leyes están dadas para el sitio CU (terreno firme), por lo que este autor emplea un procedimiento que permite calcular, mediante factores correctivos, las tasas de excedencia para cualquier sitio; basta con tener la caracterización de los respectivos espectros de respuesta en el sitio de interés.



CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

Una vez caracterizada la intensidad sísmica, se debe contar con los sistemas y modelos estructurales que sirven como base para el análisis de confiabilidad correspondiente. En la primera parte de este capítulo se dan las características principales de los sistemas marco-muro (sistemas duales), así como las consideraciones e hipótesis utilizadas para el análisis y diseño de los sistemas estructurales utilizados en este trabajo. En la segunda se dan los criterios empleados para estimar las respuestas sísmicas no lineales.

3.1 Sistemas estructurales marco-muro

Los sistemas marco-muro son conocidos en la literatura como sistemas duales o estructuras híbridas. La resistencia del sistema dual está dada por la contribución combinada de la resistencia en marcos y muros estructurales. Se ha observado que este tipo de sistemas presenta ventajas significativas para resistir fuerzas sísmicas. Por ejemplo, la interacción entre marcos y muros proporciona una cantidad significativa de energía disipada durante un evento sísmico; así mismo, la considerable rigidez y resistencia de los muros proporcionan un buen control de las distorsiones de entrepiso. Por otro lado, se han desarrollado estudios para conocer el comportamiento inelástico, la interacción entre marcos y muros, así como la influencia de estos factores en la estimación de la respuesta estructural (Paulay, 2002).

Bajo la acción de fuerzas laterales, un marco relativamente esbelto (trabes y columnas) de concreto reforzado se deforma en un modo de cortante, mientras que un muro aislado lo hace como una viga en voladizo (modo de flexión). De esta forma, se requiere que exista una compatibilidad de deformaciones para que el marco y el muro, en conjunto, tengan el mismo nivel de desplazamiento lateral. De acuerdo con lo anterior, la distribución de las deformaciones en la altura del sistema presenta una coincidencia en muros y marcos de los entrepisos inferiores; mientras que para los superiores, el efecto de la deformación del muro genera fuerzas que hacen que tal distribución no necesariamente coincida. El modo en que se distribuye la resistencia, entre marcos y muros de un sistema dual, es afectado en forma considerable por las características de respuesta dinámica del sistema y el desarrollo de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos cuando ocurre un evento sísmico importante.



3.1.1 Factores que influyen en la respuesta estructural de sistemas duales

Para lograr un comportamiento estructural adecuado en muros de concreto reforzado, utilizados para mejorar el desempeño ante fuerzas laterales producidas por sismos, el diseñador les debe proveer de la resistencia y ductilidad adecuadas. Ambos parámetros dependen del nivel de detallado, principalmente en los extremos del muro (Wallace y Moehle, 1992). Con ello se promueve que no ocurra la inestabilidad lateral del muro, que se reduzca la posibilidad de que el acero longitudinal no presente fractura o pandeo, que el concreto en las zonas de compresión presente un confinamiento adecuado y que la posibilidad de la falla por cortante se reduzca. De la misma forma, el detallado en los elementos extremos de los muros se ve afectado por varios parámetros entre los que destacan: la densidad del muro (cociente del área de la sección transversal del muro entre el área total en planta), la configuración y relación de aspecto, la carga axial que soporta el muro y las cuantías de refuerzo tanto transversal como longitudinal.

Considerando la combinación de marcos con muros, además de la rigidez y de la resistencia, la respuesta estructural de un sistema dual depende de varios factores más: la excitación externa, la interacción entre sus elementos, el nivel de rigidez rotacional en la base, la localización y distribución en planta y altura de los muros, son solo algunos. En los párrafos siguientes se presentan las principales características de estructuración que afectan la respuesta estructural de estos sistemas.

En la literatura se manejan diversas categorías de interacción entre marcos y muros estructurales (Paulay y Priestley, 1992). Estas categorías están asociadas con la forma en que se unen dichos elementos, a la localización de los muros en planta y elevación, así como a los apoyos en la base.

En la práctica es común ubicar muros en zonas específicas, por ejemplo, en el área de elevadores o en las zonas donde arquitectónicamente sean eficientes para un mayor uso en los espacios interiores. En estructuras con forma rectangular y relación de planta mayor que uno, generalmente se colocan en dirección paralela al eje que presenta menor rigidez.

La localización en planta y elevación de los muros de rigidez dentro de un sistema dual determina la forma en que interactúan estos con los marcos. Esta interacción se ve reflejada en los niveles de respuesta asociados. Por ejemplo, para la idealización de una estructura tridimensional, la localización en planta de los muros de rigidez es importante ya que los efectos de torsión dependen de ello. Por lo anterior es recomendable que al utilizar muros su distribución sea regular y simétrica.

Otro factor fundamental que se debe considerar al utilizar muros de rigidez en una estructura es el modelado del sistema de piso, pues es común considerarlo como un diafragma infinitamente rígido. Esto no siempre es válido, pues en plantas rectangulares alargadas la rigidez del sistema de piso es tal que se pueden presentar, en su plano, deformaciones laterales por flexión debidas a las fuerzas sísmicas.

Los modelos empleados aquí para caracterizar a los sistemas duales corresponden a un modelo simétrico en planta y altura, cuya distribución de muros es igualmente simétrica



respecto al eje en que se supone actúa el sismo, por lo que los efectos de torsión se desprecian. La rigidez rotacional en la base de la estructura se considera finita, es decir, no se supone un empotramiento perfecto y se considera la interacción suelo-estructura. El sistema de piso es considerado como infinitamente rígido e infinitamente resistente.

3.1.2 Criterios de diseño dúctil para muros de rigidez según el RCDF

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente (RCDF, 2004) establece en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 2004) los siguientes criterios de diseño para muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas y fuerzas horizontales en su plano:

3.1.2a Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas

Las NTC-Concreto (2004) establecen que los muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, pero deben cumplir ciertos requisitos geométricos para evitar el pandeo lateral. Dichos requisitos están asociados con la relación H/L , donde H es la altura del muro y L su longitud. También se establecen los requisitos que se deben cumplir para proporcionar los refuerzos mínimos horizontal y vertical.

3.1.2b Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Aquí se define la relación L/t , donde L es la longitud del muro y t es su espesor, misma que depende del nivel de carga axial que actúa en el muro. Se acepta un valor no mayor a 70 si el nivel de carga axial no es muy grande; si ocurre lo contrario el valor de la relación L/t se limita a 40. Por otro lado, se establece que el espesor de los muros no debe ser menor que 13 cm, ni menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente.

Las normas establecen que para el diseño por sismo, de estructuras coladas en el lugar formadas por marcos y muros de concreto reforzado, se utilizará $Q=3$, si los muros resisten en algún entrepiso más del 50% de la totalidad de las fuerzas horizontales inducidas por el sismo. También se establecen los requisitos para el diseño considerando los efectos de flexión, flexocompresión y cortante; se dan los lineamientos para suministrar el acero mínimo y para utilizar elementos extremos.

3.2 Consideraciones e hipótesis generales para el análisis y diseño de los modelos estructurales

Nos interesa proponer criterios de diseño para construcciones desplantadas en la zona de lago del Distrito Federal, para ello se hacen las siguientes consideraciones:

- Para el diseño preliminar y el análisis no lineal se toma en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructura mediante lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para diseño pos Sismo (NTC-Sismo, 2004) y un modelo simplificado (Mendoza, 1991), respectivamente.



- Se considera que todos los modelos estructurales son simétricos con respecto al eje paralelo en el cual se encuentran dispuestos los muros de rigidez. Debido a esta hipótesis es posible idealizar modelos planos y suponer que no hay efectos de torsión.
- Para considerar el comportamiento del muro, en los modelos para el análisis no lineal, se emplea el artificio de la columna ancha. Se supone que la falla por flexión rige sobre la de cortante, es decir, se considera un comportamiento dúctil.

3.2.1 Diseño preliminar

Se debe tener presente que la determinación de las características globales de los sistemas se debe relacionar con los parámetros de la estructura que tienen más correlación con aquellos que se utilizan en los formatos de diseño actuales. Por lo anterior, algunas de las propiedades generales que pueden servir de partida para definir una familia de estructuras se encuentran las siguientes:

Altura del sistema (H): esta variable se relaciona con el periodo estructural y puede estar dada por el número de niveles.

Esbeltez global del sistema (H/B): este parámetro define la geometría en planta de los sistemas y se relaciona con las formas modales de los mismos. En este trabajo la esbeltez global estará determinada por el cociente de la altura del sistema entre la dimensión menor en planta, B , del mismo sistema.

Longitud del muro (L_m): esta variable además de estar relacionada con la rigidez, proporciona una mediada de la contribución del muro a la capacidad lateral del sistema.

En este estudio los sistemas se basan en la idealización de estructuras de concreto reforzado representativas de aquellas que se pueden encontrar en la realidad. Se trata de estructuras convencionales de diferentes características que incluyen en su estructuración muros estructurales. Los sistemas estructurales considerados cumplen con cierto nivel de regularidad tanto en planta como en elevación. Para cada uno de los sistemas de interés se lleva a cabo un diseño preliminar considerando lo dispuesto en el reglamento de construcciones vigente para el Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias, tomando en cuenta lo siguiente:

- Las estructuras se consideran desplantadas en la zona sísmica IIIB y su uso es para oficinas.
- Para el diseño por resistencia se considera lo dispuesto para las deformaciones correspondientes al estado límite último, cuidando que se cumplan los criterios de resistencia en todos los elementos estructurales.
- El diseño por rigidez se realiza tomando en cuenta el nivel de deformaciones laterales que limitan, por un lado, los daños en elementos estructurales (estado límite intermedio) y, por el otro, los daños en elementos no estructurales (estado límite de servicio).
- Las estructuras se diseñan para tener un comportamiento dúctil, por lo que el modo que rija tal comportamiento sea el de flexión.



- Para las estructuras que incluyen muros estructurales se utiliza el valor de $Q=3$ y para el sistema sin muros se emplea un valor de $Q=4$. Donde Q es el factor de comportamiento sísmico según las NTC-Sismo (2004). Para todos los casos se considera una resistencia nominal del concreto de $250\text{kg}/\text{cm}^2$ y para las barras de refuerzo de $4200\text{kg}/\text{cm}^2$.

3.2.2 Determinación de los modelos para el análisis no lineal (modelos detallados)

Para el análisis de confiabilidad es necesario tomar en cuenta, de la forma más razonable posible, las incertidumbres del tipo aleatorio que se presentan en las propiedades estructurales, pues de esto depende en gran medida la estimación adecuada de las respuestas y los niveles de confiabilidad. Para caracterizar dicha incertidumbre, en este trabajo se emplean técnicas de Monte Carlo, haciendo uso de los modelos probabilísticos desarrollados por Alamilla (2001).

En esta etapa se procede a modelar las estructuras de tal manera que se puedan obtener los valores esperados y simulados de sus propiedades. Para tal efecto se utiliza el programa de cómputo SIMESTRUEIH.EXE, que es una versión modificada del programa simestru.exe (Alamilla, 2001). En este trabajo se considera la incertidumbre en las acciones gravitacionales (carga muerta y carga viva), en las características geométricas de los elementos estructurales, en el porcentaje de acero del refuerzo longitudinal y en las propiedades mecánicas del acero y el concreto. La descripción detallada de los modelos probabilísticos utilizados aquí, puede verse en la referencia citada. Para cada estructura estudiada (y descrita en el Capítulo 6 de este trabajo) se obtuvo una muestra de cincuenta estructuras simuladas.

3.2.2.1 Caracterización de la rigidez en elementos de concreto reforzado

En este trabajo, los coeficientes de rigidez de cada elemento se calculan de acuerdo con el criterio propuesto por Alamilla (2001). Dicho criterio utiliza el método del trabajo virtual para obtener los coeficientes de rigidez a partir de las rigideces a flexión, $EI = M_y / \phi_y$, donde M_y y ϕ_y son, respectivamente, el momento y la curvatura de fluencia en una sección transversal. Además, se considera que la longitud del elemento se discretiza en siete segmentos contiguos, dos de ellos de rigidez infinita cuyas longitudes dependen de las características geométricas de los elementos en los extremos. Estos dos segmentos representan la zona rígida en las uniones viga-columna. La rigidez de cada segmento restante se considera invariable a lo largo del mismo y se obtiene del diagrama momento-curvatura de una sección transversal típica en el segmento, cuyas propiedades geométricas y mecánicas se estiman por simulación de Monte Carlo.

El modelo de comportamiento esfuerzo-deformación del concreto, utilizado en el cálculo de los diagramas momento-curvatura, es el propuesto por Mander *et al.* (1988), y para caracterizar el comportamiento del acero se toma el modelo de Rodríguez y Botero (1996). Se considera que cada lecho de acero posee una curva esfuerzo-deformación, la cual se obtiene por simulación de Monte Carlo.



En trabes se considera la influencia de la losa por medio del ancho equivalente, que es del orden de un cuarto de las longitudes de los claros adyacentes a la sección transversal de interés (Paulay y Priestley, 1992). La participación de la losa se toma en cuenta tanto a tensión como a compresión.

3.2.2.2 Criterios para determinar las relaciones momento-rotación en los elementos de concreto reforzado

Con el propósito de estimar la respuesta no lineal y la capacidad de deformación de una estructura es necesario determinar las curvas que relacionan el momento y la rotación de los elementos de concreto reforzado. En este trabajo, dichas curvas son obtenidas a partir de los diagramas momento-curvatura para cada una de las secciones que se seleccionan a lo largo de la longitud del elemento. Para conocer los diagramas momento-curvatura anteriores, se supone que por el efecto del sismo cada elemento estructural presenta un diagrama de momentos que varía en forma lineal en su longitud, y que este diagrama es antisimétrico con respecto al punto de inflexión localizado al centro del claro del elemento. De esta forma, se calcula la curvatura en cada sección y se determina por equilibrio el momento asociado. Posteriormente se determina la rotación en el extremo del elemento integrando las curvaturas correspondientes.

Para caracterizar el modelo de comportamiento histerético, mismo que se describe en la Sección 3.2.3, se requieren conocer los valores del momento y la rotación asociados a la fluencia, M_y y θ_y , así como los asociados a la falla, M_F y θ_F , respectivamente. Estos valores se calculan utilizando el criterio descrito en el párrafo anterior y haciendo un ajuste bilineal de la curva momento-rotación obtenida.

3.2.2.3 Criterio para determinar la capacidad de deformación última de los elementos estructurales

Los niveles de rotación de un elemento de concreto reforzado sometido a flexión son dependientes de los niveles de deformación del acero y el concreto. En este trabajo, la capacidad de rotación a la fluencia (θ_y) se considera asociada a la deformación de fluencia del acero de refuerzo, mientras que la capacidad de rotación última (θ_F) es asociada a la deformación última del concreto. Como se ha mencionado con anterioridad, el comportamiento del acero se caracteriza con el modelo propuesto por Rodríguez y Botero (1996), y para el concreto se utiliza el modelo de Mander *et al.* (1988). Vale la pena comentar que en el modelo de comportamiento del concreto se hace énfasis en la forma en que debe determinarse el valor de la deformación última del concreto a compresión, la cual corresponde a la primera fractura que ocurre en alguno de los estribos que confinan el núcleo de concreto, Scott *et al.* (1982); con esta idea, Mander *et al.* (1988), proponen un método teórico basado en una aproximación de equilibrio de energía para calcular la deformación longitudinal última del concreto.

Se reconoce que el criterio de falla, en la sección, considerado en este trabajo tiene algunas limitaciones, pues se deja de lado la falla que puede presentarse en el acero de refuerzo debido a los esfuerzos alternados de tensión y de compresión que se presentan por las cargas cíclicas, y en donde se puede presentar pandeo en las barras sujetas a compresión, lo que puede llevar a la falla súbita de la sección antes de que se alcance la deformación última del concreto. El



suponer que la sección crítica está bien confinada y el despreciar en el modelo de comportamiento la posibilidad de ocurrencia de la falla por pandeo de las barras de acero, puede influir significativamente en los resultados obtenidos en este trabajo, los cuales pueden estar de lado no conservador. Por lo anterior, se recomienda que en trabajos futuros se considere tal efecto, para ello se puede adoptar un criterio simplificado como el propuesto en Priestley *et al.* (1996). El criterio se basa en poder adoptar, para el análisis y diseño, un valor efectivo de la deformación última a tensión (e_{fu}), en el caso de que exista evidencia de que bajo cargas cíclicas (con ciclos secuenciales de tensión y compresión) la deformación última a tensión del acero es menor que la obtenida bajo una prueba monotónica (e_{su}); una regla simple es que el valor de e_{fu} podría ser la deformación monotónica a tensión reducida por la máxima deformación esperada a compresión (e_{sc}) bajo la dirección opuesta de la respuesta sísmica. Lo anterior se esquematiza en la Figura 3.1. Otra forma, aunque conservadora y aplicable para casos donde los niveles de la carga axial son bajos, podría ser: $e_{fu} \leq 0.75e_{su}$.

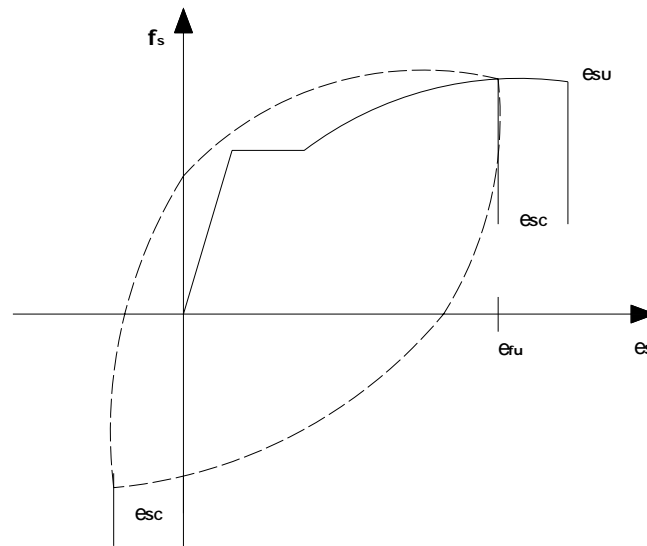


Figura 3.1 Deformación efectiva última a tensión (e_{fu}) para el acero de refuerzo

3.2.2.4 Modelos planos para el análisis no lineal

El modelo estructural que se utiliza para el análisis de la respuesta no lineal es un modelo similar al utilizado por Ismael (2003). Dicho modelo corresponde a una idealización de dos marcos planos en serie que están acoplados por vigas biarticuladas en sus extremos. Esto es posible debido a que se está considerando un sistema en que los efectos de torsión no son significativos. Esta idealización se hace para tomar en cuenta de manera más representativa el efecto que tienen los muros sobre la respuesta global del sistema idealizado en tres dimensiones (Paulay y Priestley, 1992). Para idealizar el modelo de esta forma, se considera que el sistema de piso tiene una rigidez infinita y que las vigas de acoplamiento no generan momentos flexionantes y sólo transmiten el desplazamiento lateral; es decir, tienen rigidez axial muy grande y rigidez a flexión nula. Un esquema del modelo utilizado para el análisis no lineal se muestra en la Figura 3.2

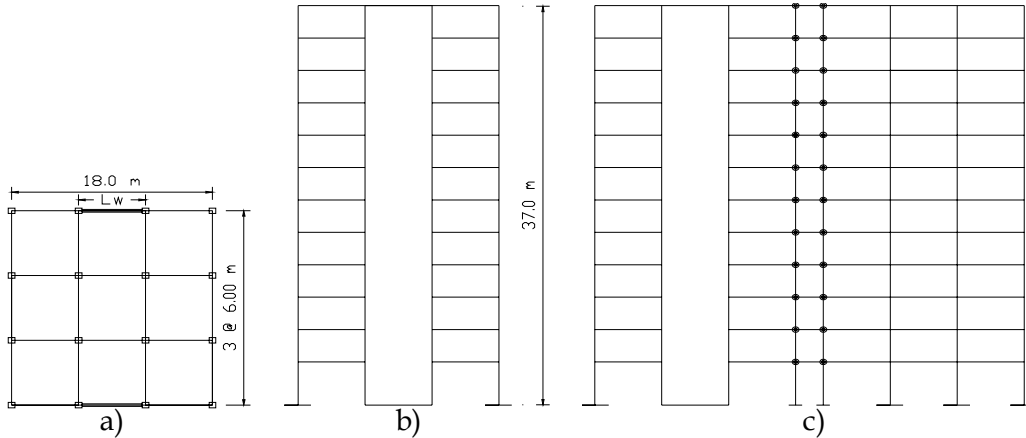


Figura 3.2 Ejemplo de un modelo plano utilizado para el análisis paso a paso de los sistemas marco-muro; a) planta, b) elevación y c) modelo plano para el análisis no lineal

3.2.3 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado

Se han realizado varios esfuerzos para tratar de caracterizar en forma adecuada el comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado atendiendo su rigidez, resistencia y capacidad de deformación, entre ellos se encuentra el modelo de Wang y Shah (1987), que considera la degradación de rigidez y resistencia de los elementos, las cuales dependen de la amplitud máxima y del número de ciclos experimentados por el miembro.

En este trabajo se utiliza el modelo propuesto por Campos y Esteva (1997), que considera el deterioro de la rigidez y la resistencia con base en un índice de daño, ε , 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 . Las expresiones que describen a ε y D son las siguientes:

$$D = \sum \frac{\theta}{\theta_F} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (3.2)$$

Aquí, α es una constante de ajuste que toma un valor igual a 0.0671 y ε varía de 0 a 1. θ es la rotación plástica y θ_F es la rotación asociada a la falla. En el modelo descrito se considera que el deterioro y el daño se concentran en los extremos del elemento, siendo el inicio de este aquel que corresponde a la formación de una articulación plástica.

En la Figura 3.3 se muestra el modelo 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. Se han observado ciertos patrones que presentan los elementos de concreto reforzado ante la acción de carga cíclica; por ejemplo, en ningún ciclo se supera el diagrama momento-curvatura antes citado.



Por otro lado, en el desarrollo del modelo se supone que el diagrama momento-curvatura se caracteriza por una curva 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 deformaciones es nulo.

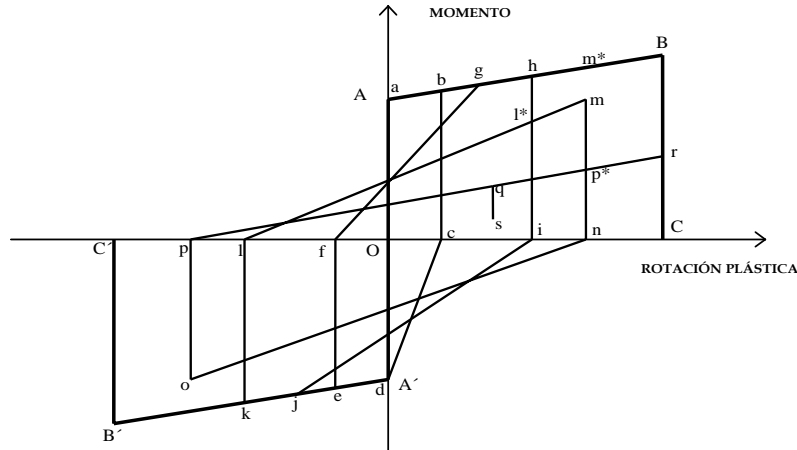


Figura 3.3 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado

De lo anterior, es fácil pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento rotación plástica si se utilizan las siguientes relaciones (Campos y Esteva, 1997):

$$\theta = lp(\phi - \phi_y), \text{ para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad (3.3)$$

$$\theta_F = lp(\phi_F - \phi_y) \quad (3.4)$$

Aquí, lp es la longitud de articulación plástica que se considera constante, y ϕ_y, ϕ y ϕ_F , son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente. Cabe mencionar que la longitud de la articulación plástica no es constante, pues depende entre otras cosas de la longitud del elemento, el esfuerzo de fluencia del acero y el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal (Paulay y Priestley, 1992); por lo que la hipótesis de que es constante introduce una fuente más de incertidumbre (epistémica), la cual influye en los niveles de confiabilidad de la estructura.

3.3 Interacción suelo-estructura (ISE)

Para fines de lograr los objetivos planteados en este trabajo se hace necesario considerar el efecto que tiene la interacción que se produce entre el suelo y la cimentación de la estructura. Este efecto es especialmente importante en suelos blandos como el de la zona de lago de la Ciudad de México, pues las respuestas estructurales se ven modificadas al variar el periodo estructural, esta variación es originada por la interacción suelo-estructura.

En algunos estudios sobre la determinación de confiabilidad estructural se ha considerado el efecto de la interacción suelo-estructura (Barcena, 2001). En dichos estudios se ha puesto en



manifiesto la importancia de tal interacción en la estimación de los niveles de seguridad estructural. Es por ello que para poder establecer criterios de diseño sísmico adecuados, es necesario considerar dichos efectos en los modelos que se propongan con tal fin.

La ISE se considera en varias etapas de este trabajo:

- a) En el diseño preliminar, aquí se considera lo dispuesto en el Apéndice A de las NTC-Sismo (2004). Para obtener los parámetros de ISE se lleva a cabo el diseño de la cimentación de cada uno de los edificios. La cimentación propuesta está compuesta de un cajón de cimentación y pilotes de fricción.
- b) En el análisis de empuje de lateral pseudo-estático (ELSE), aquí se considera el criterio dado en el Apéndice 2 (Picazo, 2008).
- c) En el análisis no lineal paso a paso de los sistemas detallados. Para esta última etapa se desarrolla y utiliza un programa de cómputo (DEIHINT) que resultó de la implementación de uno previo, dicha herramienta permite modelar la interacción suelo-estructura. La implementación se lleva a cabo utilizando un programa (Drainter) desarrollado en el Instituto de Ingeniería (Mendoza, 1991). El programa de cómputo que resulta de dicha implementación, incluye el modelo de comportamiento histerético propuesto por Campos y Esteva (1997), que toma en cuenta la degradación de la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales ante ciclos repetidos de carga.

Para modelar la interacción suelo estructura, Mendoza (1991) utiliza grados de libertad adicionales en el programa de cómputo original para considerar el efecto de translación y cabeceo que experimenta el sistema suelo-cimentación. Estos grados de libertad se describen por medio de parámetros de rigidez y amortiguamiento equivalentes que representan las propiedades del sistema suelo-cimentación. Los parámetros anteriores se pueden determinar utilizando los criterios propuestos en el APÉNDICE A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente (RCDF, 2004).

3.4. Estimación de las respuestas sísmicas no lineales

Lo que interesa en esta parte del estudio es poder determinar estimaciones razonables de las respuestas sísmicas no lineales (demandas sísmicas) de los sistemas de interés. Tales estimaciones se pueden obtener para diferentes niveles de refinamiento según convenga, es decir, se pueden estimar con modelos detallados y/o con modelos simplificados. Las respuestas pueden ser globales y/o locales. En este trabajo se toma como medida de la respuesta sísmica al valor máximo de la distorsión lateral. Para la descripción global se utiliza la distorsión global definida como el cociente del desplazamiento lateral en la azotea entre la altura total del sistema; para la descripción local se utiliza la distorsión de entrepiso definida como el cociente del desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura del mismo.

3.4.1 Estimación de las respuestas utilizando modelos detallados

La estimación de las respuestas no lineales se lleva a cabo realizando análisis paso a paso de la respuesta no lineal de los sistemas planos detallados considerando las incertidumbres en las



propiedades estructurales y para diferentes tipos de excitaciones sísmicas (acelerogramas simulados). Para este análisis se utiliza el programa de cómputo DEIHNT que es una versión modificada del DRAIN-2D (Powell, 1973), según la Sección 3.3. En el Apéndice 6 se da la descripción de las principales hipótesis y criterios considerados para el análisis no lineal paso a paso de los sistemas estudiados en este trabajo.

Por otro lado, si se tiene una muestra representativa de las respuestas resultantes, se puede determinar la distribución de probabilidades de dicha respuesta; tal distribución se caracterizará por el valor esperado de la respuesta, así como la correspondiente dispersión en términos de la intensidad.

3.4.2 Análisis de empuje lateral pseudo-estático (ELSE)

Para poder determinar el SSR, así como algunos valores que intervienen en el cálculo del I_{RRS} , se requiere realizar un análisis pseudo-estático de respuesta no lineal al sistema de múltiples grados de libertad. En este estudio, el análisis de empuje lateral (push-over) considera al sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) sometido en su base a una aceleración monótonica que crece linealmente con el tiempo. La tasa de crecimiento de la aceleración se toma suficientemente baja de manera que se evite la ocurrencia de vibraciones. Con ello se logra que la estructura se deforme solamente por efectos inerciales. Los valores de las cargas gravitacionales y propiedades geométricas del SMGL corresponden a sus valores esperados. La configuración de fuerzas laterales se logra aplicando una distribución de las masas del modelo que corresponde a la de la superposición modal.

De este análisis se obtienen curvas que relacionan al cortante basal, V_b , con el desplazamiento en el extremo superior del sistema, u_N , medido a partir del nivel de desplante. Además de dichas curvas, el análisis de empuje lateral proporciona una serie de configuraciones de la deformación lateral en los diversos entrepisos, así como valores de las respuestas de interés en cada instante. Estas configuraciones son útiles para determinar las propiedades del SSR.

Del análisis ELSE se obtiene, también, la estimación de la capacidad de deformación u_F del sistema estructural. Los criterios que aquí se adoptan son los siguientes: para los sistemas con muros, se considera que la capacidad de deformación global corresponde al desplazamiento que se genera en el mismo instante en que el muro falla en su base, es decir, cuando se alcanza en este el valor de θ_F ; para el sistema sin muros, la capacidad de deformación se determina con el criterio convencional, que aquí se supone, que tal desplazamiento corresponde a una reducción del 20% del valor del cortante máximo alcanzado.

3.4.3 Estimación de las respuestas utilizando sistemas simplificados de referencia

La metodología basada en el empleo de sistemas simples de un grado de libertad busca representar las propiedades globales más significativas de los sistemas detallados. Con ello es posible establecer relaciones entre las respuestas más significativas del modelo detallado con las estimadas mediante los sistemas simples, por medio de factores de transformación inciertos, cuyas propiedades estadísticas se determinan a partir de estudios de calibración para los modelos detallados estudiados (Esteva *et al.*, 2002b).



3.4.3.1 Caracterización del SSR

En este trabajo se emplea un modelo sencillo de un grado de libertad que caracteriza al sistema de referencia (Esteva *et al* 2001). Este sistema se define por su rigidez inicial, k , rigidez posterior a la fluencia, k_2 , masa, m , amortiguamiento, c , cortante y desplazamiento de fluencia, v_y y u_y , respectivamente. Estos parámetros son obtenidos de la curva que relaciona al cortante basal con el desplazamiento de azotea, ambos obtenidos del análisis de empuje lateral del sistema detallado con propiedades medias. El comportamiento histerético del SSR es caracterizado por un modelo bilineal.

En el empleo de los SSR, para estimar respuestas no lineales de sistemas de múltiples grados de libertad, es conveniente establecer las relaciones existentes tanto en sus propiedades estructurales como de respuesta (Esteva, 2000).

3.4.3.2 Factores de transformación de las respuestas

Se tiene claro que para establecer formatos de diseño que puedan ser aplicados por los ingenieros de la práctica se debe cumplir con que tales formatos sean sencillos y modelen explícitamente el comportamiento estructural. Por ello se debe buscar que las metodologías desarrolladas para establecer dichos formatos también sean sencillas. No obstante, se debe tener un equilibrio adecuado entre la simplicidad del método y el grado de aproximación que se obtiene al utilizarlo. Es por ello que al emplear los SSR, para estimar la respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad, se requiere tomar en cuenta la incertidumbre inherente que se presenta.

La incertidumbre, que se cuantifica por medio de factores de transformación de la respuesta, se asocia al error posible que se origina al hacer la simplificación de un sistema de varios grados de libertad a uno de un sólo grado. En este último no se puede representar en forma adecuada la respuesta local de los elementos, y mas aún, no se toman en cuenta los efectos de los modos superiores sobre la respuesta estructural, que en ocasiones son significativos.

Las expresiones y criterios para determinar los factores de transformación asociados son descritos en los párrafos siguientes:

Criterio 1, (Esteva *et al.*, 2002a y b):

$$\rho^* = \frac{\psi}{\psi_o} \quad (3.5)$$

$$\alpha_s = \frac{S_d(Q)}{\bar{S}_d(Q)}, \alpha_s = \frac{\mu_0(Q)}{\mu_0(Q)} \quad (3.6a,b)$$

$$\rho_i^* = \frac{\varepsilon_i}{\alpha_i \psi} \quad (3.7)$$



$$\alpha_i = \frac{\varepsilon_{oi}}{\psi_o} \quad (3.8)$$

En las ecuaciones anteriores, ρ^* es el factor definido como la relación entre la distorsión global, ψ , obtenida del análisis paso a paso del SMGL y la distorsión, ψ_o , obtenida del análisis paso a paso del SSR. α_s se define como el cociente de la respuesta no lineal del SSR entre su correspondiente valor esperado, ambas como función de Q , que a su vez se define como la relación entre la amplitud del desplazamiento correspondiente a la respuesta lineal, S_{dl} , y el desplazamiento de fluencia, u_y , estos últimos obtenidos de análisis del SSR. Alternativamente, si la respuesta no lineal está normalizada respecto a u_y , los parámetros para determinar α_s se transforman en medidas de la demanda de ductilidad, μ_{dl} , del SSR. ρ_i^* se define como la relación entre la respuesta local de interés, ε_i , obtenida del análisis paso a paso del SMGL y la distorsión global del mismo multiplicada por un factor determinístico α_i , que representa la relación entre la respuesta local de interés, ε_{oi} , obtenida a partir del SSR y la distorsión global, ψ_o .

El factor ρ^* mide la incertidumbre de la respuesta global del sistema, α_s toma en cuenta la variación e incertidumbre en la respuesta no lineal del sistema simplificado de referencia y ρ_i^* considera la variación e incertidumbre asociada con la respuesta local del sistema, estimada a partir de las configuraciones de deformación y del empleo del SSR para obtener las mismas.

Lo que interesa conocer de los factores de incertidumbre citados es su valor esperado y su coeficiente de variación. Esteva *et al* (2002a y b) proponen formas sencillas para conocer estos parámetros estadísticos de sistemas estructurados con marcos dúctiles de concreto reforzado.

Criterio 2

En este criterio la Ecuación 3.5 se puede reescribir como la Ecuación 3.9, con ello se logra que la Ecuación 3.7 se transforme en la Ecuación 3.10.

$$\rho = \frac{\psi}{\psi_o} \quad (3.9)$$

$$\rho_i = \frac{\varepsilon_i}{\alpha_i \rho \psi_o} \quad (3.10)$$

De esta forma la respuesta local, en términos de la distorsión de entrepiso, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$\psi_i = \overline{\alpha_s} \overline{\rho} \overline{\rho_i} \overline{\alpha_i} \overline{\psi_o} \quad (3.11)$$

Donde cada una de las variables han sido definidas con anterioridad y la línea sobre ellas denota su valor esperado.



CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

La confiabilidad o su complemento, la probabilidad de falla, de un sistema estructural depende de la definición que nosotros hagamos de la función límite de falla, la que puede estar dada en términos del factor o margen de seguridad. Así mismo, la probabilidad de falla puede tomarse como un indicador de desempeño si esta se asocia a diferentes estados límite del sistema estructural. En el caso más general, los códigos de diseño especifican dos estados límite: el de servicio y el de falla. El primero de ellos se relaciona con el control de los daños, tanto en los elementos estructurales como los no estructurales, mientras que el segundo está relacionado con la seguridad contra colapso del sistema o parte de él. Por otro lado, para fines de establecer criterios de diseño sísmico, es conveniente estimar la probabilidad de falla en términos de la tasa esperada de falla por unidad de tiempo. Sin embargo, para fines prácticos de diseño conviene que tal probabilidad se exprese para una intensidad sísmica correspondiente a un periodo de recurrencia dado. De esta forma, independientemente de los fines que tenga la estimación de la probabilidad de falla, debe existir correspondencia entre un planteamiento y otro.

De lo anterior podemos decir que para establecer criterios de diseño sísmico congruentes con niveles de seguridad explícitos, y que tales criterios puedan utilizarse en la práctica del diseño, primero se debe evaluar la tasa esperada de falla por unidad de tiempo para el sistema que se desee y posteriormente determinar la intensidad sísmica de diseño y los correspondientes criterios de aceptación que conduzcan a tasas de falla aproximadamente iguales a las que se propongan como meta.

Para determinar la probabilidad de falla asociada con el estado límite último, se puede considerar que la capacidad última que tiene la estructura para soportar las deformaciones no lineales está asociada con intensidades sísmicas para periodos de retorno grandes. Por otro lado, la probabilidad de falla se puede establecer, en términos generales, dado que se conocen estimaciones de las funciones de distribución de probabilidades tanto de la capacidad última como de la demanda de deformación máxima del sistema de interés. Pero dichas estimaciones representan cálculos excesivos, más si se trata de la estimación de la capacidad última. Es importante mencionar que la capacidad de deformación depende de la configuración lateral que se presente en el instante de la falla, pero tal configuración no se conoce; así también, la condición de seguridad depende tanto de su deformación máxima como del nivel de daño acumulado. En ese sentido y para evitar la estimación explícita de la capacidad última, en este trabajo se propone utilizar un índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS}) para la estimación de la probabilidad de falla. Este índice está referido al colapso del sistema, y la probabilidad de falla se puede determinar en forma sencilla, si se tienen descritas las correspondientes



funciones de distribución de probabilidades del índice de daño o su logaritmo natural. Podemos mencionar que el criterio tiene la característica de poder evaluar la probabilidad de falla sin tener una descripción explícita de la función de distribución de probabilidades de la capacidad última de deformación del sistema.

La estimación de las funciones de confiabilidad de los sistemas de interés se llevará a cabo utilizando el índice β de Cornell (1969).

4.1 Índice de reducción de rigidez secante (I_{RRS})

Este criterio se basa en adoptar una condición de falla en términos de un índice de daño, I_{RRS} , mismo que considera que la confiabilidad del sistema está referida al colapso del mismo. El valor de I_{RRS} se puede determinar si se aplica la siguiente ecuación:

$$I_{RRS} = \frac{(K_0 - K)}{K_0} \quad (4.1)$$

Aquí, $K=V_b/\psi H$ y se define como el valor de la rigidez secante reducida de un sistema no lineal en el instante en que su distorsión global, ψ , adquiere su máximo valor absoluto durante su respuesta a una excitación sísmica; V_b es el cortante en la base en el mismo instante que ocurre la máxima respuesta y H es la altura total del sistema con respecto a la base. K_0 es el valor que adquiere K cuando la respuesta es lineal y se obtiene de la curva cortante en la base contra desplazamiento en el extremo superior del SMGDL que representa al sistema de interés, sujeto a un sistema de fuerzas laterales obtenido por superposición modal ante un espectro esperado de respuesta proporcional al espectro medio considerado para diseño (pendiente de la tangente inicial de dicha curva).

El criterio anterior se puede aplicar para estimar las funciones de confiabilidad de sistemas estructurales, cuando se cuenta con las respuestas no lineales de esos sistemas obtenidas a partir de sistemas de múltiples grados de libertad, Esteva y Díaz (2006), Rangel (2006), Sánchez (2005) así, como para respuestas obtenidas a partir de sistemas simplificados de referencia (Esteva e Ismael, 2003; Ismael, 2003). En este último planteamiento se determinan relaciones probabilísticas entre los índices de daño de los sistemas de múltiples grados de libertad (sistemas detallados) y las respuestas de los correspondientes sistemas simplificados de referencia.

El objetivo principal es proporcionar información que permita estimar funciones de confiabilidad para diversos miembros de una familia de sistemas estructurales de múltiples grados de libertad, sin tener que realizar análisis de respuesta dinámica para modelos detallados de cada uno de ellos.



4.2 Funciones de confiabilidad utilizando el I_{RRS} para sistemas de múltiples grados de libertad

4.2.1 Criterio 1: estimando la función de densidad de probabilidades de I_{RRS} como función de la intensidad y , o de algún indicador de la intensidad normalizada

Este criterio utiliza a la condición de colapso, en términos de U , como variable aleatoria para describir a las respectivas funciones de probabilidades. De acuerdo con la definición del I_{RRS} , el colapso ocurre cuando la respuesta del sistema se vuelve excesivamente grande, específicamente cuando $K=0$. Ante esta condición se tiene que $I_{RRS}=1$. Por simplicidad se emplea una variable Z , que se define como el logaritmo natural de I_{RRS} ; en este caso la condición de falla corresponde a $Z=0$. También se introduce una variable auxiliar U , para poder tomar en cuenta los casos en que el valor del I_{RRS} es menor o igual a 1.0. De esta forma podemos escribir lo siguiente: $Z=U$ para $Z<0$ y $Z=0$ para $U\geq 0$. En la Figura 4.1a,b, se muestran las funciones de densidad de probabilidades para Z y U , respectivamente. Cabe mencionar que la función de densidad de probabilidad de Z es igual a la de U , para $z<0$.

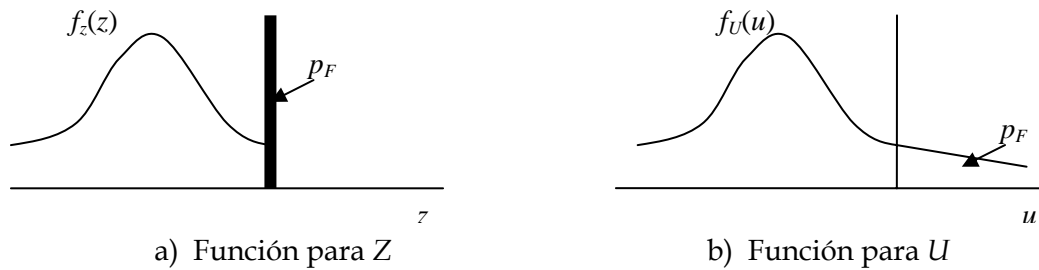


Figura 4. 1 Funciones de densidad de probabilidades de Z y U

Así entonces, $f_U(\cdot)$ y $F_U(\cdot)$ son la función de densidad de probabilidades y la función de distribución acumulada de U , respectivamente. Estas funciones son caracterizadas por un conjunto de parámetros $\{\alpha\}$ que determinan sus propiedades estadísticas básicas, media, desviación estándar, etc.

Si la función de densidad de probabilidad de U se considera como gaussiana con media m_U y desviación estándar σ_U , donde estas tienen formas conocidas y parámetros desconocidos; y además hacemos que $\{\alpha\}$ dependa de una mediada de la intensidad sísmica (por ejemplo, la demanda de ductilidad máxima, μ_0 , obtenida a partir de un SSR). Entonces, las funciones de confiabilidad de los sistemas utilizando el I_{RRS} y SSR se pueden obtener con un criterio similar al presentado por Ismael (2003), en donde se define una función de máxima verosimilitud (Ecuación 4.2), que sirve para determinar el valor de los parámetros $\{\alpha\}$.

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^{n_s} \varphi \left(\frac{z_i - m_U(\mu_{0i}|\alpha)}{\sigma_U(\mu_{0i}|\alpha)} \right) \prod_{j=n_s+1}^n \left[1 - \Phi \left(- \frac{m_u(\mu_{0i}|\alpha)}{\sigma_U(\mu_{0i}|\alpha)} \right) \right] \quad (4.2)$$

En la ecuación anterior, $\varphi(\cdot)$ y $\Phi(\cdot)$ representan respectivamente la función de densidad de probabilidades y la función de distribución de probabilidades normal estándar.



Para poder evaluar la Ecuación 4.2, se debe contar con un conjunto de n pares de valores de μ_{0i} y del correspondiente valor de $Z=z_i$; este último se obtiene por medio de un análisis dinámico paso a paso de la respuesta estructural del SMGDL. Además, se debe tener el arreglo de los pares, tal que para valores de $Z < 0$ (condición de supervivencia del sistema) se tengan los primeros n_s casos y para valores de $Z = 0$ los $n - n_s$ casos restantes.

Una vez que se hayan determinado los parámetros $\{\alpha\}$ mediante el criterio antes referido, la confiabilidad de un sistema que pertenece a la misma familia ante un temblor de intensidad y puede calcularse como:

$$p_F(y) = \Phi(-\beta(y)) \quad (4.3)$$

Es decir, $p_F(y) = \Phi(-m_U(y)/\sigma_U(y))$ en donde $m_U(y)$ y $\sigma_U(y)$ son la media y desviación estándar de U como función de la intensidad, respectivamente. Estos dos primeros momentos estadísticos se obtienen por medio de las propiedades de las probabilidades condicionales (Parzen, 1962); las formas que adquieren estas funciones y sus parámetros (para un edificio de 10 niveles) se pueden ver en Ismael (2003).

4.2.2 Criterio 2: expresando la capacidad del sistema como el valor aleatorio de la intensidad que se requiere para producir la falla

El criterio que se describe a continuación es bastante similar al descrito anteriormente; pero el que ahora se propone es más eficiente para evaluar las funciones de confiabilidad, ya que se toma a la intensidad de falla como variable aleatoria para describir las respectivas funciones de probabilidades. El criterio utiliza el I_{RRS} y para valores de este índice menores que 1.0 se considera una condición de supervivencia del sistema estructural; para valores del $I_{RRS} = 1.0$, se considera la condición de colapso. Ahora bien, se puede definir a la variable $Z_F = \ln Y_F$, donde Y_F es el valor mínimo de la intensidad sísmica que produce la condición de colapso. Si Y_F es una variable aleatoria, se pueden establecer la función de densidad de probabilidades, la función de distribución acumulada y sus momentos estadísticos.

Por otro lado, si para una intensidad dada y se define un margen de seguridad $M_Z = \ln(\psi_c/\psi(y))$, donde ψ_c es capacidad de deformación lateral del sistema y $\psi(y)$ es la demanda de deformación para la intensidad y , en forma similar se puede definir al margen de seguridad como $M_Z = \ln(Y_F/y)$.

De esta manera se puede hacer una definición del índice de seguridad de acuerdo con lo propuesto en Esteva y Díaz (2006); dicha definición es la siguiente:

$$\beta(y) = \frac{(E[Z_F] - \ln y)}{\sigma[Z_F]} \quad (4.4)$$

De esta forma, si se cuenta con una muestra de pares de valores aleatorios de Z y del I_{RRS} , se pueden estimar los momentos estadísticos, media $E[\cdot]$ y desviación estándar $\sigma[\cdot]$, de $Z(u) = \ln(Y)$, en donde Y corresponde al valor de $I_{RRS} = u$.



Si todos los valores que puede adquirir u son menores que 1.0, las funciones y parámetros que describen a los dos primeros momentos estadísticos de Z como función de I_{RRS} , se determinan con un análisis de regresión convencional; por ejemplo, mínimos cuadrados. En este trabajo se proponen las siguientes funciones para la media $E[Z]$ y la varianza $\text{var}[Z]$ de Z , respectivamente:

$$E[Z] = a + b(1 - u) + c(1 - u)^2 \quad (4.5)$$

y

$$\text{var}[Z] = a_1 + b_1(u) \quad (4.6)$$

Donde $b \leq 0$, $c \leq 0$.

Por el contrario, si la muestra estudiada de la variable aleatoria de u , incluye casos en que esta sea igual a 1.0, dichos momentos estadísticos, $E[Z(u) | \alpha_1]$ y $\sigma[Z(u) | \alpha_2]$ y los correspondientes parámetros $\{\alpha_1, \alpha_2\}$ deberán determinarse empleando un criterio de máxima verosimilitud, de acuerdo con la función siguiente (Esteve y Díaz, 2006):

$$L(\alpha_1, \alpha_2) = \prod_{i=1}^m f_Z(z_i | u_i, \alpha_1, \alpha_2) \prod_{j=1}^n \left[F_Z(z_j | u_j, \alpha_1, \alpha_2) \right] \quad (4.7)$$

Donde m es el número de pares de valores (z_i, u_i) para $u_i < 1.0$ y n es el número de pares de valores para $u_i = 1.0$.

El criterio de máxima verosimilitud se utiliza debido a que valores de $u=1.0$ pueden alcanzarse para diferente valores de la intensidad, y para poder aplicar el criterio de ajuste por mínimos cuadrados se requiere trabajar con los valores mínimos de la intensidad que conducen a $u=1$.

4.3 Estimación de funciones de confiabilidad utilizando el concepto de capacidad de deformación y sistemas simplificados de referencia

Este criterio considera que la probabilidad de falla es aquella en la cual la distorsión global del sistema, ψ , excede la capacidad de deformación del sistema, ψ_c . Para calcular esta probabilidad, se necesita estimar la distribución de probabilidades de ψ , para cada valor de intensidad y . De esta forma, se puede definir una variable auxiliar $\rho = \psi / \bar{\psi}_0$, que es el cociente de la distorsión global del sistema detallado entre el valor esperado de la distorsión global del SSR, cuando éste responde a un temblor de intensidad y (Esteve *et al*, 2002a).

A partir de simulaciones de respuesta, que se obtienen del análisis paso a paso del SMGL con propiedades simuladas, se determinan los valores de ψ , y por lo tanto de ρ , para diversos valores de y . De esta forma, si se define una variable $Z_\rho = \ln \rho$, se pueden obtener sus dos primeros momentos estadísticos, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$m_{Z_\rho} = E[\ln \rho], \quad \sigma_{Z_\rho}^2 = \text{var}[\ln \rho] \quad (4.8a,b)$$



Los operadores $E[\cdot]$ y $var[\cdot]$, representan valor esperado y varianza, respectivamente.

Por otro lado, si se supone, por simplicidad, que la capacidad de deformación es determinística, el índice de confiabilidad β (Cornell, 1969), como función de la intensidad, se determina con la Ecuación 4.9. Se reconoce que la hipótesis de considerar a la capacidad de deformación como una variable determinística influye en la estimación del nivel de confiabilidad del sistema; por lo que se justifica el uso del criterio 2 dado en la Sección 4.2.2, el cual no depende de una definición de la capacidad de deformación:

$$\beta(y) = \frac{\bar{Z}(y)}{\sigma_z(y)} \quad (4.9)$$

Donde:

$$\bar{Z}(y) = \ln\left(\frac{\psi_c}{\psi_0(y)}\right) - m_{z\rho}(y) \quad (4.10)$$

y

$$\sigma^2_z(y) = \sigma^2_{z\rho}(y) \quad (4.11)$$

4.4 Incorporación de la incertidumbre epistémica en la estimación de la confiabilidad estructural

Como se ha dicho anteriormente, todas las incertidumbres afectan los niveles de riesgo y confiabilidad implícitos en los criterios de diseño estructural que se apliquen; por ello su análisis debe formar parte del proceso de evaluación de tales criterios.

Las incertidumbres epistémicas se presentan debido a que los modelos que se utilizan para la estimación de las funciones de confiabilidad son aproximaciones de lo que ocurre en la realidad. Así por ejemplo, los modelos que se utilizan para predecir la respuesta sísmica de un sistema estructural complejo parten de modelos del comportamiento de las uniones entre vigas y columnas sujetas a cargas cíclicas que se han derivado de un número limitado de pruebas de laboratorio; esto introduce incertidumbres derivadas tanto de los tamaños reducidos de las muestras de pruebas de laboratorio, como de las diferencias entre los especímenes de prueba y los elementos del sistema real y de los criterios empleados para representar el comportamiento del último a partir del de las secciones críticas de sus miembros. Otro ejemplo claro tiene que ver con los modelos utilizados para describir el peligro sísmico en un sitio dado, pues muchas veces no se cuenta con la información suficiente y se deben hacer "suposiciones" que de alguna forma afectan las estimaciones que se hacen.

Puesto que esta incertidumbre no puede ser completamente eliminada, es necesario cuantificarla, para tomarla en cuenta para la toma de decisiones (Jalayer y Cornell, 2003).

El planteamiento que a continuación se describe sirve para incorporar, en forma sencilla, la incertidumbre epistémica en la estimación de las funciones de confiabilidad obtenidas por cualquiera de los criterios dados en las secciones precedentes.



El criterio considera a la confiabilidad estructural, medida en términos del índice de Cornell (1969), como una estimación hecha a partir de modelos que presentan ciertas limitaciones para reproducir lo que ocurriría en la realidad. Siendo así el índice β , que en forma general se define como en la Ecuación 4.9, se considera como una variable incierta.

En lo que sigue Z representa al margen de seguridad con distribución normal y parámetros estadísticos \bar{Z} y σ_Z , en donde \bar{Z} y σ_Z vienen dadas por las Ecuaciones 4.12 y 4.13, y corresponden a la esperanza del margen de seguridad y a la dispersión del mismo, respectivamente.

$$\bar{Z} = U + \bar{Z}_0 \quad (4.12)$$

$$\sigma_Z = \alpha \sigma_{Z_0} \quad (4.13)$$

En las ecuaciones anteriores \bar{Z}_0 y σ_{Z_0} son la media y dispersión de Z , sin considerar la incertidumbre epistémica, respectivamente; U es una variable incierta que representa la incertidumbre epistémica, esta variable se supone que tiene media nula y dispersión σ_U ; α es un factor que mide la relación que guarda la dispersión de Z considerando la incertidumbre epistémica con respecto a la dispersión de la misma sin considerarla, su valor se puede establecer si se cuenta con información suficiente sobre las dispersiones de Z . Un valor de α igual a la unidad indica que la dispersión de Z sin considerar la incertidumbre epistémica es la misma que al considerarla (aunque su media, que es incierta, pueda diferir de la de Z_0).

De lo anterior es evidente que $E[\bar{Z}] = \bar{Z}_0$ y que el valor del índice de confiabilidad sin considerar a la incertidumbre epistémica (β_0), se puede obtener utilizando la Ecuación 4.14 .

$$\beta_0 = \frac{\bar{Z}_0}{\sigma_{Z_0}} \quad (4.14)$$

Por otro lado, si β es incierta, se puede suponer que tiene una distribución normal con media y desviación estándar dadas por las Ecuaciones 4.15 y 4.16, respectivamente.

$$\bar{\beta} = \frac{\beta_0}{\alpha} \quad (4.15)$$

$$\sigma_{\beta} = \frac{\sigma_U}{\alpha \sigma_{Z_0}} \quad (4.16)$$

Además, se puede trazar la función de distribución de β , como se muestra en la Figura 4.2, en donde β_p es el valor de β que corresponde a una probabilidad p de no ser alcanzado. Tomando en cuenta las propiedades de la distribución normal de β , se puede determinar un valor r (intervalo de confianza) tal que se cumpla la igualdad dada por la Ecuación 4.17.



El valor de r se puede determinar a partir de la suposición de que el índice de confiabilidad tiene una distribución normal $(\bar{\beta}, \sigma_{\beta})$; y que por tanto $X = \beta - \bar{\beta} / \sigma_{\beta}$ tiene función de distribución normal estándar $\Phi(0,1)$. De esta forma $p = \Phi[-r]$.

Es importante mencionar que el criterio presentado aquí toma en cuenta a la incertidumbre epistémica en una sola etapa, por lo que a diferencia de otros criterios, por ejemplo el de Jalayer y Cornell (2003), no se considera en forma explícita la contribución de dicha incertidumbre en la estimación de la capacidad y demanda sísmicas.

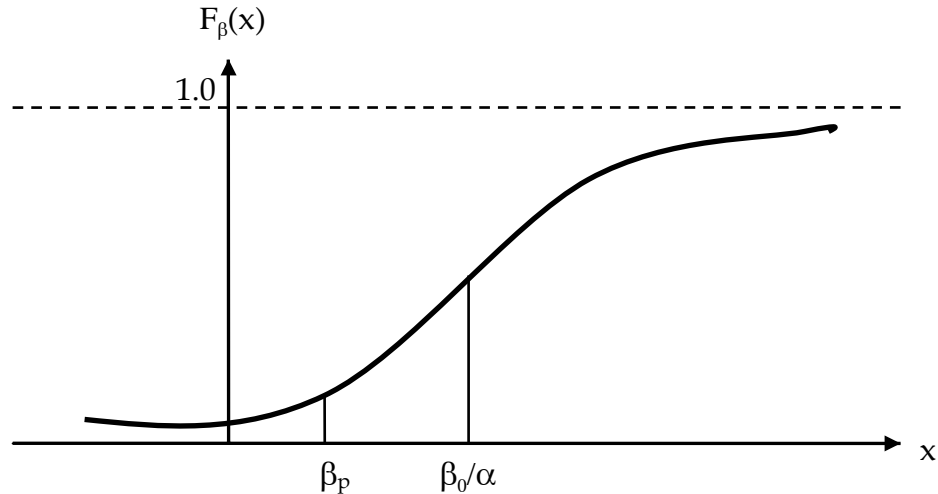


Figura 4.2 Función de distribución acumulada de β

$$\beta_p = \frac{\beta_0}{\alpha} - r \frac{\sigma_u}{\alpha \sigma_{z_0}} \quad (4.17)$$

De donde,

$$\beta_0 = \alpha \beta_p + r \frac{\sigma_u}{\sigma_{z_0}} \quad (4.18)$$

Para aplicaciones prácticas, lo anterior significa que sí se especifica un valor β_p tal que corresponda a un valor pequeño de no ser alcanzado, entonces se tiene que lograr que β_0 sea igual o mayor que el valor calculado por la Ecuación 4.18.

4.5 Estimación de la tasa de falla considerando la incertidumbre epistémica en el índice β obtenido con el criterio 2

La tasa de falla se puede determinar en forma general utilizando la Ecuación 4.19. Donde $v_Y(y)$ es la función que describe la tasa de excedencia de intensidades y $p_F(y)$ es la función de probabilidad de falla (Ecuación 4.3), ambas en términos de la intensidad sísmica y .



$$v_F = \int \left| -\frac{v_Y(y)}{dy} \right| p_F(y) dy \quad (4.19)$$

Para incorporar la incertidumbre epistémica en la estimación de la tasa de falla se puede sustituir los valores obtenidos de la Ecuación 4.17 en la Ecuación 4.3, la cual se puede reescribir como:

$$p_F(y) = \Phi(-\beta_p(y)) \quad (4.20)$$

Para un intervalo de confianza dado se puede estimar ahora la tasa de falla correspondiente si se sustituyen los valores de la Ecuación 4.20 en la Ecuación 4.19. Para diferentes intervalos de confianza conviene expresar a la Ecuación 4.19 de la siguiente manera:

$$v_F = \int \left| -\frac{v_Y(y)}{dy} \right| \cdot \Phi \left[-\left(\frac{\beta_0(y)}{\alpha} - r \frac{\sigma_u}{\alpha \sigma_{z_0}(y)} \right) \right] dy \quad (4.21)$$



CAPÍTULO 5

BASES PARA EL ESTABLECIMIENTO DE CRITERIOS PRÁCTICOS PARA DISEÑO SISMICO BASADOS EN METAS ESTABLECIDAS DE CONFIABILIDAD

En este capítulo se plantea una forma posible de establecer criterios para diseño sísmico de edificios, que sean aplicables con los métodos y herramientas de la práctica convencional, y que conduzcan niveles pre-establecidos de confiabilidad ante excitaciones sísmicas con intensidad especificada y con características detalladas inciertas. Lo anterior se ha identificado como uno de los problemas a resolver en el ámbito de la ingeniería sísmica. En esta línea existen algunas propuestas encaminadas a contar con criterios de diseño sísmico para niveles establecidos de confiabilidad; por ejemplo, el criterio dado por Jalayer y Cornell (2003), en el cuál se hace un planteamiento que permite establecer bases para diseño sísmico basado en un contexto probabilista. El esquema se basa en lograr un objetivo de diseño expresado como la tasa anual esperada de excedencia de un nivel de desempeño especificado. Los niveles de desempeño están caracterizados por la demanda y la capacidad descritas por el desplazamiento dinámico no lineal del sistema. En esta descripción se consideran las incertidumbres del tipo aleatorio y epistémico. El esquema también permite establecer formatos basados en niveles de confianza asociados a los valores estimados de los niveles de confiabilidad obtenidos de acuerdo con los modelos y parámetros probabilísticos supuestos. Aunque el criterio tiene un formato que puede ser empleado en condiciones prácticas de diseño, hace falta la asignación de valores para algunos parámetros estadísticos que emplea. Para ello será necesario obtener funciones que ligen los valores de tales parámetros con los que representan indicadores de diversas propiedades mecánicas de los sistemas en estudio.

En lo que sigue se proponen criterios para lidiar con el problema planteado en el párrafo anterior, considerando que tales criterios deban ser aplicados en condiciones prácticas y puedan ser una alternativa a los propuestos por Jalayer y Cornell (2003).

5.1 Modelos paramétricos de confiabilidad para establecer criterios prácticos para diseño sísmico con metas especificadas de confiabilidad

En la presente propuesta se trata de evitar la necesidad de realizar, para el diseño de un edificio específico, conjuntos de análisis paso a paso de respuesta dinámica no lineal. Los criterios de diseño que se propongan se basarán en análisis dinámicos de tipo lineal modal,



asociados a espectros de respuesta correspondientes a periodos de recurrencia uniformes, o en su caso, se podrá optar por análisis de empuje lateral pseudo-estático (pushover) para algunos casos que lo ameriten; pero al valuar los vectores de cargas laterales que se empleen para estimar las fuerzas de diseño para los diversos elementos estructurales se emplearán factores y funciones de corrección, que modifiquen la fuerza cortante en la base y la configuración de cargas y distorsiones laterales obtenidas a partir de los criterios convencionales de análisis lineal, de manera de lograr los niveles de confiabilidad que se establezcan como metas del diseño.

Es claro que para establecer criterios como los mencionados, aplicables a sistemas específicos pertenecientes a una familia dada de sistemas, debe contarse con información sobre las relaciones cuantitativas entre los indicadores de confiabilidad sísmica que corresponden a diversos miembros de la familia de sistemas considerada y los parámetros que definen los modelos empleados para representar las acciones sísmicas para fines de la práctica del diseño. Tales indicadores de confiabilidad sísmica tienen que establecerse a partir de estudios sobre modelos refinados capaces de representar el comportamiento no lineal de las construcciones y la influencia del daño acumulado, así como tomar en cuenta las incertidumbres asociadas a las propiedades de los sistemas estructurales en estudio: las cargas gravitacionales actuando sobre ellos, las propiedades de rigidez y resistencia de sus miembros estructurales, y los procesos de degradación de dichas propiedades que son generados por los procesos de cargas cíclicas. Para estos fines, una familia de sistemas estructurales puede estar definida en términos de características tales como el tipo de arreglo estructural y el material de construcción; también puede ser significativa la forma espectral de los movimientos sísmicos a los que cualquiera de esos sistemas puede estar expuesto (contenido de frecuencias, ancho de banda). En los capítulos anteriores se presentaron en detalle los criterios para poder contar con la información a que hace referencia este párrafo.

Para fines de aplicaciones prácticas, suele ser conveniente expresar la confiabilidad sísmica de un sistema como función de un indicador de la intensidad normalizada con respecto a la capacidad del sistema. Entre tales indicadores se encuentra, por ejemplo, η , que ha sido definido en la Sección 2.4.1.

Para un mismo valor de la intensidad normalizada, el indicador de confiabilidad (tal como p_F o β) de un sistema puede depender de algunos parámetros que describen algunas características de la distribución espacial de masas y propiedades mecánicas del sistema. Entre estos parámetros pueden citarse, por ejemplo, la relación de esbeltez del sistema, la excentricidad torsional en dos direcciones ortogonales, las relaciones entre rigideces y entre resistencias de vigas y columnas, la participación de muros de cortante en la rigidez y en la resistencia laterales del conjunto, en el caso de sistemas duales marco-muro. También puede ser significativa la forma de variación de las masas, de las rigideces y de las resistencias de entrepiso a lo alto del edificio, así como las de los factores de seguridad para dichos entrepisos; cada uno de estos últimos se obtiene como el cociente de la fuerza cortante que es capaz de resistir el entrepiso entre la fuerza cortante actuante, determinada de acuerdo con un análisis dinámico modal. Otro parámetro que puede ser importante es la relación entre el periodo natural fundamental del sistema y el periodo dominante del movimiento del terreno.



Por otro lado, supongamos que se cuenta con una muestra de valores de índices de confiabilidad sísmica para un conjunto de sistemas estructurales que pueden considerarse miembros de una familia, definida de acuerdo con lo expuesto en los párrafos anteriores. La muestra de índices de confiabilidad incluirá en general temblores de distintas intensidades, o intensidades normalizadas en términos de algún indicador del tipo de los propuestos en los párrafos anteriores. Sea $\mathbf{\alpha}_i = [\alpha_{0i}, \alpha_{1i}, \alpha_{2i}, \dots, \alpha_{ni}]^T$ el vector de parámetros que describe las características del i -ésimo sistema incluido en la muestra. En particular, α_{0i} se tomará igual al periodo fundamental de vibración del sistema que interesa, o el cociente de dicho periodo entre el periodo dominante del movimiento del terreno.

La influencia de α_{0i} sobre la función de confiabilidad $\beta(\eta)$, en donde η es un indicador adecuado de la intensidad normalizada, puede estimarse con el auxilio del sistema simplificado de referencia (SSR) que se determina mediante un análisis de empuje lateral pseudo-estático. Para ello, se sometería dicho sistema a un conjunto de historias del movimiento del terreno con las características espectrales que corresponden a los eventos sísmicos esperados en el sitio de interés. Designando por $\beta_0(\eta, \alpha_0)$ a la función de confiabilidad que se estimaría para el SSR de un sistema de la familia, que se tomaría como base de referencia, la función $\beta_i(\eta, \mathbf{\alpha}_i)$ para el i -ésimo miembro de la familia se estimaría mediante una expresión como la siguiente:

$$\beta_i(\eta, \mathbf{\alpha}_i) = \beta_0(\eta, \alpha_0) \cdot g(\alpha_{1i}, \alpha_{2i}, \dots, \alpha_{ni}) \quad (5.1)$$

La forma de la función $g(\alpha_{1i}, \alpha_{2i}, \dots, \alpha_{ni})$ se determinaría tomando en cuenta la información contenida en la muestra disponible de valores de $\beta_i(\eta, \mathbf{\alpha}_i)$. Los valores de los componentes del vector $\mathbf{\alpha}_i$ se obtendrían mediante regresión estadística; del ajuste resultarían también las medidas de incertidumbre epistémica que afectarían a los valores de $\beta(\eta)$ que se estimaran para un sistema diferente de los contenidos en la muestra.

El planteamiento descrito en los párrafos anteriores corresponde al marco de referencia general que sirve para desarrollar un criterio particular que se discutirá en la Sección 5.3

5.2 Información preliminar para el establecimiento de criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad

La información mínima requerida para poder establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad y para familias de estructuras similares a las consideradas en este trabajo se enlista a continuación:

1. Funciones de confiabilidad que describen el valor del índice de confiabilidad de Cornell, en términos de diferentes medidas de intensidad. Tales funciones se obtendrían mediante los criterios descritos en las Secciones 4.2.2 y 4.4.
2. Funciones de confiabilidad que describen el valor del índice de confiabilidad de Cornell, en términos de η , obtenidas mediante los criterios descritos en las Secciones 4.2.2 y 4.4.



3. Funciones de confiabilidad, en términos de η , considerando el efecto de la interacción suelo-estructura mediante el criterio dado en la Sección 4.2.2.
4. Funciones de confiabilidad, en términos de η , considerando el efecto de la incertidumbre epistémica y mediante el criterio de la Sección 4.2.2.
5. Curvas de peligro sísmico estimadas de acuerdo con los criterios dados en la Sección 2.5.
6. Tasas esperadas de falla considerando la incertidumbre epistémica, según la Sección 4.5.
7. Valores de la tasa de falla v_F en términos del valor del coeficiente de diseño sísmico, c .
8. Valores del índice β implícitos en las normas de diseño sísmico vigentes.
9. Valores de la relación $r_T=T/T_D$, donde T es el periodo fundamental de la estructura y T_D el periodo dominante del espectro de respuesta lineal.
10. Parámetros que definen la contribución de muros y marcos a las propiedades mecánicas globales del conjunto. Aquí se adopta la proporción de la fuerza cortante tomada por el muro con respecto a la fuerza cortante total, es decir, $r_V=V_{bm}/V_{bT}$.
11. Valores del factor de sobre-resistencia definido como $F_{SR}=c/c^*$, c es el valor del coeficiente de diseño obtenido para el sistema con propiedades esperadas y c^* es el correspondiente a las propiedades nominales.

5.3 Capacidad de deformación equivalente para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad

Para llevar a cabo un análisis eficiente de confiabilidad, la capacidad de deformación determinada a partir de un análisis de empuje lateral presenta algunas limitaciones, entre las que se encuentran la imposibilidad de tomar en cuenta, para cada caso particular, las capacidades de absorción de energía que poseen los sistemas no lineales degradantes para deformaciones laterales mayores que el valor nominal de la capacidad de deformación determinada como se menciona arriba. Sin embargo, el concepto puede usarse como alternativa para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad.

Gracias a que la capacidad de deformación de un sistema es una de las variables genéricas que interviene en la determinación de los niveles de confiabilidad de un sistema estructural dado, se puede desarrollar el siguiente planteamiento haciendo uso de un nuevo concepto que en este trabajo se denominará capacidad de deformación equivalente, CDE.

5.3.1 Modelo probabilista de la CDE

Dadas las funciones de confiabilidad, como las obtenidas del punto 1 de la Sección 5.2, se puede establecer la forma funcional que las describe, la cual es la siguiente:

$$\beta(\eta_0) = a - b \ln(\eta_0) \quad (5.2)$$

Donde η_0 es una medida de la intensidad sísmica normalizada definida en forma similar a η , la cual si se requiere, puede estar relacionada con el nivel de la respuesta no lineal del sistema SSR; a y b son parámetros obtenidos por un ajuste de mínimos cuadrados.



Por otro lado, si se toma en cuenta la definición de β , se puede escribir lo siguiente:

$$a - b \ln \eta_0 = \frac{\ln \hat{\eta}_{0F} - \ln \eta_0}{\sigma(\ln \eta_{0F})} \quad (5.3)$$

En la ecuación anterior, η_{0F} es una cantidad que está relacionada con la capacidad de deformación (aleatoria) equivalente del sistema, u_{FE} (ver Sección 5.3.2); $\hat{\eta}_{0F}$ es la mediana de su función de densidad de probabilidades; finalmente, $\sigma(\ln \eta_{0F})$ es la dispersión de su logaritmo. De esta forma los parámetros a y b son:

$$a = \frac{\ln \hat{\eta}_{0F}}{\sigma(\ln \eta_{0F})}, \quad b = \frac{1}{\sigma(\ln \eta_{0F})} \quad (5.4a,b)$$

De la Ecuación 5.2 podemos determinar dos parejas de valores (β_1, η_{01}) y (β_2, η_{02}) . Si se escogen estas parejas de tal manera que $\beta_1=0$, entonces los valores de a y b pueden escribirse como:

$$a = b \ln \eta_{01}, \quad b = \frac{\beta_2}{\ln \eta_{01} - \ln \eta_{02}} \quad (5.5a,b)$$

Los valores para los parámetros de la distribución de probabilidades de η_{0F} se pueden obtener combinando las Ecuaciones 5.4 y 5.5:

$$\ln \hat{\eta}_{0F} = \ln \eta_{01} \quad (5.6)$$

$$\sigma(\ln \eta_{0F}) = \frac{\ln \eta_{01} - \ln \eta_{02}}{\beta_2} \quad (5.7)$$

Para una familia de estructuras dada los valores de estos parámetros pueden ser calculados. En la Tabla 5.1 se muestran los valores calculados para los casos de interés. Una vez que se cuenta con estos valores, la determinación del índice de confiabilidad $\beta(y)$ para una intensidad igual a y es inmediata si se aplica la definición del margen de seguridad, $Z = \ln \eta_{0F} - \ln \eta_0(y)$.

El índice $\beta(y)$, en términos de la intensidad y se determina con la Ecuación 5.8:

$$\beta(y) = \frac{\ln \hat{\eta}_{0F} - \ln \eta_0(y)}{\sigma(\ln \eta_{0F})} \quad (5.8)$$



Tabla 5.1. Valores de los parámetros estadísticos de la CDE obtenidos para la familia de estructuras analizada con el criterio del I_{RRS}

CASO	a	b	β_1	β_2	$\ln(\eta_{01})$	η_{01}	$\ln(\eta_{02})$	η_{02}	$\ln \hat{\eta}_{0F}$	$\sigma(\ln \hat{\eta}_{0F})$
12NSM	0.874	-4.038	0.000	5.000	0.217	1.242	-1.022	0.360	0.217	0.248
12NB	-1.174	-7.458	0.000	5.000	-0.157	0.854	-0.828	0.437	-0.157	0.134
12NC	-1.536	-5.189	0.000	5.000	-0.296	0.744	-1.260	0.284	-0.296	0.193
12ND	-4.434	-7.184	0.000	5.000	-0.617	0.539	-1.313	0.269	-0.617	0.139

5.3.2 Cálculo del valor de la capacidad de deformación equivalente (u_{FE}) para una intensidad, periodo estructural y nivel de confiabilidad dados

Se observa que los parámetros estadísticos que describen a la Ecuación 5.8, se relacionan con la medida de intensidad normalizada y pueden ser función de la capacidad de deformación equivalente. En lo que sigue se presenta un criterio para poder establecer el valor de la CDE, dados el periodo fundamental de la estructura, el nivel de intensidad para un periodo de retorno especificado y el nivel deseado de confiabilidad.

El criterio propuesto aquí reconoce la necesidad de contar con funciones que relacionen al valor de la capacidad de deformación equivalente con el parámetro r_V , para lo anterior se procedió a llevar a cabo el ajuste de los valores de los parámetros estadísticos de la Ecuación 5.8 en términos de r_V . Para el ajuste se aplicó el criterio de mínimos cuadrados y se supusieron, por simplicidad, funciones lineales para ambos casos, las cuales se presentan en las Figuras 5.1 y 5.2 y tienen las formas siguientes:

$$\ln \hat{\eta}_{0F}(r_V) = c_1 + c_2 r_V \tag{5.9}$$

$$\sigma[\ln \eta_{0F}(r_V)] = d_1 + d_2 r_V \tag{5.10}$$

En las ecuaciones anteriores, $\sigma[\ln \eta_{0F}(r_V)]$ es la dispersión del logaritmo natural de η_{0F} en términos de r_V ; c_1 , c_2 , d_1 y d_2 son parámetros de ajuste. Los valores de los parámetros fueron $c_1=0.2542$, $c_2=-1.416$, $d_1=0.2466$ y $d_2=-0.2063$

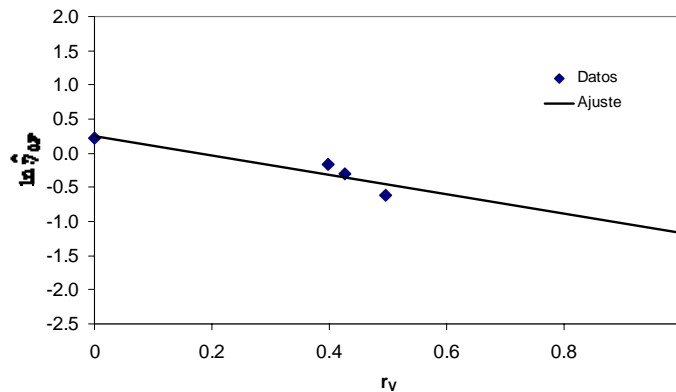


Figura 5.1 Valores de la mediana del logaritmo natural de η_{0F} en términos de r_V

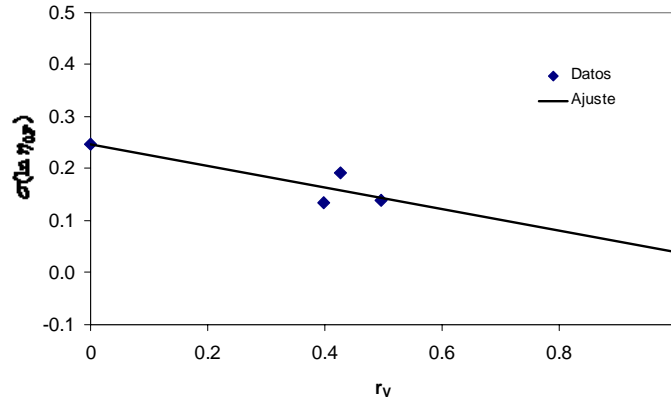


Figura 5.2 Valores de la dispersión del logaritmo natural de η_{0F} en términos de r_v

De la figura anterior se puede observar que conforme aumenta el valor de r_v , la dispersión del logaritmo natural de η_{0F} , en general, disminuye. Esto puede deberse al hecho de al aumentar el valor de r_v la capacidad de deformación del sistema recae en la capacidad de los muros, es decir, el modo de falla del sistema se asocia a la falla del muro.

Tomando en cuenta las Ecuaciones 5.8, 5.9 y 5.10 así como la definición de $\eta_0(y) = S_{dl}(T) / u_F$, se puede escribir la siguiente expresión que permite determinar el valor de la capacidad de deformación equivalente:

$$u_{FE} = \exp\{\beta \cdot \sigma(\ln \eta_{0F}) - [\ln \hat{\eta}_{0F} - \ln(S_{dl}(T))]\} \quad (5.11)$$

La Ecuación 5.11 puede utilizarse para determinar el valor de la intensidad sísmica normalizada para el valor dado del nivel de confiabilidad, η_β de tal manera que se pueda escribir:

$$\eta_\beta = \frac{S_{dl}(T)}{u_{FE}} \quad (5.12)$$

5.4 Determinación del nivel de resistencia para u_{FE} y η_β dados

Como ya se ha mencionado en secciones anteriores, los criterios óptimos para diseño sísmico que se propongan deberán cumplir con un cierto nivel de equilibrio entre la precisión para alcanzar metas de diseño y la simplicidad de los procesos de la práctica. Por ello se reconoce que para el establecimiento de tales criterios conviene medir el nivel de confiabilidad en el marco del ciclo de vida del sistema (por ejemplo, a través de la tasa esperada de falla por unidad de tiempo). Sin embargo, para fines de diseño en la práctica puede convenir establecer la meta de confiabilidad con referencia a un movimiento sísmico con intensidad correspondiente a un periodo de recurrencia especificado. Por otro lado, en el proceso de diseño se debe cumplir con el requisito de cumplir con los niveles de resistencia necesarios que permitan lograr el nivel de confiabilidad especificado.



De la misma forma conviene poner a disposición de los diseñadores varios algoritmos, asociados a diversos niveles de refinamiento y complejidad. En general, las incertidumbres del tipo epistémico decrecerán al incrementar el refinamiento de los modelos y métodos, lo que en general conducirá a diseños más eficientes, a costa de mayores esfuerzos en esta etapa. En el caso más refinado, las distribuciones probabilísticas de las respuestas sísmicas y los correspondientes análisis de confiabilidad pueden basarse en estudios paso a paso de la respuesta dinámica para estructuras con propiedades mecánicas obtenidas por medio de simulación de Monte Carlo y para una muestra de movimientos del terreno con la intensidad especificada pero con historias detalladas diferentes. Descendiendo en nivel de refinamiento, podría realizarse un análisis basado en sistemas no lineales simplificados de referencia con factores correctivos adecuados, dichos sistemas se pueden obtener haciendo uso de análisis de empuje lateral pseudo-estático (pushover). En el nivel inferior se encontrarían los diseños basados en los criterios convencionales de análisis modales lineales para espectros con ordenadas reducidas de acuerdo con los niveles de ductilidad aceptables.

De acuerdo con lo anterior, en lo que sigue se procederá a establecer una forma de estimar el nivel de resistencia requerida para una estructura que pertenece a una familia dada. Se consideran los dos últimos niveles de refinamiento mencionados en el párrafo anterior.

5.4.1 Estimación del nivel de resistencia requerida considerando sistemas simplificados de referencia, SSR

Sea la capacidad dúctil del sistema definida aquí como $\mu = u_F / u_y$, donde u_F es la capacidad de deformación del sistema y u_y es la deformación de fluencia del mismo; también se tiene la demanda de ductilidad descrita como $\mu_0 = S_d / u_y$, la cual puede ser determinada a partir de un sistema simplificado de referencia; S_d corresponde a la respuesta no lineal del SSR. En el caso en que $S_{dl}(T) = S_d$, μ_0 también puede corresponder a una medida de la intensidad sísmica normalizada en términos de desplazamientos; de la misma forma podemos definir el factor r_μ que representa el cociente entre la capacidad y la demanda de ductilidad. De aquí, es evidente que r_μ es el inverso de la medida de intensidad normalizada $\eta_0 = S_{dl}(T) / u_F$ (definida en secciones anteriores).

5.4.1.1 Factor de sobre-resistencia F_{SR}

Por otro lado y como se sabe, en los sistemas reales que se construyen las propiedades mecánicas esperadas difieren de las nominales, por lo que para esto se reconoce un cierto nivel de sobre-resistencia que aquí lo expresaremos como $F_{SR} = c / c^*$, donde c es el coeficiente de diseño sísmico asociado con las propiedades medias y c^* es el asociado con las nominales. Hay que recordar que el coeficiente de diseño sísmico también se puede escribir como $c^* = V_{by} / W$, donde W es el peso total del edificio. Cabe mencionar que para estructuras de concreto reforzado existen otras fuentes de sobre-resistencia, entre las que se encuentran: el hecho de que algunas secciones críticas tienen capacidades mayores que las que se requiere por el análisis de carga gravitacional y el sismo actuando en una dirección especificada; otra se debe a que, en general, la resistencia del concreto aumenta debido al confinamiento de la sección; también se puede considerar como fuente de sobre-resistencia al hecho de que para grandes deformaciones, la resistencia del acero aumenta debido a que se encuentra en la zona de endurecimiento por deformación.



5.4.1.2 Rigidez en el intervalo lineal del sistema K_0

El valor de la rigidez en el intervalo lineal se puede obtener del análisis de empuje lateral del sistema con propiedades esperadas y corresponde a la pendiente de la rama inicial de la curva que relaciona a la fuerza cortante en la base con el desplazamiento en la azotea. De esta forma $K_0 = V_{by} / u_y$, donde V_{by} es el valor de la fuerza cortante total en la base de la estructura.

Considerando las definiciones descritas en las secciones precedentes, y llevando a cabo algunas operaciones algebraicas sencillas, se llega a la siguiente ecuación:

$$c = \frac{K_0 u_{FE}}{g M \mu} \quad (5.13)$$

En la ecuación anterior u_{FE} corresponde al valor estimado con la Ecuación 5.11, c es el coeficiente de diseño sísmico (asociado con las propiedades medias) requerido para lograr el nivel de confiabilidad especificado, M corresponde a la masa del sistema, g es la constante de gravedad. Si se impone la condición de que el SSR y el sistema de múltiples grados de libertad deben mantener el mismo periodo de vibrar, la Ecuación 5.13 debe sustituirse por la siguiente:

$$c = \frac{4\pi^2 u_{FE}}{g T^2 \mu} \quad (5.14)$$

5.4.2 Estimación del nivel de resistencia considerando los criterios convencionales de análisis modales lineales

Se puede observar que la Ecuación 5.14 puede tener diferentes formatos, según sea conveniente; por ejemplo, si el análisis se lleva a cabo considerando los criterios convencionales de análisis modal y en forma explícita el factor de sobre-resistencia, la Ecuación 5.14 se puede escribir como:

$$c^* = \frac{4\pi^2 u_{FE}}{g F_{SR} T^2 Q'} \quad (5.15)$$

En la ecuación anterior T corresponde al periodo fundamental de vibrar obtenido del análisis modal, F_{SR} es el factor de sobre-resistencia y Q' es el factor de reducción de las fuerzas laterales según las NTC-Sismo (2004).



CAPÍTULO 6

APLICACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan y analizan los resultados que emanan de la aplicación de los criterios descritos en los capítulos anteriores.

6.1 Descripción de los sistemas estructurales

En la Figura 6.1 se muestran las plantas de los edificios analizados. El caso descrito como 12NSM corresponde a un edificio de doce niveles sin muros estructurales, los casos 12NB, 12NC y 12ND corresponden a edificios de doce niveles con muros estructurales con longitudes de 4, 3 y 6m, respectivamente.

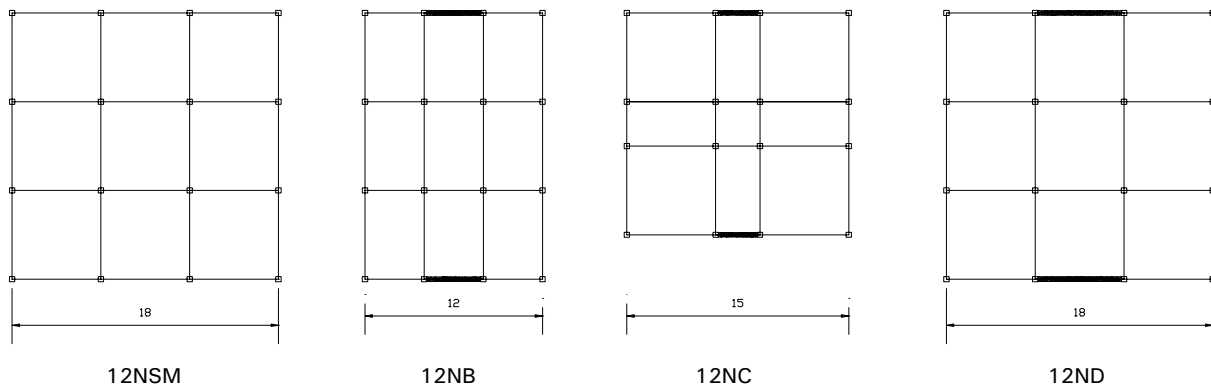


Figura 6.1 Esquemas de las plantas de edificios analizados

Los edificios que se analizaron corresponden a una familia cuya altura es la misma pero la relación de esbeltez es variable. Para el diseño preliminar se utilizó el programa de cómputo ECOgcW (Corona, 2006), el cual incluye los criterios para diseño del RCDF (2004), las NTC-Concreto (2004) y NTC-Sismo (2004).

Los resultados obtenidos se obtuvieron considerando la influencia de la interacción suelo-estructura tanto en la etapa del diseño preliminar, como en la etapa del análisis de la respuesta no lineal. Los efectos de torsión no fueron considerados. El sitio de desplante de los edificios se consideró dentro de la Zona IIIb, de acuerdo con la clasificación que se hace en el reglamento. El uso de los edificios fue considerado para oficinas. Para todos los casos se cumplió con los criterios de rigidez y resistencia establecidos por el reglamento.



En la Tabla 6.1 se presentan los parámetros que describen a los sistemas estructurales analizados; los valores ahí reportados corresponden a las propiedades nominales que se emplean y resultan del análisis preliminar. En la Tabla 6.2 se presentan los valores esperados de algunos de los parámetros reportados en la Tabla 6.1, algunos de ellos son obtenidos del ajuste realizado a la curva resultante del análisis ELSE. Los parámetros que describen algunas características de la distribución de las propiedades estructurales se presentan en la Tabla 6.3.

Tabla 6.1 Parámetros que describen a las estructuras estudiadas (valores nominales)

CASO	12NSM	12NB	12NC	12ND
H(cm)	3700.00	3700.00	3700.00	3700.00
B(cm)	1800.00	1200.00	1500.00	1800.00
L _m (cm)	0.00	400.00	300.00	600.00
H/B	2.06	3.08	2.47	2.06
T* sin ISE (seg)	1.46	0.87	0.92	0.88
T* con ISE (seg)	1.58	1.14	1.12	1.07
W* _T (ton)	3441.40	2626.30	2878.20	3422.93
c*	0.11	0.20	0.18	0.18
V* _{bT} (ton)	395.09	525.83	521.31	622.23
V* _{bm}	0.00	209.73	222.08	308.88
M _{vT} (ton*m)	9858.62	13117.54	12869.51	15658.23
M _{vm} (ton*m)	0.00	2159.00	2144.58	1921.79
T _s (seg)	2.09	2.09	2.09	2.09
Q	4.00	3.00	3.00	3.00

Tabla 6.2 Parámetros que describen a las estructuras estudiadas (valores esperados)

CASO	12NSM	12NB	12NC	12ND
T _e (seg)	1.54	0.93	0.89	0.99
V _b (ton)	182.67	467.00	502.00	740.00
W _T (ton)	1047.05	1190.44	1433.93	1708.90
c	0.17	0.39	0.35	0.43

Tabla 6.3 Parámetros que describen algunas características de la distribución de las propiedades estructurales

CASO	12NSM	12NB	12NC	12ND
r _v	0.00	0.40	0.43	0.50
F _{SR}	1.52	1.96	1.93	2.38
r _{Mv}	0.00	0.16	0.17	0.12
r _T	0.74	0.45	0.43	0.47

6.2 Análisis de la respuesta no lineal

Para llevar a cabo el análisis no lineal de las respuestas se generó una muestra de cincuenta acelerogramas simulados (Figura 2.1). Para tal efecto se consideró el criterio de simulación híbrido dado en el Apéndice 1. El efecto de la ISE se consideró según lo descrito en la Sección



3.3. En la Figura 6.2 se muestran algunos ejemplos representativos de los análisis paso a paso de los sistemas estudiados.

Si se normalizan los valores tanto de la fuerza cortante como del desplazamiento en la azotea con respecto al peso y altura totales, respectivamente, se obtienen curvas como las que se presentan en la Figura 6.3.

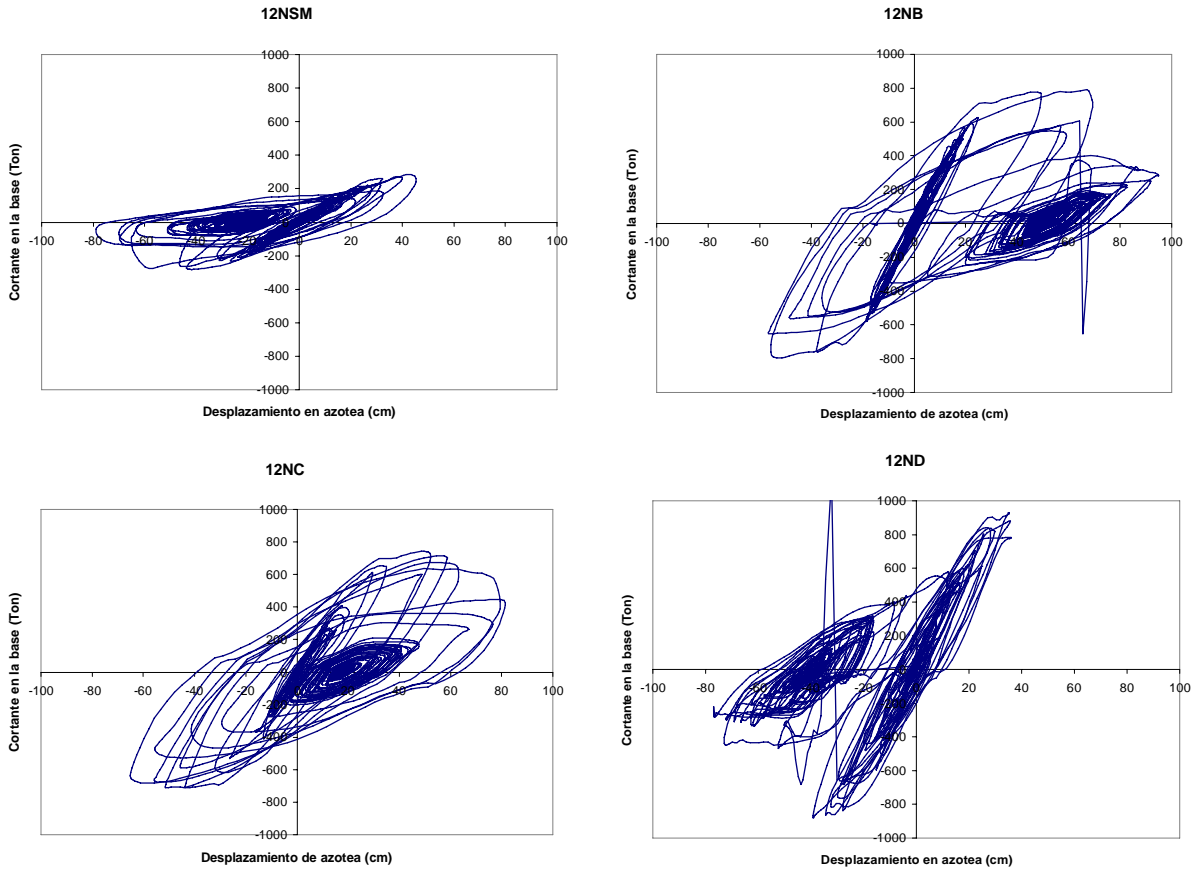


Figura 6.2 Ejemplos representativos de los análisis no lineales paso a paso de los casos estudiados

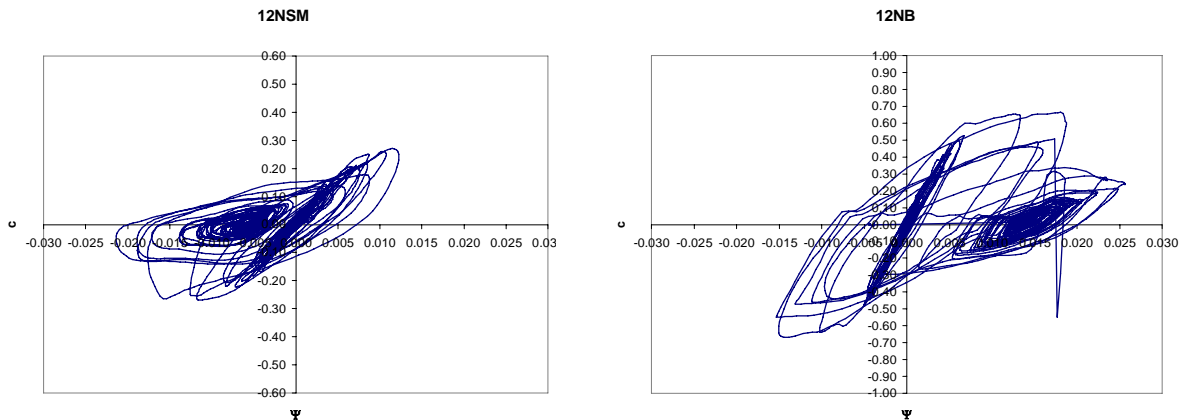


Figura 6.3 Ejemplos representativos de los análisis no lineales paso a paso de los casos estudiados (valores normalizados)

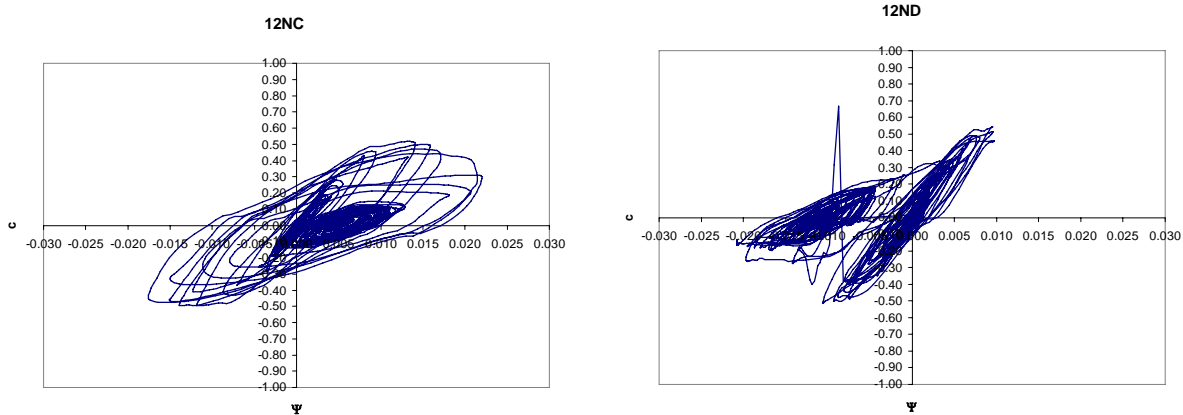


Figura 6.3 (Continuación)

En las figuras anteriores se puede observar que el sistema que no incluye muros presenta un comportamiento más estable, es decir, la degradación de sus propiedades es gradual, un comportamiento similar se presenta en el caso 12NC; los casos 12NB y 12ND presentan un comportamiento diferente a los anteriores, pues la degradación de sus propiedades no es gradual, o al menos se presenta en “dos fases”, esto es más evidente en el caso 12ND donde se puede apreciar que en los ciclos iniciales (fase 1) el comportamiento es mas o menos lineal, después de que se presenta la articulación plástica en el muro se inicia la degradación “repentina” de las propiedades (fase 2). Lo anterior es congruente con el hecho de que el sistema sin muros es más dúctil y en el mecanismo de colapso se deben presentar articulaciones plásticas en varios elementos estructurales; en contra parte, el caso 12ND el comportamiento global se ve afectado fuertemente por el comportamiento del muro.

Las curvas obtenidas del análisis ELSE se muestran en la Figura 6.4. Para determinar dichas curvas se procedió de acuerdo con lo descrito en la Sección 3.4. Estas curvas son las que se utilizan para determinar los valores de K_0 , los cuales se emplean para calcular los correspondientes I_{RRS} .

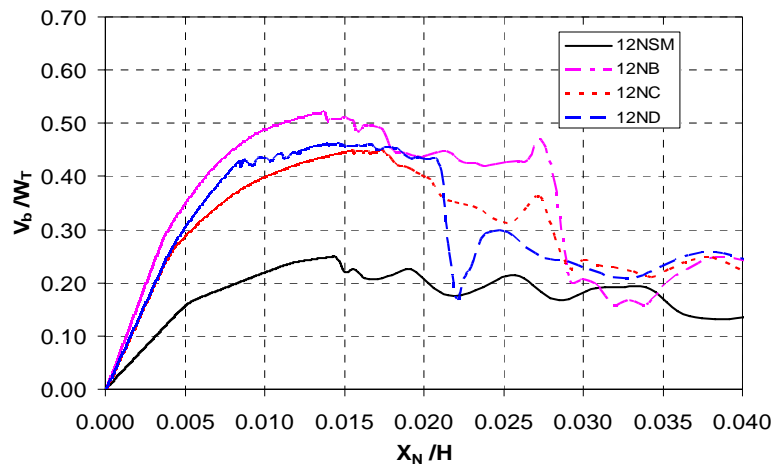


Figura 6.4 Curvas de capacidad obtenidas del análisis ELSE



En la figura anterior se puede apreciar la contribución que tienen los muros estructurales a la capacidad resistente y a la rigidez inicial del sistema. También se observa la influencia sobre la capacidad de deformación. En este sentido, es evidente que cuando aumenta la longitud del muro en general disminuye tal capacidad; es decir, si aumenta la resistencia disminuye la capacidad de deformación y/o ductilidad, lo cual es congruente con la teoría. La reducción repentina de la capacidad resistente se da en los sistemas con muros de longitudes mayores. Dicho de otra forma, en la misma figura se observa el comportamiento “menos” dúctil que presentan los sistemas con muros. Esto es aceptable si se considera como deformación última, aquella asociada a la falla del muro, misma que ocurre cuando se forma una articulación plástica en su base y se tiene un decremento brusco en la capacidad del sistema. Aquí cabe mencionar que el modelo empleado para describir el comportamiento estructural ignora la posibilidad de falla en tensión diagonal, por lo que en trabajos futuros se tendría que considerar.

La Figura 6.5 muestra las configuraciones de deformación lateral para los casos estudiados; en ella se puede observar el efecto que tienen los muros sobre el desplazamiento lateral; es de esperarse que el parámetro r_v tenga una gran influencia sobre las configuraciones de deformación lateral. Al comparar las configuraciones de deformación entre los casos 12NSM (sin muros) y 12ND ($L_m=6m$), se aprecia que el primero tiene una configuración típica de deformación por cortante y el segundo tiene una a flexión (configuración típica de una viga en cantilever), donde en los niveles inferiores predomina el muro y en los superiores el marco, tal como se ha mencionado. Las configuraciones mostradas en los puntos a y b de la misma figura corresponden a tres instantes diferentes. En el punto c se comparan las configuraciones para los cuatro casos en términos del desplazamiento normalizado.

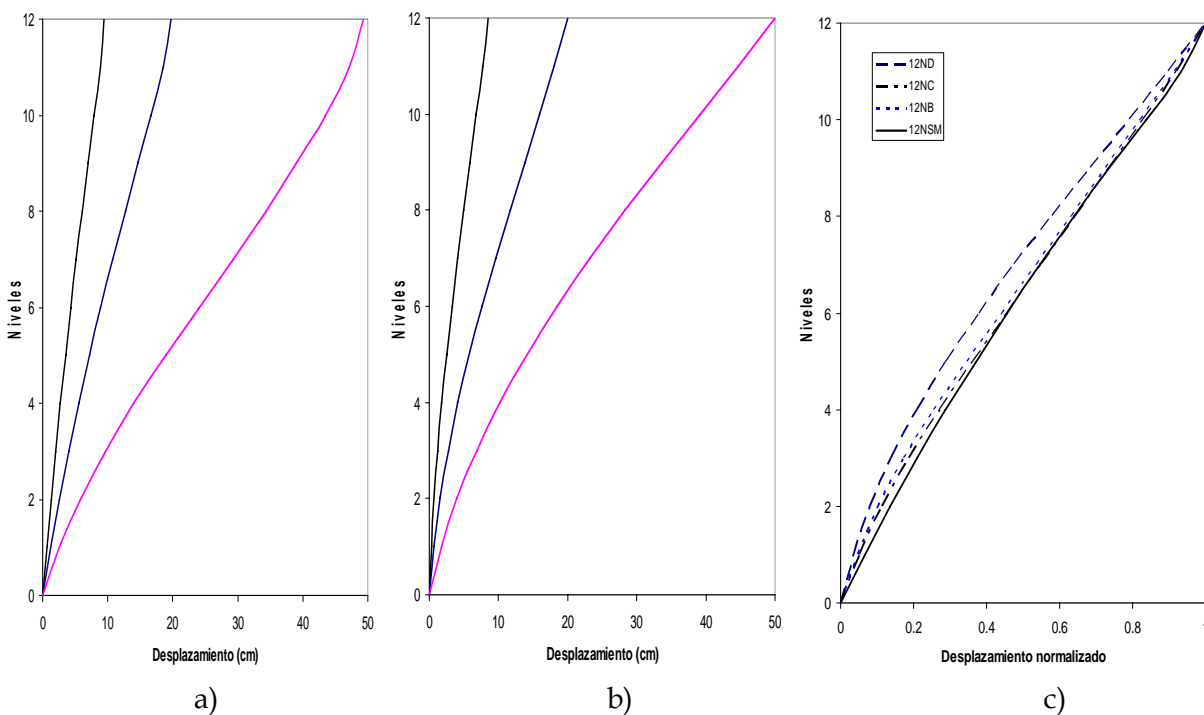


Figura 6.5 Configuraciones de deformación obtenidas a partir del análisis ELSE. a) 12NSM, b) 12ND, c) comparación para los cuatro casos



De la Figura 6.4 se observa que las curvas obtenidas no presentan un punto definido para caracterizar la fluencia. Por ello se hace necesario hacer un ajuste a dicha curva con el objeto de poder determinar el punto mencionado. Para tal efecto aquí se emplea un criterio que considera que las áreas bajo las curvas “real” y ajustada deben ser las mismas hasta el punto donde el cortante empieza a decrecer. El ajuste también permite determinar la pendiente inicial de dichas curvas, la cual corresponde al valor de K_0 empleado más adelante. En la Figura 6.6 se presenta un ejemplo del ajuste que se efectúa a las curvas obtenidas del análisis ELSE para definir el punto de fluencia, así como la pendiente inicial y de post-fluencia.

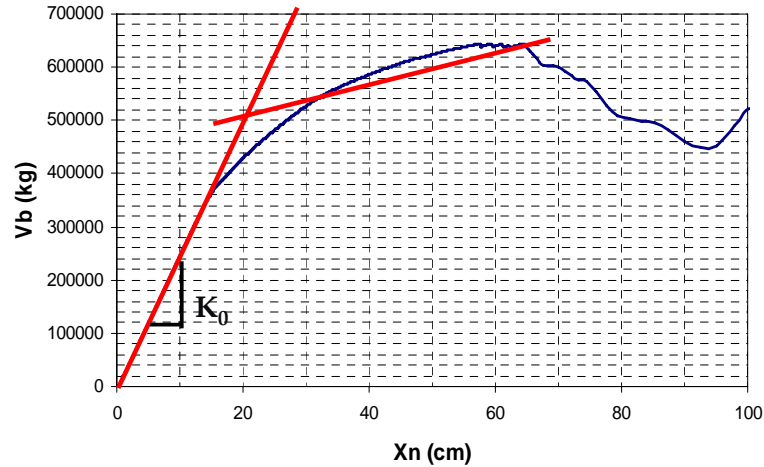


Figura 6.6 Ejemplo del ajuste efectuado a la curva obtenida del análisis ELSE

El efecto de la ISE sobre las curvas obtenidas del análisis de ELSE se presenta en la Figura 6.7. Se observa que existe un aumento pequeño en el desplazamiento y con ello una disminución de la rigidez inicial de los sistemas. Las curvas mostradas en la figura, correspondientes a la base flexible, son las que se emplearon para determinar algunas propiedades de los SSR.

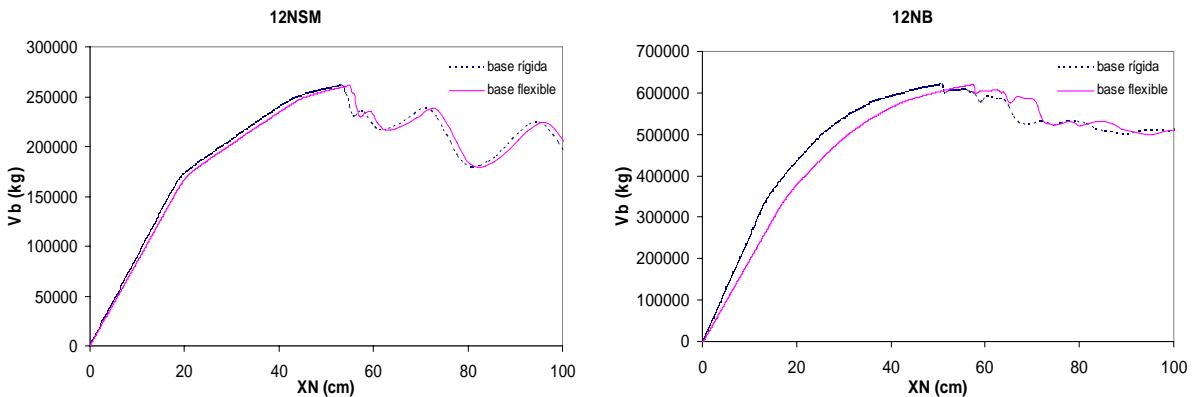


Figura 6.7 Efecto de la ISE en las curvas obtenidas del análisis de empuje lateral

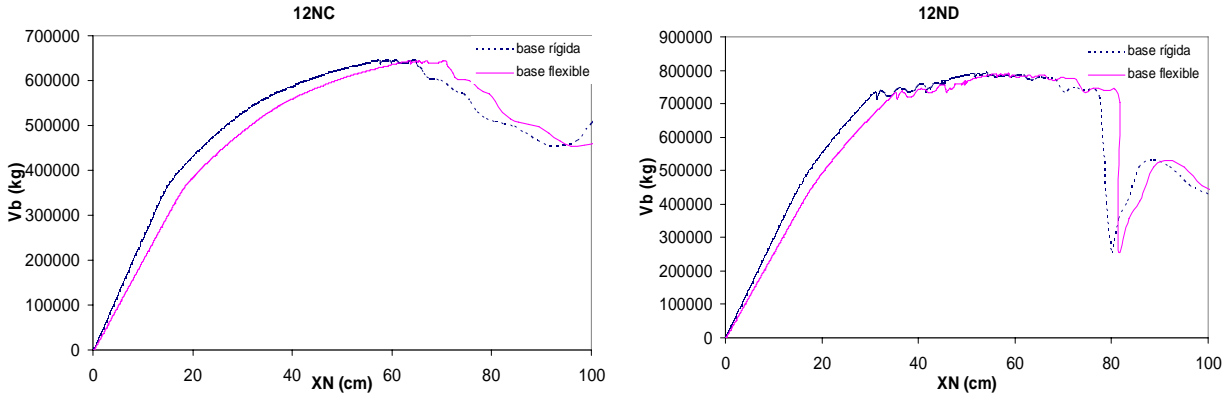


Figura 6.7 (Continuación)

6.2.1 Estimación de la respuesta no lineal usando SSR

Al aplicar los criterios dados en la Sección 3.4.3 se pudieron determinar los SSR para los cuatro sistemas en estudio. Para fines de caracterizar tales sistemas y obtener sus propiedades se emplearon los valores dados en la Tabla 6.4, los cuales corresponden a la fuerza cortante y desplazamiento en la azotea asociado con los puntos de fluencia y máximo; este último es aquel en donde se obtuvo el máximo cortante. El desplazamiento máximo se utiliza para definir la pendiente post-fluencia, la cual es necesaria para definir el comportamiento bilineal del SSR. Cabe mencionar que el desplazamiento máximo reportado en la Tabla 6.4 (que incluye el efecto de la ISE) no necesariamente corresponde a la capacidad de deformación del sistema; sin embargo, para algunos casos que incluyen muros este punto corresponde al inicio del mecanismo de colapso, el cual está asociado con la formación de una articulación plástica en la base del muro.

Tabla 6.4 Valores de ajuste obtenidos de las curvas pushover para la determinación de SSR

CASO	V_y (Ton)	δ_y (cm)	$V_{m\acute{a}x}$ (Ton)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (cm)
12NSM	182.67	21.89	261.65	54.94
12NB	467.00	23.60	621.83	57.47
12NC	502.10	24.80	644.33	70.46
12ND	740.10	29.10	745.10	80.40

En el Apéndice 3 se presentan las gráficas que describen los factores de transformación calculados de acuerdo con los criterios dados en las Secciones 3.4.3.1 y 3.4.3.2

6.3 Estimación de los valores del I_{RRS}

Los valores del I_{RRS} se obtuvieron de acuerdo con la Ecuación 4.1 y para cada edificio simulado. El procedimiento para estimar el valor de la rigidez secante K se llevó a cabo utilizando, en algunos casos, factores de escala que multiplicaron a los acelerogramas con el fin de contar con valores del I_{RRS} cercanos a la unidad. En ese sentido se propuso un criterio para poder contar con las bases para el desarrollo de un algoritmo eficiente para estimar el



valor de la intensidad sísmica que pueda producir valores del I_{RRS} cercanos a la unidad. Tal criterio, el cual forma parte del trabajo publicado por Esteva *et al.* (2010), es descrito brevemente en el Apéndice 5. Los detalles del criterio eficiente, el cual no fue aplicado en este trabajo, se pueden ver en Díaz-López y Esteva (2009).

Con la información obtenida de la Ecuación 4.1 se pudieron generar gráficas que relacionan al I_{RRS} con la intensidad sísmica, descrita aquí con la variable $\eta = S_{dl}/u_F$, que corresponde a una medida de la intensidad sísmica normalizada. S_{dl} corresponde a la ordenada del espectro lineal de desplazamiento para el periodo del sistema, y u_F es el desplazamiento que corresponde a la falla del sistema y se obtiene de la curva de pushover para el sistema con propiedades medias. En las Figuras 6.8 a 6.11 se muestran los gráficos que representan los valores esperados de la variable $Z = \ln(\eta)$, así como sus respectivas varianzas (Ecuaciones 4.5 y 4.6, respectivamente).

Debido a que los valores de $u = I_{RRS}$, de la muestra utilizada para estimar las funciones que describen los dos primeros momentos estadísticos de la variable aleatoria Z (Figuras 6.8 a 6.11), resultaron menores que la unidad, fue posible utilizar el criterio de mínimos cuadrados para estimar los valores de los parámetros de las Ecuaciones 4.5 y 4.6. Dichos valores se reportan en la Tabla 6.5.

De las figuras referidas en el párrafo anterior se puede observar que los ajustes para el valor esperado de Z son aceptables para la muestra considerada, lo que conduce a que la varianza tenga valores pequeños.

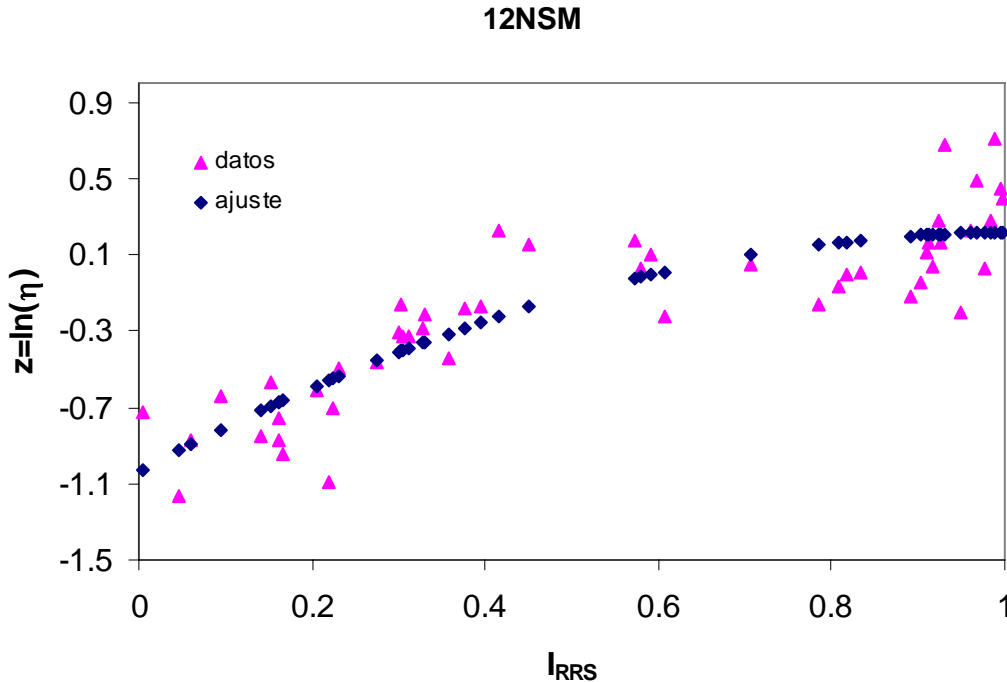


Figura 6.8a Gráfico para determinar la esperanza de Z para el sistema de 12 niveles sin muros

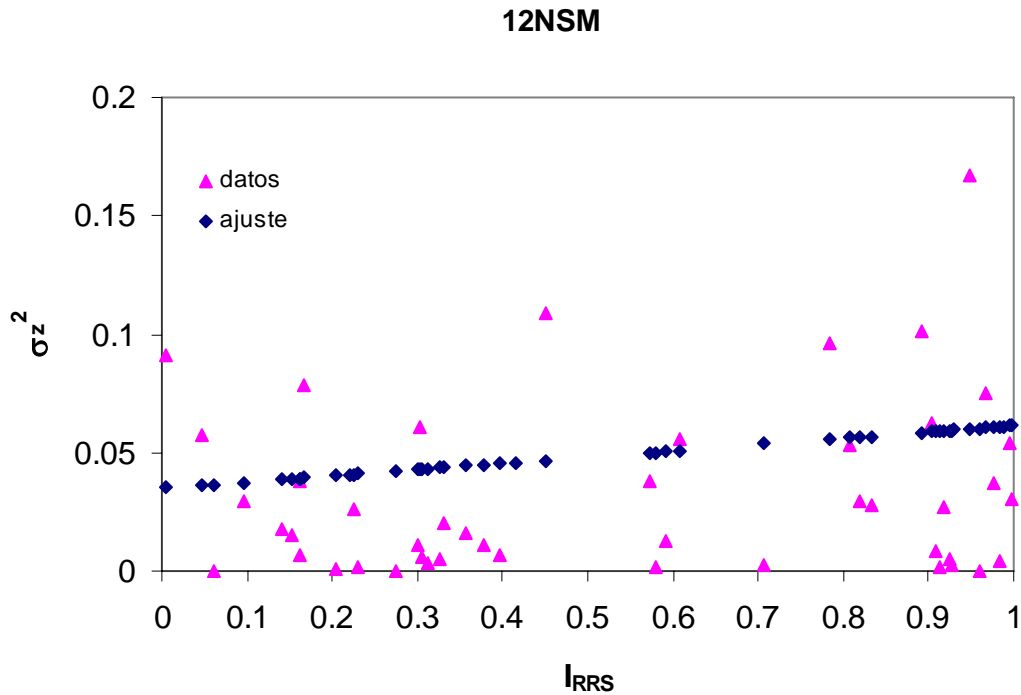


Figura 6.8b. Gráfico para determinar la varianza de Z para el sistema de 12 niveles sin muros

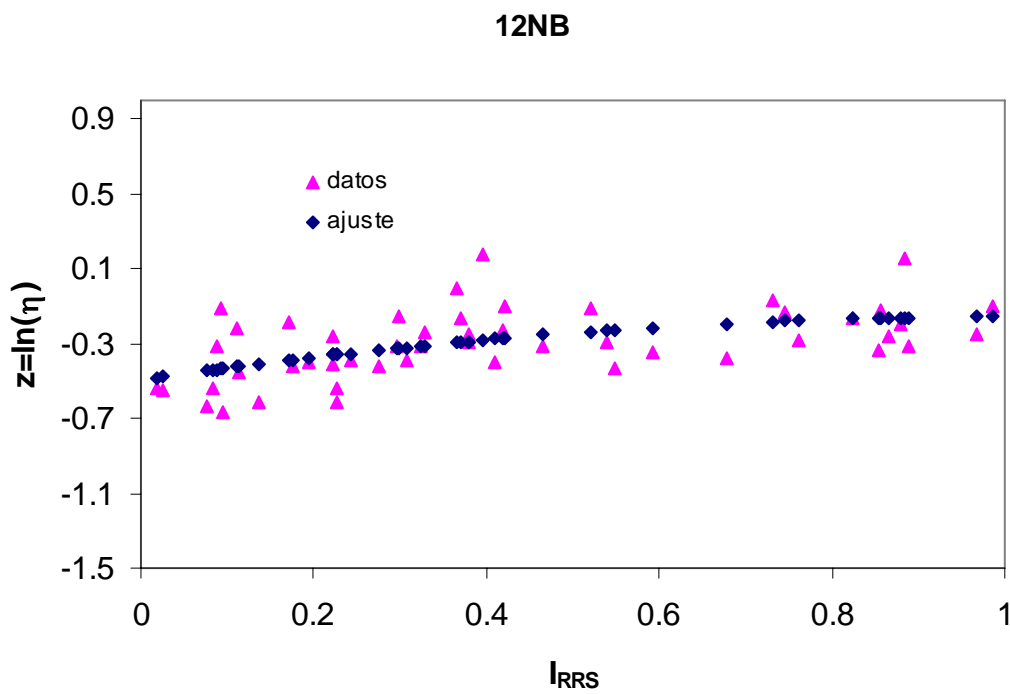


Figura 6.9a. Gráfico para determinar la esperanza de Z para el sistema de 12 niveles con muros y $L_m=4.00m$

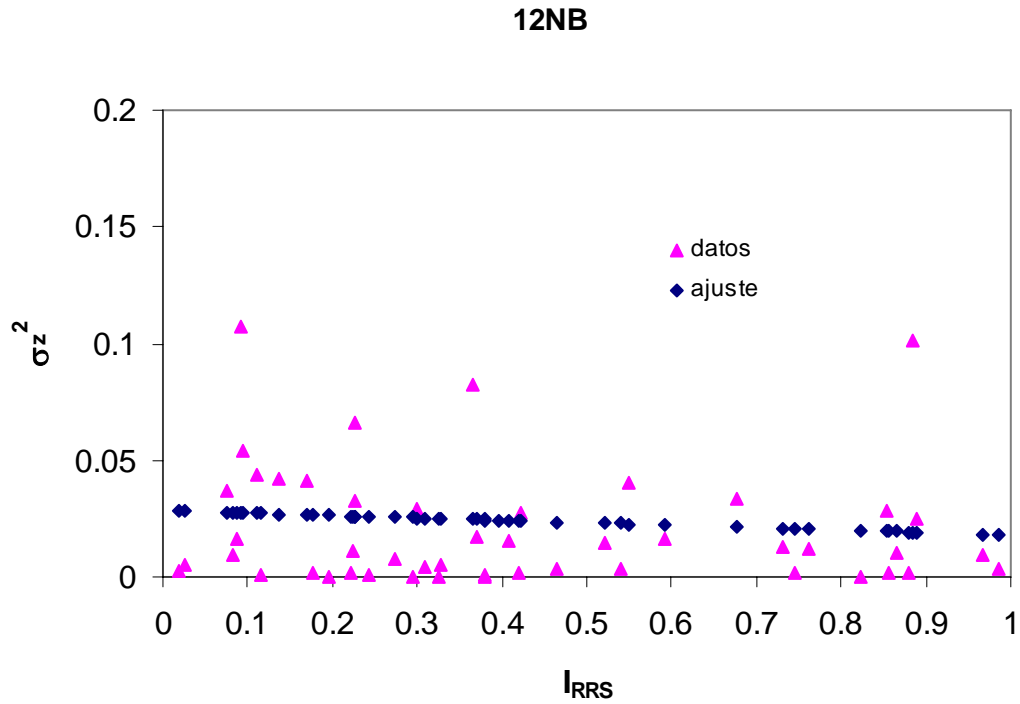


Figura 6.9b. Gráfico para determinar la varianza de Z para el sistema de 12 niveles con muros y $L_m=4.00m$

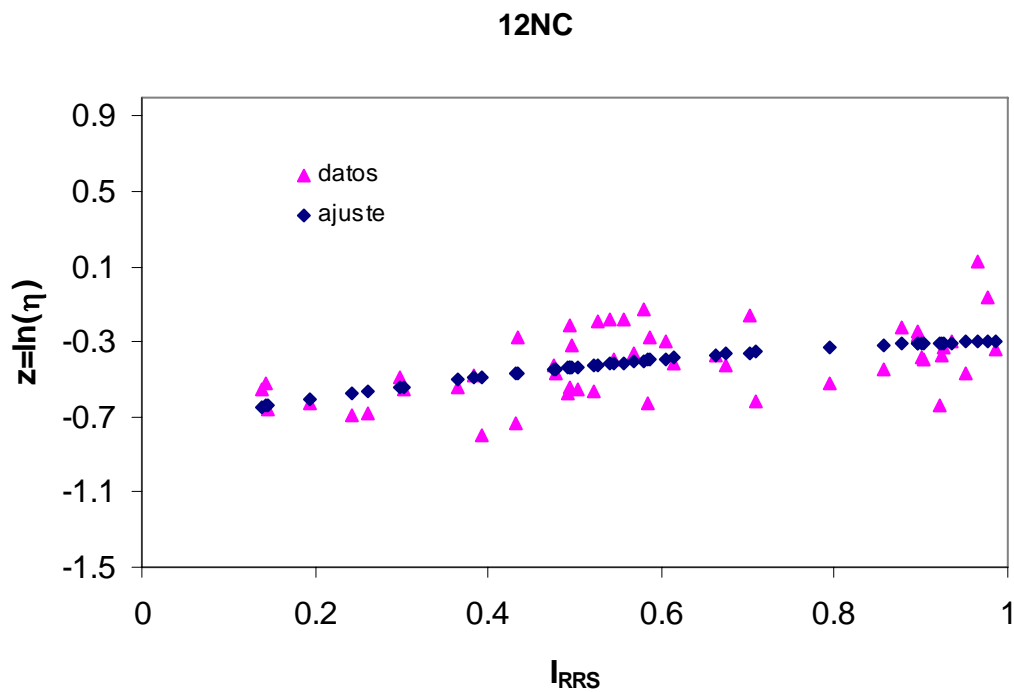


Figura 6.10a. Gráfico para determinar la esperanza de Z para el sistema de 12 niveles con muros y $L_m=3.00m$

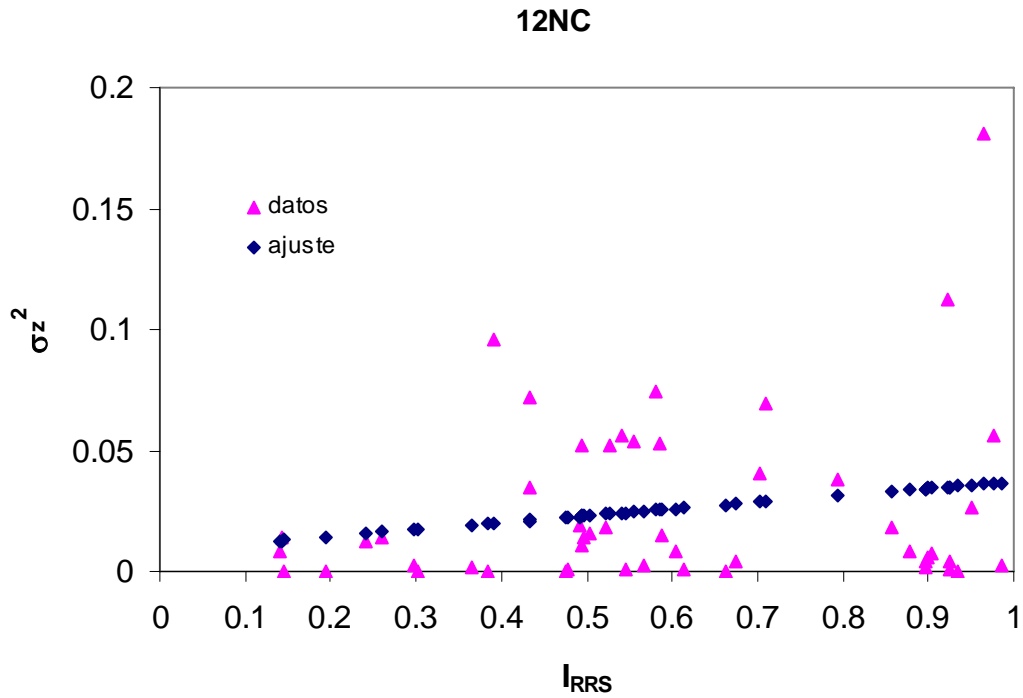


Figura 6.10b. Gráfico para determinar la varianza de Z para el sistema de 12 niveles con muros y $L_m=3.00m$

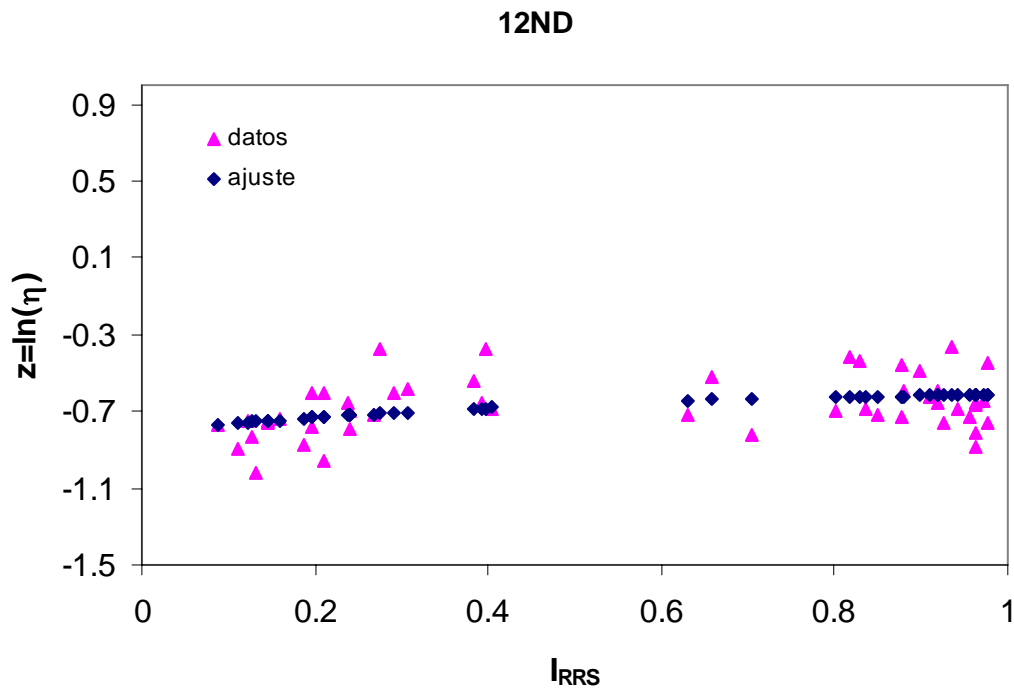


Figura 6.11a. Gráfico para determinar la esperanza de Z para el sistema de 12 niveles con muros y $L_m=6.00m$

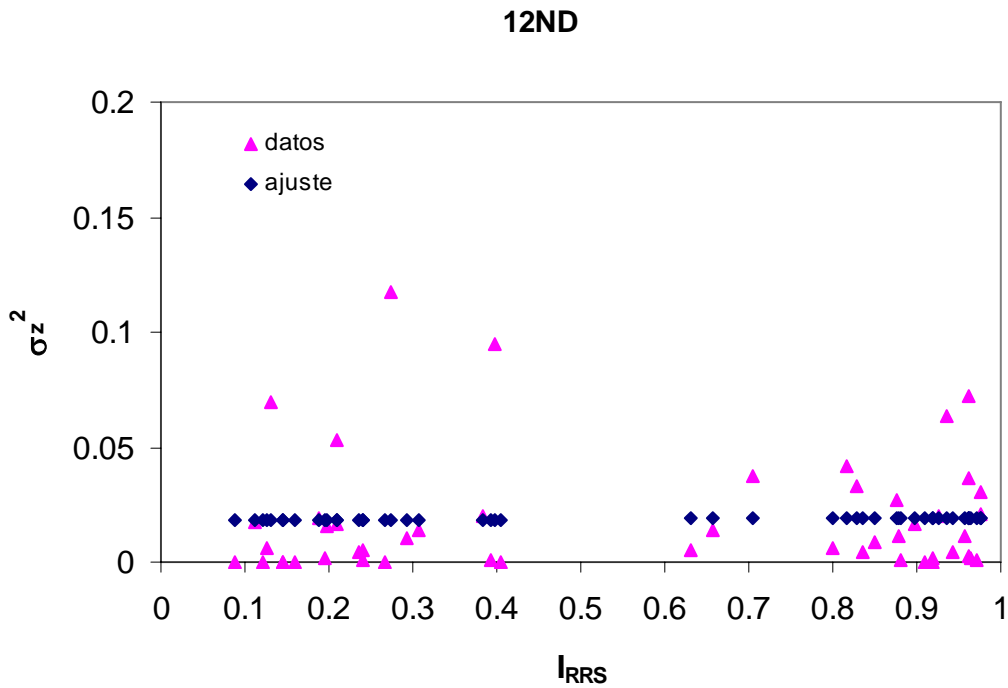


Figura 6.11b. Gráfico para determinar la varianza de Z para el sistema de 12 niveles con muros y $L_m=6.00\text{m}$

6.4 Estimación de las funciones de confiabilidad

6.4.1 Estimación de funciones de confiabilidad a partir de SMGDL y expresando la capacidad del sistema como el valor aleatorio de la intensidad que se requiere para producir la falla

Para estimar las funciones de confiabilidad se utilizó el criterio dado en la Sección 4.2.2 y la Ecuación 4.4. En la Figura 6.12 se muestran las funciones de confiabilidad, en términos de la intensidad normalizada η , definida por el índice de seguridad $\beta(\eta)$ (Cornell, 1969).

Tabla 6.5 Parámetros obtenidos para las Ecuaciones 4.5 y 4.6

CASO	a	b	c	a_1	b_1
12NSM	0.217	-0.053	-1.204	0.035	0.026
12NB	-0.157	0.000	-0.339	0.028	-0.010
12NC	-0.296	-0.096	-0.360	0.009	0.028
12ND	-0.617	0.000	-0.181	0.018	0.001

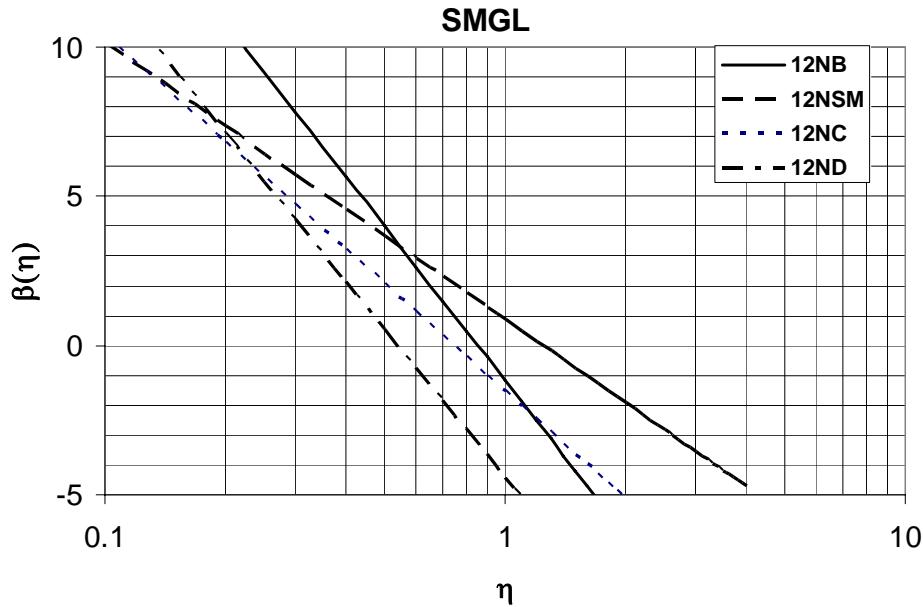


Figura 6.12 Funciones de confiabilidad, en términos de η , estimadas usando el I_{RRS} para análisis de respuesta con SMGDL y el concepto de intensidad de falla

De los resultados mostrados en la Figura 6.12 se puede observar que el sistema que no incluye muros (12NSM) tiene valores de β mayores, con respecto a los casos que sí los incluyen; esto es debido a que es un sistema que cuenta con una elevada capacidad de carga lateral, aun después de que se excede la capacidad de deformación determinada con el criterio convencional, que supone que corresponde a una reducción del 20% de dicha capacidad con respecto a la máxima alcanzada. Por su parte, el sistema 12ND, que es el que presenta valores de resistencia (medida por el valor del cortante en la base) mayores, es el que presenta valores de β menores para una misma intensidad normalizada, en relación con los demás casos. La explicación es la misma: en estos sistemas la caída en la capacidad de carga lateral es brusca cuando se alcanza la capacidad de deformación del muro.

Lo anterior muestra la influencia que tiene el valor que se adopte como capacidad de deformación en la estimación de las funciones de confiabilidad. Como ya se mencionó, el criterio que aquí se adoptó fue el siguiente: para los sistemas con muros se consideró que la capacidad de deformación global corresponde al desplazamiento que se genera en el mismo instante en que el muro falla en su base; para el sistema sin muros se consideró el valor del desplazamiento asociado al 80% del valor del cortante máximo.

6.4.1.1 Influencia de la incertidumbre epistémica en la estimación de las funciones de confiabilidad

La influencia de la incertidumbre epistémica en la estimación de las funciones de confiabilidad se muestra en las Figuras 6.13 a 6.16. La estimación se obtuvo a partir de SMGDL y expresando la capacidad del sistema como el valor aleatorio de la intensidad que se requiere para producir la falla. La estimación se realizó considerando los criterios dados en la Sección 4.4.



En la Tabla 6.6 se dan los valores de la probabilidad de falla para el sistema 12ND. Tales valores resultan de la incorporación de la incertidumbre epistémica. Para su cálculo se consideró un valor de la intensidad normalizada $\eta=0.11$, que corresponde al obtenido para una intensidad S_a con periodo de retorno de 125 años. El valor de β_p corresponde a una probabilidad $p=0.05$ de no ser alcanzado; se utilizó $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión σ_U . Se observa que el valor de β_p decrece conforme aumenta el valor de σ_U ; y la probabilidad de falla se incrementa conforme lo hace la dispersión de U . Para los demás casos también se cumple lo antes descrito.

Tabla 6.6 Valores de la probabilidad de falla para el caso 12ND considerando la incertidumbre epistémica, con valores de $\eta=0.11$, $p=0.05$ y $\alpha=1.0$

σ_U	30%	20%	10%	7%	5%
η	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
β_p	7.88	9.06	10.24	10.60	10.83
p_F	1.6E-15	6.5E-20	6.5E-25	1.6E-26	1.2E-27

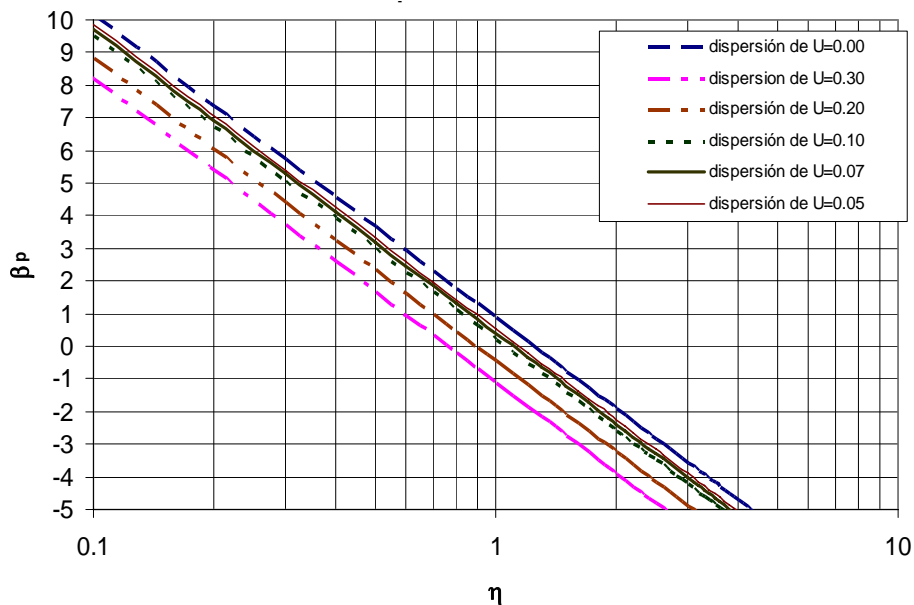


Figura 6.13a Influencia de la incertidumbre epistémica para el sistema 12NSM, con $p=0.05$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de U .

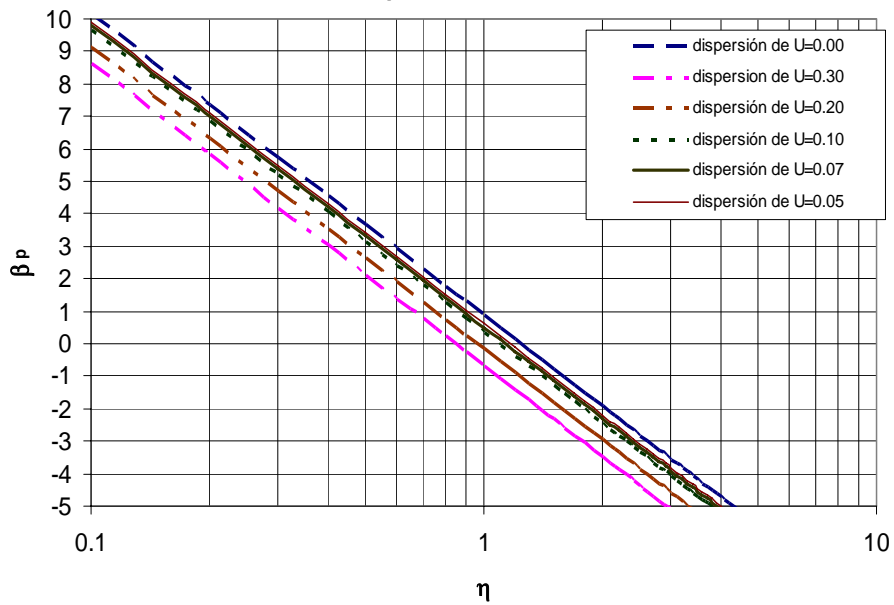


Figura 6.13b Influencia de la incertidumbre epistémica para el sistema 12NSM, con $p=0.10$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de U .

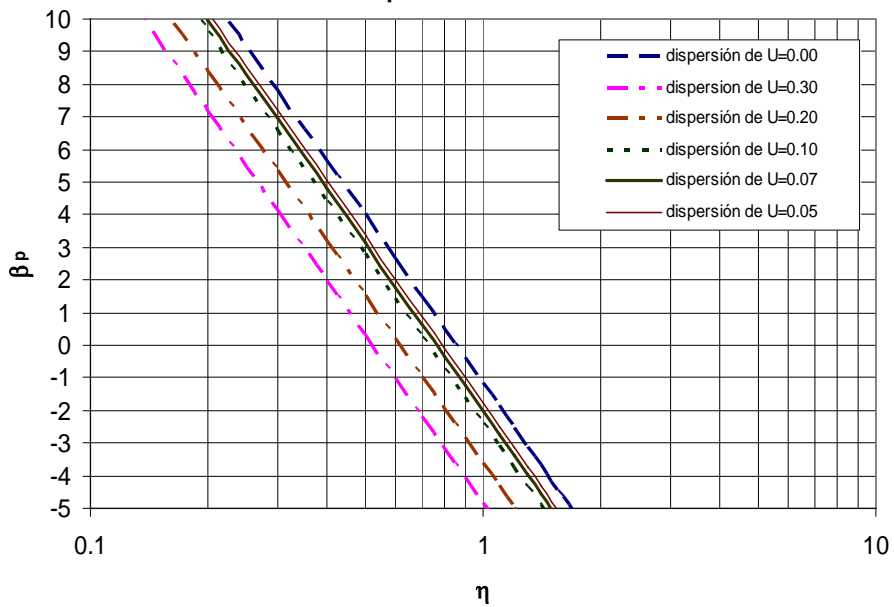


Figura 6.14a Influencia de la incertidumbre epistémica para el sistema 12NB, con $p=0.05$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de U .

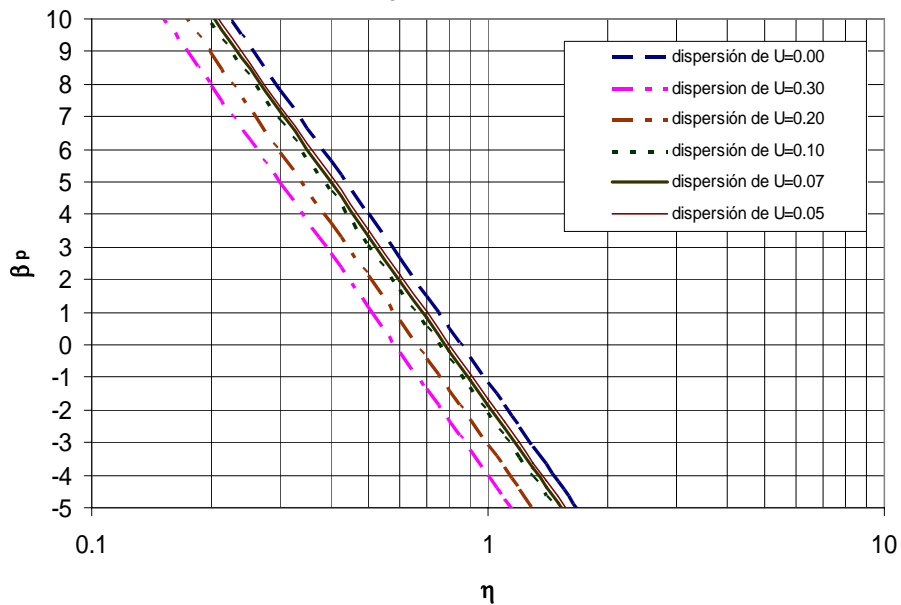


Figura 6.14b Influencia de la incertidumbre epistémica para el sistema 12NB, con $p=0.10$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de U .

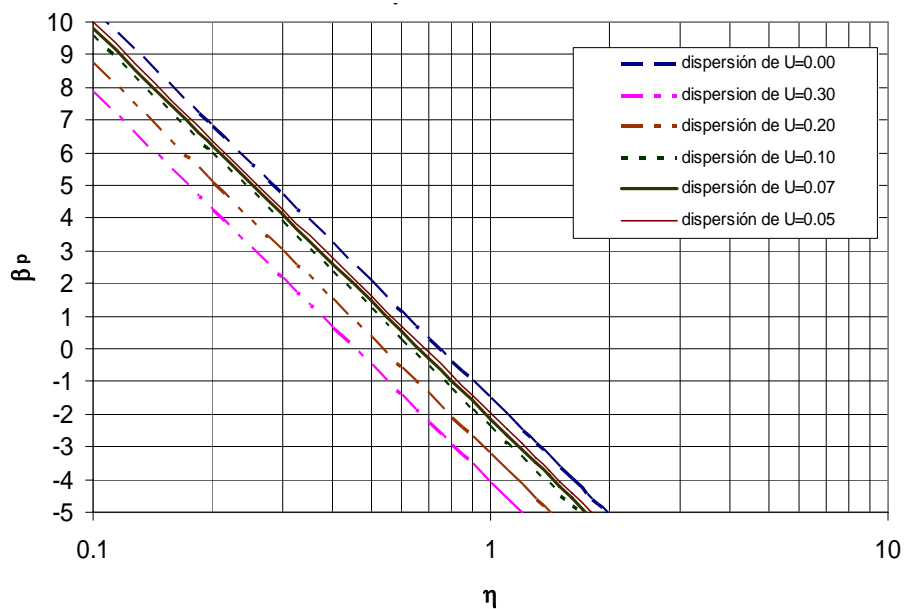


Figura 6.15a Influencia de la incertidumbre epistémica para el sistema 12NC, con $p=0.05$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de U .

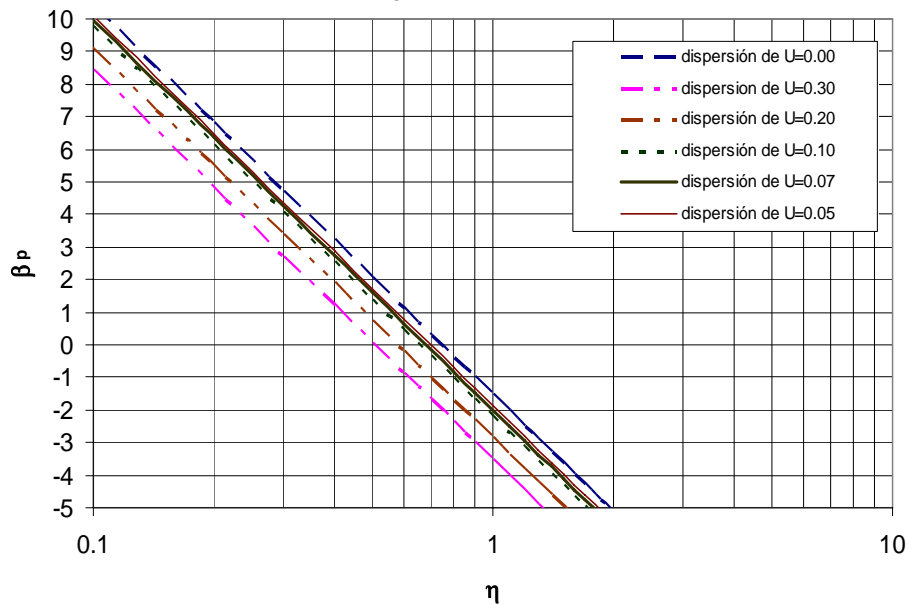


Figura 6.15b Influencia de la incertidumbre epistémica para el sistema 12NC, con $p=0.10$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de U .

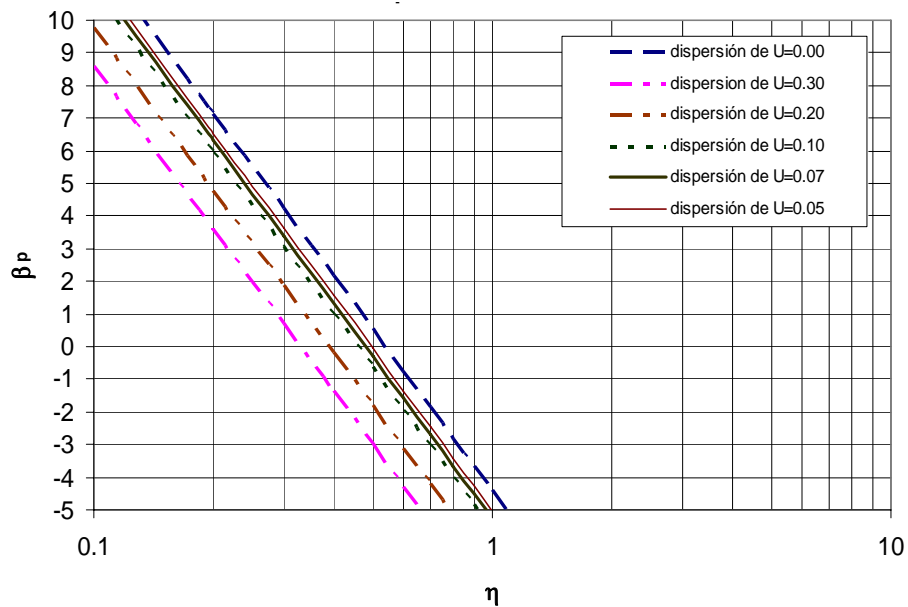


Figura 6.18a Influencia de la incertidumbre epistémica para el sistema 12ND, con $p=0.05$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de U .

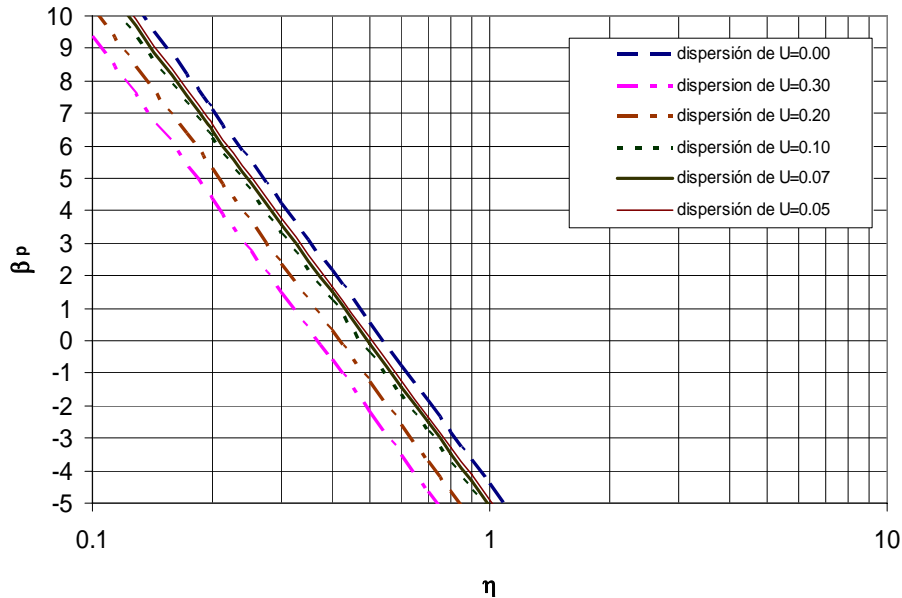


Figura 6.18b Influencia de la incertidumbre epistémica para el sistema 12ND, con $p=0.10$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de U .

6.4.1.2 Estimación de las tasas de falla

La Tabla 6.7 muestra los valores de tasas de falla obtenidos de la evaluación numérica de la Ecuación 4.21 y para la familia de estructuras estudiada. Las funciones de confiabilidad utilizadas para estimar dichas tasas de falla corresponden a aquellas obtenidas con el criterio dado en la Sección 4.2.2 y la incertidumbre epistémica se incorporó considerando los criterios de la Sección 4.4. Para todos los casos se empleó la Ecuación 4.21 dada en la Sección 4.5 considerando los valores siguientes: $\alpha=1.0$, p tomó valores de 0.05 y 0.1, los valores σ_u se hicieron variar desde 0 hasta 0.3.

Para lo anterior se estimaron las funciones de peligro sísmico de acuerdo con el criterio establecido en la Sección 2.5 (Figura 6.19); dichas curvas se obtuvieron para el periodo fundamental de cada sistema asociado con las propiedades esperadas el cual incluye el efecto de la ISE.

Tabla 6.7 Valores de las tasas de falla estimadas para la familia de estructuras de interés considerando el efecto de la incertidumbre epistémica

CASO	α	p	σ_u					
			0	0.05	0.07	0.1	0.2	0.3
12NSM	1	0.05	7.4E-05	9.9E-04	2.1E-03	5.1E-03	3.4E-02	1.1E-01
	1	0.1	7.4E-05	6.1E-04	1.2E-03	2.7E-03	1.7E-02	5.3E-02
12NB	1	0.05	1.5E-28	2.1E-12	2.2E-08	1.0E-04	4.4E-02	2.8E-01
	1	0.1	1.5E-28	3.2E-15	2.3E-11	3.8E-07	1.1E-02	9.3E-02
12NC	1	0.05	3.6E-20	3.9E-13	6.9E-11	4.1E-08	2.2E-03	3.7E-02
	1	0.1	3.6E-20	1.6E-14	1.4E-12	4.4E-10	1.0E-04	8.1E-03
12ND	1	0.05	1.3E-19	7.1E-09	4.0E-06	7.4E-04	5.4E-02	3.0E-01
	1	0.1	8.6E-21	7.2E-11	3.8E-08	2.5E-05	1.6E-02	1.1E-01

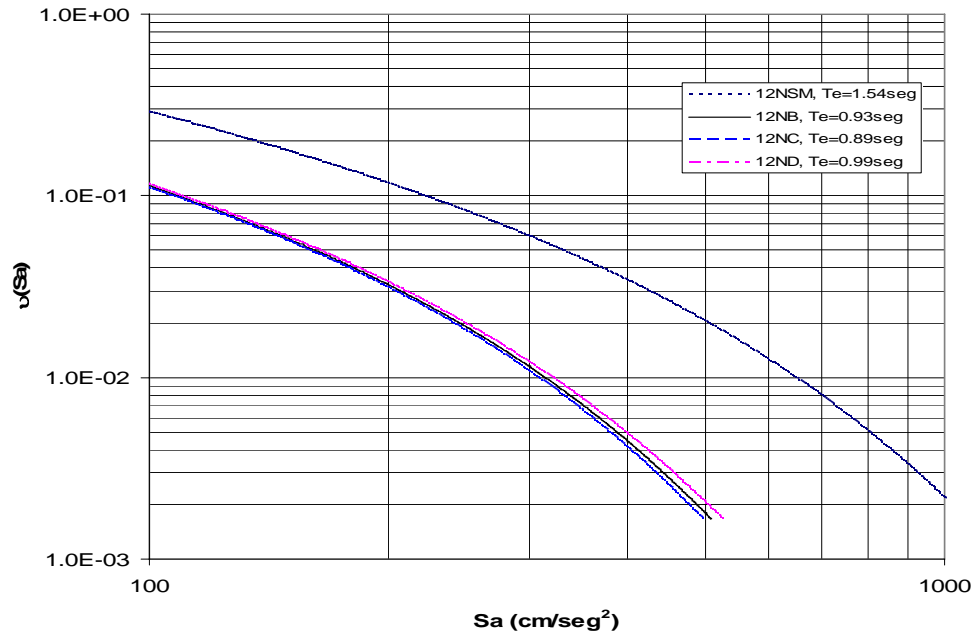


Figura 6.19 Tasas de excedencia de intensidades para la familia de edificios de 12 niveles

En la Figura 6.20 se presentan las tasas de falla, en términos del valor del coeficiente de diseño sísmico, estimadas para los casos en estudio considerando $p=0.05$, $\alpha=1.0$ y diferentes valores de la dispersión de la incertidumbre epistémica, σ_u . En la figura se puede observar la gran influencia de la incertidumbre epistémica, de tal manera que al aumentar su dispersión, en general aumenta la tasa de falla, lo cual es de esperarse debido a que al aumentar la incertidumbre epistémica disminuyen los valores de β y aumenta la probabilidad de falla.

Los puntos que aparecen en cada curva representan cada uno de los cuatro casos analizados. Para el caso en que σ_u es igual a cero se observa que el sistema que presenta la tasa de falla más pequeña corresponde al 12NB ($c=0.39$), esto puede deberse al hecho de que tal sistema mantiene una capacidad de carga considerable para valores grandes de deformación (ver Figuras 6.3 y 6.4); en el caso 12ND ($c=0.43$) se presenta una tasa de falla mayor que el 12NB, incluso mayor que el 12NC, esto se debe a que, como se ha dicho, en estos sistemas la caída en la capacidad de carga lateral es brusca cuando se alcanza la capacidad de deformación.

Cuando el valor de σ_u es mayor o igual al 5%, se observa que el sistema 12NC ($c=0.35$) es el que presenta las tasas de falla más pequeñas. En este sentido, si se comparan sólo los sistemas que incluyen muros se observa que la tasa de falla en general aumenta cuando la longitud del muro también lo hace; aunque hay que recordar que existen otros parámetros pueden tener influencia sobre este comportamiento, por ejemplo, la capacidad de deformación, la relación de esbeltez y el periodo de vibrar.

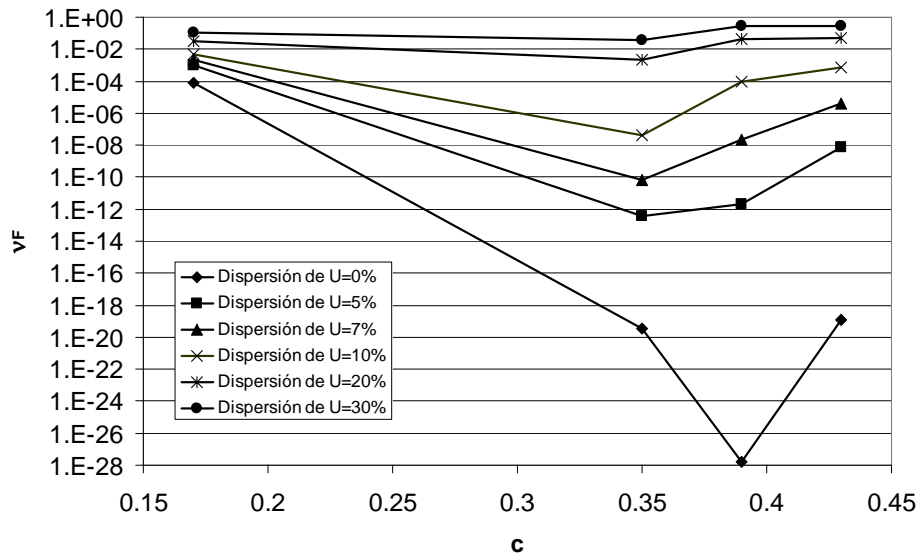


Figura 6.20 Tasas esperadas de falla en términos del coeficiente de diseño sísmico (Familia de edificios de 12 niveles)

En la Figura 6.21 se presentan las tasas de falla, ahora en términos de r_v , las consideraciones son las mismas que en el caso anterior. El comportamiento de las tasas de falla es similar al descrito anteriormente.

Para tener una descripción más racional sobre el comportamiento de las tasas de falla en términos de los parámetros presentados, conviene llevar a cabo estudios paramétricos en la familia de estructuras analizada, lo cual queda fuera del alcance de este trabajo.

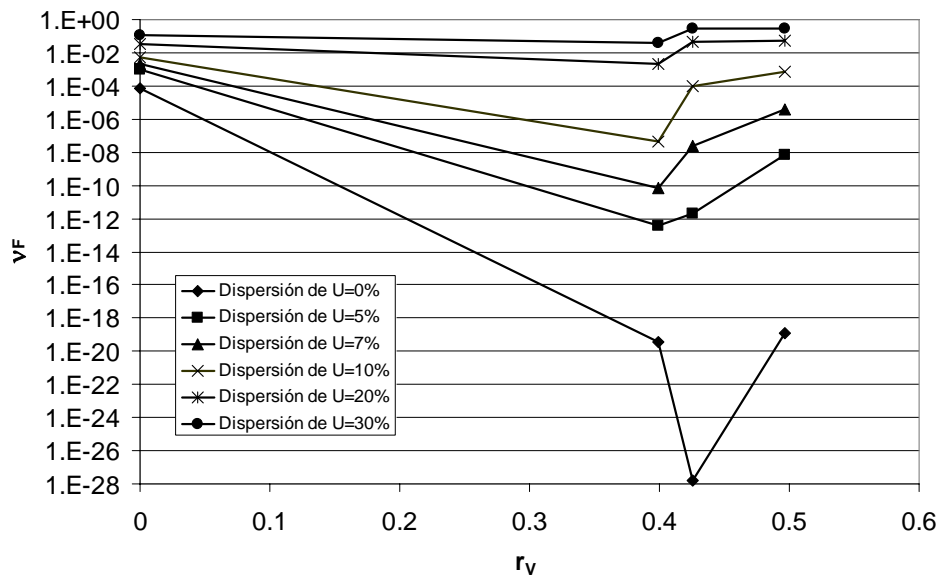


Figura 6.21 Tasas esperadas de falla en términos de r_v , para la familia de edificios de 12 niveles



6.4.1.3 Valores de β implícitos en las normas de diseño obtenidos con SMGL y el I_{RRS}

En la Tabla 6.8 se presenta el valor del índice β implícito en las normas de diseño vigentes para un periodo de retorno, T_r , igual a 125 años. Dichos valores fueron calculados con las funciones dadas en la Sección 6.4.1. La probabilidad de falla (también reportada en la tabla referida) se calculó utilizando la Ecuación 4.3. Los valores de la capacidad de deformación u_F adoptada para definir la intensidad sísmica normalizada se determinaron del análisis ELSE sin considerar la ISE (ver Figura 6.7). Para el caso 12NSM se obtiene un valor de β igual a 3.21 el cual de acuerdo con muchos estudios, parece ser razonable. Los valores de β obtenidos para los casos que incluyen muros estructurales son congruentes con la forma en que se estableció la condición de colapso y la medida de intensidad sísmica considerada.

Tabla 6.8 Valores de β implícitos en las normas de diseño obtenidos con el I_{RRS} y SMGL

CASO	12NSM	12NB	12NC	12ND
T_e (seg)	1.54	0.93	0.89	0.99
T_r (años)	125	125	125	125
$v(Sa)$	0.008	0.008	0.008	0.008
Sa (cm/seg ²)	699.3	337.8	331.3	345.2
u_F (cm)	74.9372	50.9	64.3	76.4
ω^2 (rad ² /seg ²)	16.65	45.65	50.05	40.28
S_{dl} (cm)	42.01	7.40	6.62	8.57
η	0.56	0.15	0.10	0.11
β	3.21	13.21	10.26	11.28
p_F	6.61E-04	4.00E-40	5.32E-25	8.09E-30

6.4.2 Estimación de las funciones de confiabilidad a partir de SSR y utilizando el concepto de capacidad de deformación

La estimación de las funciones de confiabilidad se lleva a cabo utilizando los criterios descritos en la Sección 4.3 y la Ecuación 4.9 que resulta de evaluar las Ecuaciones 4.8a,b, 4.10 y 4.11. Las funciones de confiabilidad se expresan en términos de la ordenada del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (S_n) utilizando el criterio que considera la capacidad de deformación y el uso de SSR; dichas funciones se muestran en la Figura 6.22. Los parámetros que describen las Ecuaciones 4.10 y 4.11 se presentan en el Apéndice 3. Las funciones presentadas en la Figura 6.22 se pueden expresar en términos de la intensidad sísmica normalizada η , resultando las funciones que aparecen en la Figura 6.23.

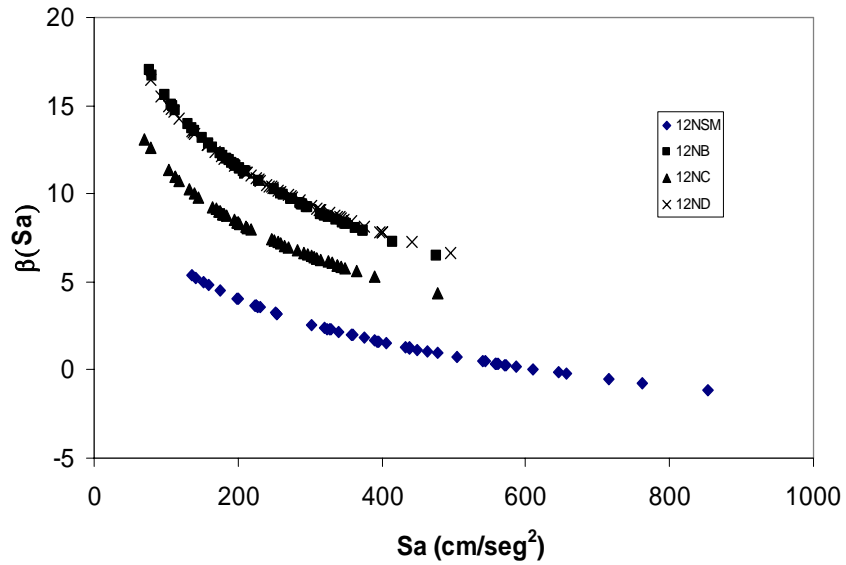


Figura 6.22 Funciones de confiabilidad obtenidas considerando el concepto de capacidad de deformación y el uso de SSR.

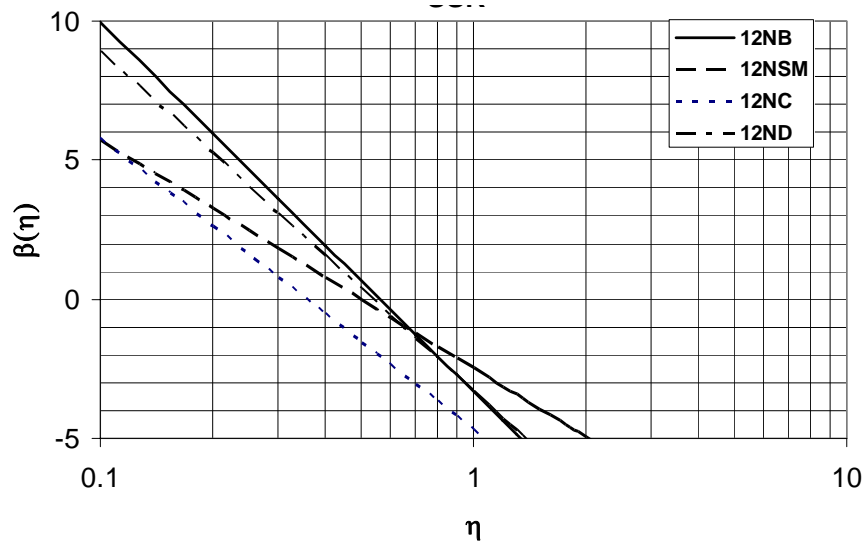


Figura 6.23 Funciones de confiabilidad en términos de η , obtenidas, considerando el concepto de capacidad de deformación y el uso de SSR

6.4.3 Comparación de las funciones de confiabilidad

6.4.3.1 Según el grado de refinamiento en la estimación de las respuestas no lineales

En la Figura 6.24 se presentan las funciones de confiabilidad en términos de la intensidad sísmica normalizada determinadas a partir de los criterios dados en las Secciones 4.2.2 y 4.3, el primero haciendo uso sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL) y el segundo usando sistemas simplificados de referencia (SSR) para la estimación de las respuestas no lineales, respectivamente.



Se puede apreciar que existen variaciones significativas entre las funciones de confiabilidad, aún para el mismo sistema. En general se observa que el valor de β es menor cuando se estima utilizando el concepto de capacidad de deformación y sistemas simplificados de referencia, lo cual hace que las estimaciones sean menos conservadoras con respecto a las estimadas considerando el I_{RRS} y sistemas de múltiples grados de libertad. Lo anterior es congruente con el hecho de que al tener mayor grado de refinamiento en la estimación de las respuestas se tenga una mayor aproximación en los resultados, esto a costa de mayores esfuerzos para su cálculo.

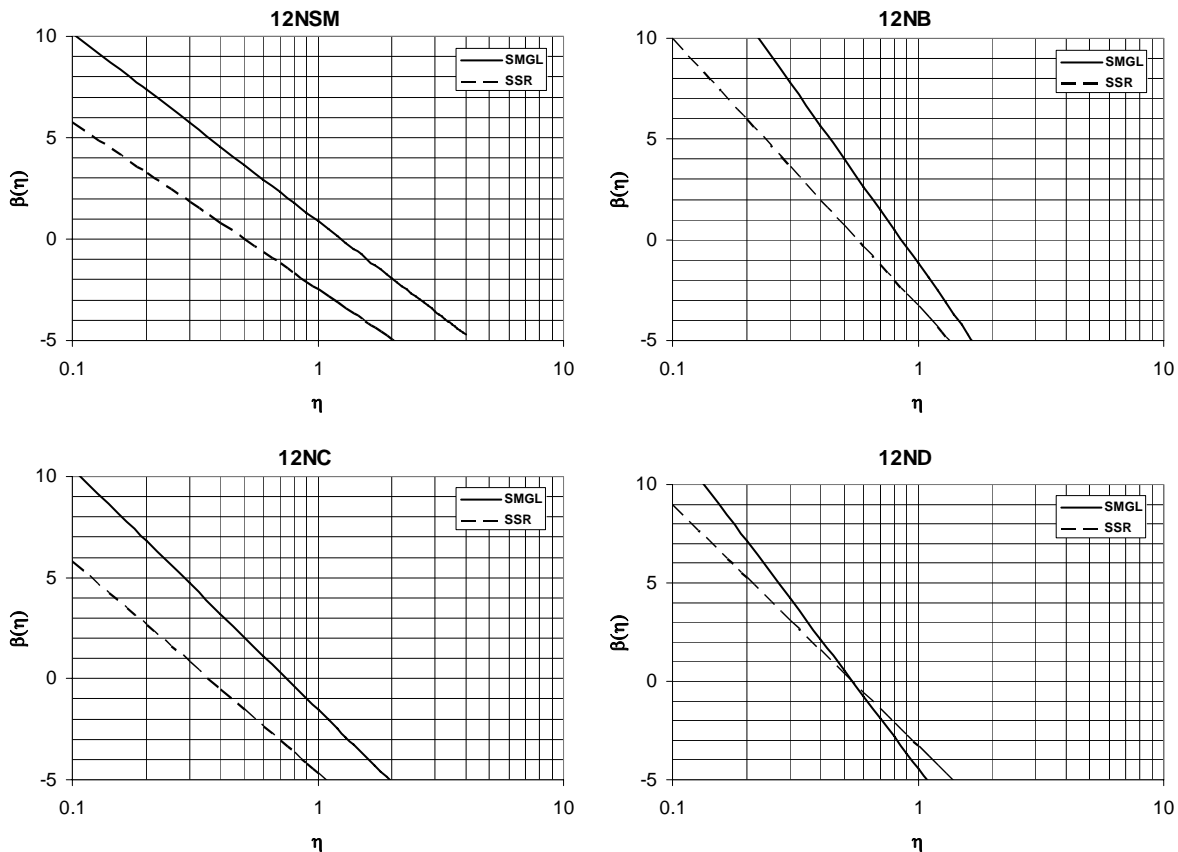


Figura 6.24 Comparación de las funciones de confiabilidad utilizando SMGL y SSR

6.4.3.2 Según la medida de intensidad sísmica adoptada

En la Figura 6.25 se presentan las funciones de confiabilidad obtenidas, para la familia de estructuras de interés, según el criterio dado en la Sección 4.2.2 donde se utilizan SMGL y el I_{RRS} . Las funciones se expresan en términos de diferentes medidas de la intensidad sísmica definidas en la Sección 2.4.1. Para los casos en que la intensidad está normalizada, se puede apreciar que las funciones presentan, en general, la misma tendencia, no así para el caso donde la medida de intensidad es la ordenada espectral. La elección de la medida de intensidad adecuada es un tema que no se aborda en este trabajo, pues ello dependerá del uso que tengan dichas funciones. Sin embargo, queda claro que la medida de intensidad sísmica adoptada deberá estar fuertemente correlacionada con las respuestas de interés y con los parámetros de



diseño usados comúnmente en la práctica. En el trabajo realizado por Giovenale et al. (2004) se aborda el problema planteado en las líneas anteriores.

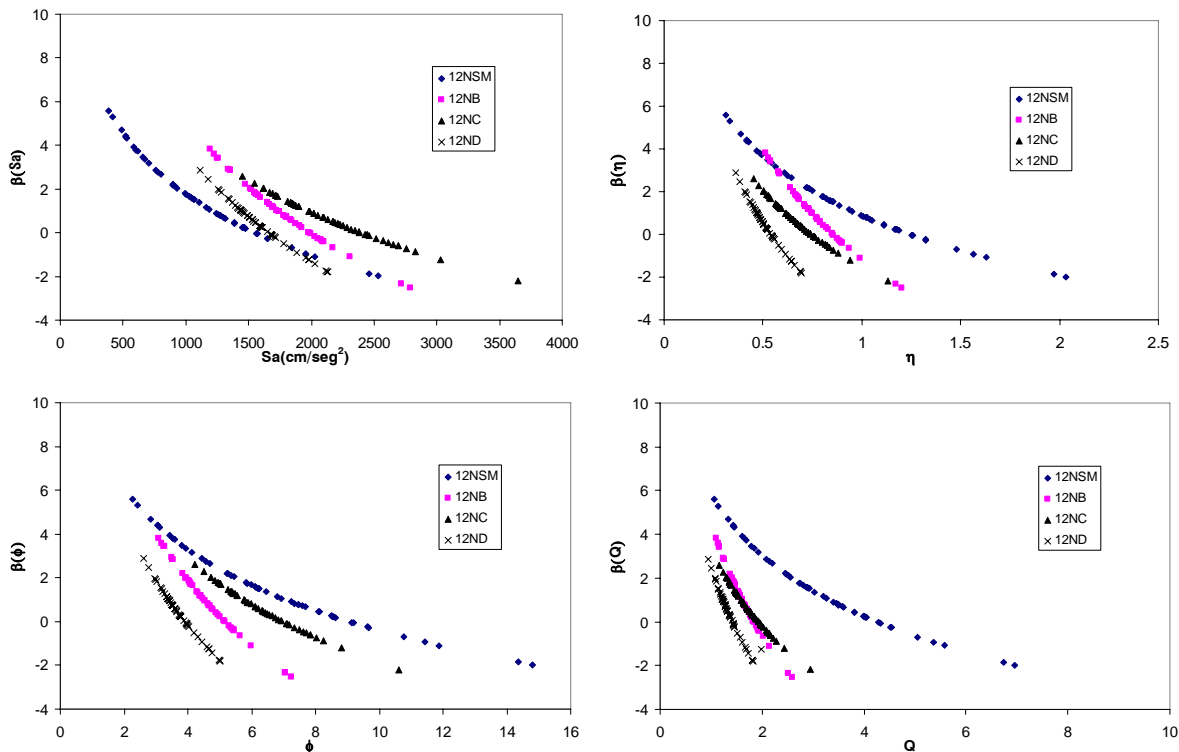


Figura 6.25 Efecto de la medida de intensidad normalizada en las funciones de confiabilidad, estimaciones hechas con SMGL y el I_{RRS}

6.4.3.3 Según el efecto de la interacción suelo-estructura, ISE

Para fines de lograr los objetivos planteados en este trabajo se hizo necesario considerar el efecto que tiene la interacción que se produce entre el suelo y la cimentación de la estructura. Este efecto es especialmente importante en suelos blandos con rigideces y velocidades de ondas de corte relativamente bajas, pues las respuestas estructurales se ven modificadas al variar (aumentar) el periodo estructural debido a la interacción suelo-estructura.

En algunos estudios sobre la determinación de confiabilidad estructural se ha considerado el efecto de la interacción suelo-estructura (Barcena, 2001). En dichos estudios se puso en manifiesto la importancia de tal interacción en la estimación de los niveles de confiabilidad.

En la Figura 6.26 se muestran las funciones de confiabilidad estimadas con SMGL y el I_{RRS} , considerando la ISE en forma explícita según los criterios dados en la Sección 3.3. El caso a) muestra tales funciones, mientras que el b) muestra las funciones de confiabilidad sin considerar la ISE en la estimación de las demandas sísmicas. De la figura se puede apreciar que para los sistemas que incluyen muros estructurales con longitudes mayores (casos 12NB y 12ND), el efecto de la ISE es más evidente en los valores de β , se puede apreciar que las



pendientes de las funciones son mayores cuando se considera la ISE que cuando no, esto es debido probablemente a que en los sistemas con muros de dimensiones considerables se puede presentar un comportamiento más desfavorable asociado con los momentos de volteo en la base. Para el caso 12NSM no se aprecia una variación importante, lo mismo ocurre para el caso 12NC.

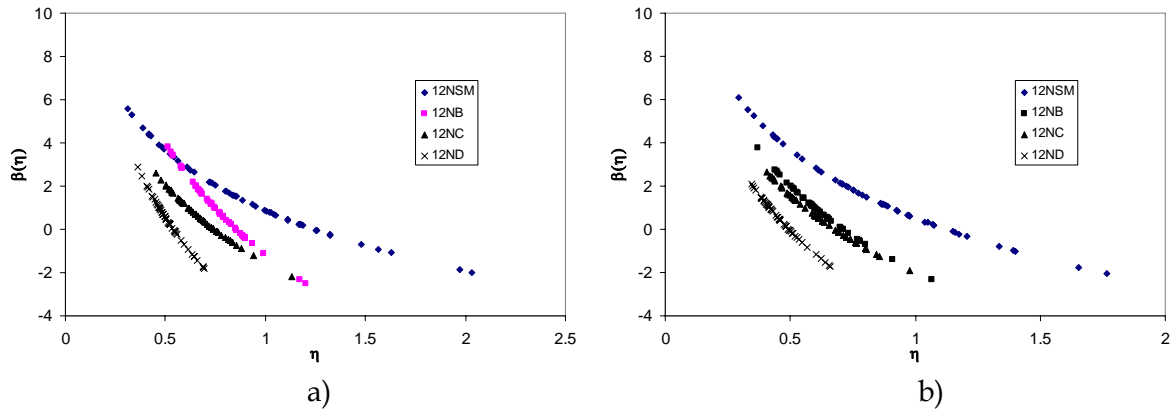


Figura 6.26 Efecto de la interacción suelo estructura en las funciones de confiabilidad, estimaciones hechas con SMGL y el I_{RRS} ; a) con ISE, b) sin ISE

6.5 Ejemplo de aplicación de los criterios prácticos para diseño sísmico

En esta sección se aplican los criterios desarrollados en el Capítulo 5. Para la aplicación se consideró a la familia de edificios descrita en la Sección 6.1 y se tomó como caso específico al denominado como 12ND. Además se tomaron en cuenta los siguientes datos: $T=0.99s$, intensidad sísmica (asociada a un periodo de retorno igual a 125 años) $S_a=345.2cm/s^2$. Se considera un nivel establecido de confiabilidad $\beta=4$.

Como información adicional, y para la familia en estudio, se consideró la relación que guarda la variable r_V con respecto al periodo fundamental de la estructura (ver Figura 6.27). En la figura los puntos representan los valores calculados para los cuatro casos de interés y la línea continua corresponde a un ajuste realizado por mínimos cuadrados, por simplicidad de adoptó una función lineal para dicho ajuste, de tal manera que:

$$r_V(T) = b_1 + b_2 T \quad (6.1)$$

Donde b_1 y b_2 son parámetros de ajuste, que para la familia de interés y considerando las funciones de confiabilidad obtenidas con los criterios descritos en la Sección 4.2.2, resultan: $b_1=1.485$ y $b_2=-0.94$, respectivamente.

De la Figura 6.27 se puede ver que al intervalo de valores prácticos de r_V para sistemas que incluyen muros de concreto, pertenecientes a la misma familia de estructuras, deberá ser $0 < r_V < 0.5$, lo cual conduce a valores del periodo estructural contenidos en el intervalo entre 0.95 y 1.6s, aproximadamente.

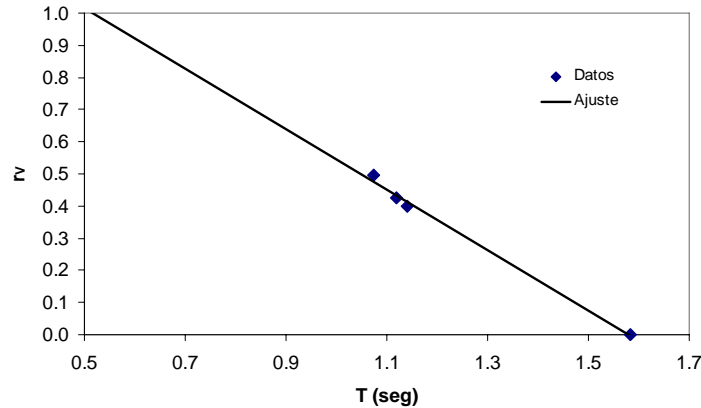


Figura 6.27 Valores de r_V como función del periodo fundamental de la estructura.

Cabe mencionar que el parámetro r_V no sólo depende del valor del periodo estructural, pues la resistencia puede tener, incluso, mayor influencia sobre él. Sin embargo, hay que recordar que en un proceso de diseño uno de los requisitos que debe cumplirse en etapas iniciales es precisamente el asociado con el estado límite de servicio, que básicamente se relaciona con el valor de T .

Para el periodo estructural dado y según la Ecuación 6.1 el valor de r_V es 0.55. De las Ecuaciones 5.9 y 5.10 se obtienen los valores de $\ln \hat{\eta}_{0F}(r_V) = -0.531$ y $\sigma[\ln \eta_{0F}(r_V)] = 0.132$. De la relación que guardan los espectros de respuesta lineales de pseudoaceleración y desplazamiento se obtiene $S_{dl}(T) = 8.57 \text{ cm}$. De esta forma, y con la ayuda de la Ecuación 5.11, se puede estimar el valor de u_{FE} el cual resulta igual a 24.73 cm. El valor de η_β resulta igual a 0.35. La capacidad dúctil se estima a partir del análisis de empuje lateral efectuado al sistema de múltiples grados de libertad con propiedades esperadas, resultando ser 2.76. Finalmente, de la Ecuación 5.14, el valor del nivel de resistencia requerida para lograr el nivel de confiabilidad especificado resulta ser $c = 0.368$.

Si se considera un nivel establecido de confiabilidad $\beta = 10$, el único parámetro que se modifica es u_{FE} el cual resulta ser 54.65 cm, por lo tanto el valor de c resulta igual a 0.81. Cabe mencionar que los valores obtenidos para c corresponden a los valores medios e incluyen el nivel de sobre-resistencia asociado.

Con el ejemplo de aplicación descrito en esta parte del trabajo se puede ver que los conceptos descritos en el Capítulo 5 se pueden incluir fácilmente en formatos de diseño sísmico que pueden ser fácilmente aplicados en condiciones de la práctica. Las Ecuaciones 5.14 y 5.15 proporcionan dichos formatos, según el tipo de análisis que se desee llevar a cabo para la estimación de las respuestas sísmicas.



CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En lo que sigue se dan las conclusiones y recomendaciones principales derivadas del presente estudio. Entre ellas resaltan las orientadas a los estudios complementarios que conviene realizar a fin de desarrollar criterios prácticos de diseño sísmico para niveles establecidos de confiabilidad dentro de un marco de ciclo de vida.

CONCLUSIONES

La ejecución de este trabajo permitió desarrollar un esquema general para poder llevar a cabo estudios sistemáticos que permitieron el establecimiento de criterios para diseño sísmico basados en metas establecidas de confiabilidad y desempeño de sistemas estructurales nuevos de múltiples grados de libertad, desplantados en la zona de lago del Valle de México. Dicho esquema se describe en lo que sigue, mencionando en cada punto las principales aportaciones del trabajo.

1) Se inició con el desarrollo de modelos de los movimientos sísmicos que pueden ocurrir en el sitio donde se desea desplantar la estructura.

En este punto se propuso un método alternativo y eficiente para la simulación de acelerogramas, el cual toma en cuenta las principales fuentes de incertidumbre del tipo aleatorio que pueden influir en la estimación de las funciones de confiabilidad; es decir, se toma en cuenta la incertidumbre en la magnitud y la distancia, así como incertidumbre asociada con los posibles efectos de sitio, que afectan la duración, amplitud y contenido de frecuencias de las historias detalladas de aceleración.

2) Se establecieron los criterios para describir las características y propiedades de los modelos estructurales empleados para el análisis de la respuesta sísmica.

Aquí se consideró la interacción suelo-estructura en las etapas del diseño preliminar y del análisis no lineal de los sistemas de interés. Para lograr lo anterior, se desarrolló un programa de cómputo (DEIHINT) que resultó de la modificación de uno previo. El programa DEIHINT ha sido utilizado en varios trabajos relacionados con la estimación de confiabilidad.

3) Se presentaron los criterios para llevar a cabo el análisis de las respuestas no lineales de los sistemas estructurales en estudio, reconociendo dos niveles de refinamiento para estimar dichas respuestas: uno basado en el análisis paso a paso de los sistemas de múltiples grados de



libertad y el otro haciendo uso de sistemas simplificados de referencia obtenidos a partir de análisis de empuje lateral pseudo-estático (pushover).

En esta parte se estudiaron y evaluaron métodos y modelos simplificados para la estimación probabilística de respuestas sísmicas de sistemas no lineales, considerando los respectivos factores de transformación de las respuestas. De los resultados obtenidos, y presentados en el Apéndice 3, se puede concluir que tales modelos se pueden considerar como una herramienta para estimar las respuestas sísmicas no lineales; sin embargo, su uso para estimar funciones de confiabilidad puede quedar limitado, pues tales modelos no toman en cuenta la degradación de las propiedades de los sistemas detallados; el efecto de este proceso queda incluido en los factores de transformación de respuestas de modelos simplificados a las de los modelos detallados.

4) Se desarrollaron y aplicaron criterios para llevar a cabo el análisis de confiabilidad, reconociendo también los dos niveles de refinamiento mencionados antes.

Se desarrolló y aplicó un método eficiente para el análisis de la confiabilidad de sistemas estructurales no lineales de múltiples grados de libertad ante excitaciones sísmicas. El método propuesto evita la necesidad de adoptar un criterio para definir la capacidad de deformación lateral (global o local) de un sistema a partir de una configuración arbitraria de cargas o deformaciones laterales. Para ello, se opta por definir la condición de falla por colapso en términos de un índice de reducción de la rigidez secante, $I_{RRS} = (K_0 - K)/K_0$. La condición de falla corresponde a $I_{RRS} = 1.0$. De esta manera, el problema de calcular la confiabilidad del sistema ante un temblor de una intensidad dada (sin conocer la historia detallada del movimiento del terreno) se convierte en el de obtener la probabilidad de que I_{RRS} alcance el valor crítico de 1.0.

Como resultado de lo anterior, se estimaron funciones de confiabilidad, expresadas como valores del índice β de Cornell (1969) en términos de la intensidad (o intensidad normalizada) del movimiento del terreno, para una familia de estructuras de concreto reforzado de doce niveles, tres de las cuales incluían muros. Así también, se presentan recomendaciones sobre la forma de establecer metas deseables de confiabilidad y desempeño.

Aquí también se desarrolló y aplicó un criterio para tomar en cuenta las incertidumbres epistémicas, por lo que es posible estimar las funciones de confiabilidad y tasas de falla que incluyen tales incertidumbres. Para mostrar la contribución que tienen las incertidumbres epistémicas sobre el nivel de seguridad de las estructuras estudiadas, se consideró al índice de confiabilidad β como una variable incierta con distribución de probabilidades conocida.

El análisis de confiabilidad de las estructuras en estudio se llevo a cabo con la aplicación de dos criterios diferentes. El criterio que considera el I_{RRS} y el concepto de intensidad de falla resultó ser un método eficiente de fácil aplicación; y el criterio basado en SSR y el concepto de capacidad de deformación.

La estimación de las funciones de confiabilidad considerando el concepto de la capacidad de deformación como parámetro principal puede conducir a valores menos conservadores con respecto a los obtenidos con el I_{RRS} , ya que según la definición convencional para estimar la



confiabilidad, a partir del concepto de capacidad de deformación, la forma en que se determine esta última influye de manera significativa en las estimaciones de los niveles de confiabilidad. La capacidad de deformación es incierta y depende, entre otras variables, de la configuración lateral del sistema en el instante en que se inicia el colapso. La incertidumbre incluye también la asociada a las propiedades mecánicas locales (rigidez, resistencia, capacidad de deformación) de los miembros estructurales que integran el sistema. Las funciones descritas anteriormente, se muestran en la Figura 6.24.

En la estimación de funciones de confiabilidad utilizando el I_{RRS} y el concepto de intensidad de falla (Sección 4.2.2), se hace necesario que los valores del I_{RRS} contenidos en la muestra empleada sean lo más cercanos a la unidad, pues de esta forma se tiene una mejor estimación de los parámetros estadísticos de $Z=\ln(\eta)$ y, por tanto, de la función de confiabilidad correspondiente. Esto motivó la necesidad de desarrollar un algoritmo eficiente cuyas ideas preliminares se presentan en el Apéndice 5.

5) Se planteó una alternativa para la formulación de criterios para diseño sísmico que pueden ser aplicados en condiciones de la práctica.

En esta parte del trabajo se desarrolló un modelo basado en el concepto de capacidad de deformación equivalente (CDE). El modelo es utilizado para estimar la capacidad "equivalente" de un sistema estructural para lograr un nivel especificado de confiabilidad. La CDE se usó como alternativa para establecer criterios prácticos de diseño sísmico basados en confiabilidad, debido a que el empleo de este concepto permite establecer criterios de diseño basados en el valor aceptable de la relación entre demanda y capacidad de deformación.

El concepto de capacidad de deformación equivalente resultó ser un indicador muy útil para ligar los valores estimados de los parámetros estadísticos que definen los niveles de confiabilidad con los que representan indicadores de diversas propiedades mecánicas de los sistemas en estudio. De esta forma los criterios desarrollados pueden ser una alternativa muy atractiva para aquellos que tiene el trabajo de redactar las normas de diseño.

Los criterios desarrollados tienen una aplicación general, por lo pueden emplearse para otros tipos de sistemas estructurales que cumplan con las hipótesis aquí consideradas. Tales criterios se aplicaron a una familia de estructuras con características dadas en el Capítulo 3, por lo que los resultados obtenidos son aplicables a estructuras con características similares.



RECOMENDACIONES

Las leyes de atenuación utilizadas en el criterio de simulación de acelerogramas podrán mejorarse a partir de muestras más amplias de datos reales de sismos en el sitio de interés.

Los sistemas simplificados de referencia son útiles en la estimación de las respuestas de sistemas de múltiples grados de libertad, pero las estimaciones no pueden incluir el efecto de la degradación de la rigidez y resistencia que es muy importante para la estimación de las respuestas asociadas con intensidades correspondientes al estado límite último (con periodos de retorno grandes); es decir, no consideran adecuadamente el daño acumulado. Esta es una limitación que debe superarse en estudios futuros.

Se propone investigar una forma alternativa para definir la capacidad que tienen las estructuras, por ejemplo utilizando conceptos de energía. Será necesario mantener un balance adecuado entre el grado de aproximación que se logre con nuevos tipos de modelos y la sencillez para su aplicación en condiciones prácticas.

Como una línea de investigación futura se tiene que evaluar la posible influencia de la incertidumbre en la capacidad de deformación de las estructuras sobre los correspondientes niveles de confiabilidad.

Se requiere que los criterios desarrollados en este trabajo sean aplicados a otras familias de estructuras, en las que se incluyan muestras más grandes de ellas. Lo anterior permitirá, por un lado, contar con estimaciones de los parámetros estadísticos de la CDE para una gama importante de estructuras; y por el otro, se tendrán estimaciones más razonables de los parámetros que definen los valores de las Ecuaciones 5.9, 5.10 y 5.11. Esto puede ser útil para el caso en que los criterios de este trabajo puedan ser considerados por las personas que tienen a su cargo la redacción de las normas de diseño sísmico.

Será útil que en estudios futuros se estudien criterios adecuados para introducir las incertidumbres epistémicas, se exploren y estimen los valores de los parámetros que describen los modelos correspondientes.

Por otra parte, este trabajo está sujeto a las siguientes observaciones y restricciones, las cuales habría que tomar en cuenta en estudios futuros.

En este estudio se consideran estructuras regulares en elevación y en planta; se desprecian los efectos de torsión. Se incluyen casos de estructuras convencionales de concreto reforzado con muros estructurales, que son típicas en la ciudad de México y que están desplantadas en la zona de lago, por lo que los resultados numéricos no son válidos para otros casos, aunque el planteamiento general sí lo sea.

Se consideran indicadores globales del comportamiento estructural, por lo que los criterios desarrollados no contemplan el comportamiento local de los sistemas analizados.



Tomando como base las normas de diseño vigentes, se considera que la falla por flexión rige sobre la falla por cortante y/o axial.

En los modelos estructurales utilizados para el análisis no lineal no se considera la contribución que pueden tener los elementos no estructurales a la rigidez y resistencia del sistema.

El número de muestras para la simulación tanto de estructuras como de acelerogramas sintéticos, aunque reducido, es adecuado debido al gran número de variables que intervienen en el problema. Es posible, sin embargo, aumentar tal número a costa de mucho mayor tiempo de cálculo. Para tener en cuenta esta limitación es necesario considerar las incertidumbres epistémicas.

Se reconoce que el criterio de falla en la sección crítica de un elemento estructural, adoptado en este trabajo, presenta una limitación importante que bien vale la pena considerar en trabajos futuros; pues se deja de lado el modo de falla que puede presentarse en el acero de refuerzo debido a los esfuerzos alternados de tensión y de compresión que se presentan por las cargas cíclicas, y en donde se puede presentar pandeo en las barras sujetas a compresión, lo que, como se mencionó en la Sección 3.2.2.3, puede llevar a la falla súbita de la sección antes de que se alcance la deformación última del concreto. También, el suponer que la sección crítica está bien confinada y el despreciar la posibilidad de ocurrencia de la falla por pandeo de las barras, puede influir significativamente en los resultados obtenidos en este trabajo, los cuales pueden estar de lado no conservador. Por lo anterior, se recomienda que en trabajos futuros se considere tal efecto, para ello se puede adoptar un criterio simplificado como el propuesto en Priestley *et al.* (1996), el cual fue descrito en la Sección 3.2.2.3.



REFERENCIAS

Aguirre, J y K Irikura (2004). "Source characterization of Mexican subduction earthquakes for prediction of strong motions" 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1572.

Alamilla, J (2001). "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporricadas" *Tesis doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez, y O Díaz-Lopez (2001a). "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance", *Journal of Seismology*, 5: 1-21.

Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez y O Díaz-Lopez (2001b). "Simulating earthquake ground motion at a site, for given intensity and uncertain source location", *Journal of Seismology*, 5: 475-485.

Barcena, A (2001). "Influencia de la interacción suelo-estructura en la confiabilidad de estructuras expuestas a sismos". *Tesis doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Campos-Arias, D y L Esteva (1997). "Modelo de comportamiento histéretico y de daño para vigas de concreto reforzado", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver. Mexico, pp 567-573

Chopra, A K (1995). *Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering*, Ed. Prentice Hall, pp. 409-428.

Cornell, C A (1969). "A probability-based structural code", *Journal of American Concrete Institute*, 66 (12).

Corona, G (2006). Programa de cómputo ECOgcW, GC Ingeniería S.C.

Díaz-López, O y L Esteva (2009). "An efficient Montecarlo algorithm for the evaluation of the seismic reliability of complex structural systems with respect to collapse", *ICOSSAR 2009*, Osaka, Japón.

Esteva, L (2000). "Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 63, pp. 35-54.

Esteva, L (2003). "Evaluating seismic response and capacity for reliability-based design", *Artículo publicado en las memorias del Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica, para conmemorar los 40 años del temblor catastrófico de Skopje de 1963 y la reconstrucción exitosa de la ciudad, Ohrid, Macedonia.*



Esteva, L O Díaz, J García, G Sierra, E Ismael y M A Fernández (2001). "Indicadores de desempeño para el desarrollo y aplicación de criterios óptimos de diseño sísmico", *Informe de investigación elaborado para el gobierno del Distrito Federal*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002a). "Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design", *Structural Safety*, Vol. 24, No. 2-4 (Special volume), pp 187-204.

Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002b). "Simplified reference systems in the establishment and application of displacement-based seismic design criteria", *Memorias, 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Londres, Inglaterra, Artículo No. 419, CD-ROM.

Esteva, L y E Ismael (2003). "A maximum likelihood approach to system reliability with respect to seismic collapse". *Proc. IFIP Working Group 7.5 Conference, Banff, Canada*.

Esteva, L y O Díaz-López (2006). "Seismic reliability functions for complex systems based on a secant-stiffness reduction index", *Proceedings of 13th IFIP WG7.5 working conference, Kobe, Japan*.

Esteva, L, O Díaz-López y E Ismael (2010). "Seismic vulnerability functions of multi-storey buildings: estimation and applications". *Structure and Infrastructure Engineering Journal*, Vol.6, Nos. 1-2, pp 3-16.

Giovenale, P, A Cornell y L Esteva (2004). "Comparing the adequacy of alternative ground motion intensity measures for the estimation of structural responses". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, pp 951-979.

Grigoriu, M, S Ruiz y E Rosenblueth (1988). "The México earthquake of September 19, 1985-nonstationary models of seismic ground acceleration". *Earthquake Spectra*. Vol. 4, No. 3, pp. 551-568.

Hartzell, S H (1978). "Earthquake aftershocks as Green's functions", *Geophysical Research Letters*. Vol. 5, No. 1, pp. 1-4.

Ismael, E (2003). "Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro. *Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM*.

Ismael, E y L Esteva (2006). "A hybrid method for simulating strong ground motions records", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Paper Number: 1265, Geneva Switzerland*.

Jalayer, F y A Cornell (2003). "A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats", *PEER Report 2003/08, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California at Berkeley*.

Mander, J B, M J N Priestley y R Park (1988). "Theoretical stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering (ASCE)*. Vol. 114, No. 8, Agosto, pp. 1804-1825.



- Mendoza, E (1991).** "DRAINER": programa de computadora para el análisis inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura. Informe interno, Instituto
- Montiel, M A y S Ruiz (2007).** "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp 1915-1934
- NTC-Concreto (2004).** Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo. *Gaceta oficial del Distrito Federal*, 29 de Enero.
- NTC-Sismo (2004).** Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo. *Gaceta oficial del Distrito Federal*, 29 de Enero.
- Ordaz, M, J Arboleda y S K Singh (1995).** "A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes". *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 85. No. 6. pp. 1635-1647.
- Paulay, T y M J N Priestley (1992).** "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons. Inc.
- Paulay, T (2002).** "An estimation of displacement limits for ductile systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp 583-599.
- Parzen, E (1962).** *Stochastic Processes*, Ed. Holden-Day, Inc., pp 54-55.
- Picazo, Y (2008).** "Funciones de confiabilidad sísmica con muros de cortante", *Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM*.
- Powel, G H (1973).** "DRAIN-2D user's guide", *Reporte No. EERC 73-22*, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.
- Priestley, M J N, F Seible y G M Calvi (1996).** *Seismic design and retrofit of bridges*, Ed. John Wiley and Sons, Inc. pp 243-277.
- Rangel, J G (2006).** "Funciones de confiabilidad sísmica de sistemas con elementos disipadores de energía". *Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM*.
- Rodríguez, M y J C Botero (1996).** "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", *Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 575, Enero.
- Rosenblueth, E y L Esteva (1972).** "Reliability basis for some Mexican Codes", *ACI Journal*, SP 31-1 (Probabilistic design of buildings), pp 1-41.
- RCDF (2004).** Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta oficial del Distrito Federal*, 29 de Enero



Sánchez, O (2005). “Funciones de confiabilidad sísmica de marcos de edificios”. *Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.*

Scott, B D, R Park y M J N Priestley (1982). “Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops ot low and high strain rates” *ACI Journal*, 79-2, pp.13-27.

Vamvatsikos, D y A Cornell (2002). “Incremental dynamic analysis”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 3: 491-514.

Wallace, J W y J P Moehle (1992). “Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 6: 1625-1644.

Wang, M L y S P Shah (1987). “ Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp 993-1003.

Yeh, C H y Y K Wen (1989). “Modeling of nonstationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures”. *Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Report No. 546, University of Illinois.*

APÉNDICE 1

First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology
(a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)
Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006
Paper Number: 1265



A HYBRID METHOD FOR SIMULATING STRONG GROUND MOTIONS RECORDS

Eduardo ISMAEL¹ and Luis ESTEVA²

SUMMARY

An approach is presented to the generation of artificial strong ground motions records. It has been inspired by two different techniques of simulation, generalized attenuation functions and empirical Green's functions. Attenuation relationships, in terms of magnitude and distance, are developed to apply a scaling factor to a low-intensity record intended to be used as a Green's function. An example is presented to illustrate the application of the method. Several detailed strong ground motions histories are generated for a specific site in Mexico City soft-soil region. Realistic simulated histories to be used in seismic reliability studies are obtained for a hypothetical seismic event with $M=8.2$ and different source-to-site distances.

1. INTRODUCTION

The establishment of intensity-dependent reliability functions forms part of typical structural reliability studies. The importance of such functions is linked to their applicability in the establishment of seismic design criteria. In order to obtain sufficiently accurate estimations of them it is necessary to count with samples of realistic ground motion time histories, with evolutionary instantaneous intensities and frequency-content properties representative of those that characterize actual records. Given the lack of sufficiently large samples of actual records, in particular for those associated with large-magnitude events, we have to resort to the generation of simulated time histories.

Several techniques for the generation of synthetic ground motion records for given magnitudes and source-to-site distances are available in the literature. A group of them make use of generalized attenuation functions, which relate the parameters that describe in statistical terms the evolutionary instantaneous intensities and frequency-content properties in terms of magnitude and source-to-site distance [Alamilla et al., 2001a]; another is based on the use of empirical Green's functions [Ordaz et al., 1995]. Unfortunately, these methods have some limitations concerning their applicability to seismic reliability analysis. For instance, generalized attenuation functions fail to represent some details of the evolutionary statistical properties of the ground motion that may be relevant for the estimation of structural response; and Green's functions corresponding to the source-to-site distance of interest are not always available.

To overcome these limitations we propose here a hybrid method that takes advantage of the two mentioned approaches. It consists in using all the available records at the site of interest (or at representative sites) to develop distance-dependent generalized attenuation equations that will be used to establish scaling factors to be applied to the actual records, in order to transform them to correspond to the correct source-to-site distance before adopting them as conventional Green's functions. The method is illustrated by means of an example for a soft soil site in the Valley of Mexico.

2. EMPIRICAL GREEN'S FUNCTIONS

The use of records of small earthquakes as empirical Green's functions to characterize a large event associated with the same rupture area was originally proposed by Hartzell (1978). Such records inherently include the variation in the propagation of the seismic waves and site effects. However, the technique requires specifying the characteristics of the rupture process [Ordaz, et al., 1995].

¹ Institute of Engineering, National University of Mexico, Ciudad Universitaria. Apartado Postal 70-472, Coyoacán , 04510 México D.F, México.
Email: eismaelh@ingen.unam.mx

² Institute of Engineering, National University of Mexico, Ciudad Universitaria. Apartado Postal 70-472, Coyoacán , 04510 México D.F, México.
Email: lestevam@ingen.unam.mx

APÉNDICE 1

Different schemes have been proposed in order to simulate the rupture process of an earthquake using empirical Green's functions [e.g., Irikura, 1986, Ordaz, et al., 1995]. Irikura's criterion needs a detailed description of the rupture process, which leads to some limitations for its use in typical engineering practical conditions; this implies the necessity to specify many source parameters such as seismic moment, stress drop, rupture area, failure plane angles, rise time, among others.

Ordaz et al., (1995) proposed a methodology that permits obtaining realistic synthetic records with good approximation for practical conditions. They only need to specify the seismic moment and the stress drop, as input parameters, of both small and target events. This criterion obeys the ω^2 scaling law at all frequencies and assumes that the source parameters are known. Brune's source model is introduced in order to characterize the corner frequency [Brune, 1970]. It is assumed that the extended target area is approximated by a point source. This means that the record of a single small event represents the Green's function for all points of the rupture area of the large earthquake. The simulation process is carried out considering the rupture time of each small record as a random independent variable with a known probability density function.

In accordance with the foregoing paragraphs, the superposition of small records can be carried out following one of two alternative approaches. One of them is based on a scheme of summation of the small records, considered as local failure events at discrete points, for which it is necessary to specify only a few source parameters; this corresponds to the model proposed by Ordaz et al., (1995). The alternative approach is based on a physical model of the rupture process of an earthquake, and it requires the specification of a large number of source parameters; this is the criterion proposed by Irikura (1986).

In the following we will adopt the model proposed by Ordaz, et al (1995), because our interest is focused on the establishment of design criteria that can be used in typical practical engineering conditions.

3. INTENSITY-ATTENUATION RELATIONS

We can empirically relate the magnitude and the source distance with an intensity measure at the interest site. This can be done through relations called attenuation functions. They describe the "attenuation" of the released energy from the seismic source to the site of interest.

The attenuation relations developed in this work will be used to scale the low-intensity actual records to be used as Green's functions. Arias' intensity (I_A) is taken as intensity measure [Arias, 1970]. This is a ground motion parameter that captures the potential destructiveness of an earthquake as the integral of the square of the acceleration-time history, and has a positive correlation with the response demands that determine the performance of structural systems.

The expected value of Arias' intensity in terms of magnitude and distance can be expressed as follows:

$$\bar{I}_A(M, R) = ae^{(bM)} e^{[-(cM+d)R]} \quad (1)$$

Here, M is the surface-wave magnitude and R is the distance from the epicenter to the site of interest; a , b , c y d are parameters that can be determined by regression techniques.

Equation 1 can be used for a specific site and its parameters determined if we have actual recordings of several events at the same site. Pairs of values of M and R are associated with each event. It is necessary that the records correspond to earthquakes generated at the same seismic source or, at least, that they correspond to similar rupture mechanisms.

4. PROPOSED APPROACH

The approach proposed here consists in finding a factor that can be used to scale a low-intensity actual record to be used as an empirical Green's function. This factor takes into account the influence of the distance on the intensity level. With this, we can transform the original record (or Green's function) in order to make it correspond to the source-to-site distance applicable to the specific conditions for which a sample of synthetic records is to be generated.

4.1 Proposed Algorithm

1. Determination of the most likely combination of M and R values. For this purpose, the criteria proposed by Alamilla et al., (2001b) are adopted. They determine the magnitude and distance combination that yields a given value of intensity at a site. Furthermore, the source where the earthquake is originated is also simulated. Extensive explanation about these criteria is

APÉNDICE 1

presented in the mentioned reference. If an intensity value is specified, a sample of pairs of values of magnitude and distance can be simulated. The above values take into account the influence of different uncertainty sources through their probabilistic descriptions. The probability distribution functions are determined from previous studies developed for the site of interest [Alamilla, 2001]. The procedure is summarized as follows :

- a) The source originating the earthquake is randomly selected. This is achieved by simulating the discrete value $J=j$ that identifies the source, j is considered as a random variable with multinomial probability distribution with $\alpha_j, j=1$ and N_f as parameters; N_f is the number of sources.
- b) Once the source has been randomly chosen, a value of M is generated from the probability function given by the following equation:

$$f_{M_j}(m | y) = \alpha_j \int f_{(M,R)_j}(m, r | y) dr \quad (2)$$

In this equation,

$$f_{(M,R)_j}(m, r | y) = k_j f_Y(y | m, r) f_{(M,R)}(m, r) \quad (3)$$

- c) Given the simulated value of $M = m$, a value of R is generated from the probability function given by equation 4, associated with the same source j :

$$f_{R_j}(r | m, y) = \frac{f_{(M,R)_j}(m, r | y)}{f_{M_j}(m | y)} \quad (4)$$

In the above equations, $f_{M_j}(m | y)$ is the probability density function of M conditional to $Y = y$ associated with the source j ; $f_{(M,R)_j}(m, r | y)$ is the joint distribution of M and R conditioned to $Y = y$ associated with the same source; k_j is a normalizing constant; $f_Y(y | m, r)$ is the conditional probability density function of the intensity Y for $M = m$ and $R = r$; $f_{(M,R)}(m, r)$ is the joint marginal probability density function of M and R throughout the potential seismic sources that contribute significantly to the seismic hazard at the site; finally, $f_{R_j}(r | m, y)$ is the probability distribution of R conditional to $M = m$ and $Y = y$ associated with the source j .

2. Determination of the source parameters, seismic moment (Mo) and stress drop ($\Delta\sigma$). In the previous step the values of M and R as well as the seismic source were simulated. Those simulated values are useful because the values of Mo and $\Delta\sigma$, for target and small events, can be computed from them. The source parameters can be computed as follows:
 - a) The seismic moment can be determined if we have empirical relations between M_s (or another magnitude measure) and Mo . The relation proposed in this work is given by equation 5. Here M_s is the surface-wave magnitude; a and b are parameters that depend on the seismic region.

$$\overline{M}_o(M_s) = ae^{(bM_s)} \quad (5)$$

- b) In order to determine the stress drop parameter, for subduction earthquakes, the criteria proposed by Aguirre and Irikura (2004) can be used. They use a relation between the ordinate of the flat level (A_0) of the acceleration spectra due only to the asperity, 98% of A_0 [Aguirre, 2006], and the asperity area for determining the stress drop parameter. They used Mexican data (subduction region) in order to calibrate the relation. On the other hand if we need the stress drop for another kind of earthquakes, the criteria proposed by García et al., (2004) can be used. In their work the stress drop of inslab earthquakes is determined by a relation that depends on the seismic moment.
3. Selection of the Green's function. An actual record obtained at the site of interest must be taken as Green's function. Magnitude and source distance values are given for this record. Using the criteria given in step 2 we can determine Mo_s and $\Delta\sigma_s$, seismic moment and stress drop for the Green's function, respectively. The quotient, in terms of seismic moment, between the target and the small events, must be within a factor not larger than 10^3 [Irikura and Kamae, 1994].

APÉNDICE 1

4. Scaling factor, κ . This factor is computed by equation 6, where $\bar{I}_A(M, R_T)$ is the mean value of Arias' intensity (equation. 1) for the source distance R_T associated with the target event. This distance was simulated in step 1. $\bar{I}_A(M, R_S)$ is the mean value of the Arias' intensity for the source distance R_S associated with the small event (original Green's function).

$$\kappa^2 = \frac{\bar{I}_A(M, R_T)}{\bar{I}_A(M, R_S)} \quad (6)$$

5. Synthetic records. The simulation technique given by Ordaz et al., (1995) and the scaling factor can be used for obtaining the desirable synthetic records.

4.2 General assumptions considered in this work

We assume that seismic hazard at the site of interest results from the seismic activity of a zone located in the boundary between the North America and the Cocos plates, where the latter subducts under the former. Three different types of source-mechanisms can be identified: a) inverse fault earthquakes, which include both characteristic earthquakes and background activity, b) normal fault earthquakes (intermediate depth), also including both types of earthquakes, and c) diffuse seismicity, which includes local and cortical earthquakes.

The stress drop parameter is the same for the target event as well as for the small one, and is considered to be constant.

Near-source directivity effects are not considered because here we work only with sites distant from the rupture area.

5. APPLICATION

The following paragraphs are used to show the approach proposed in this work. The results are given using response spectra in terms of pseudo-acceleration and detailed acceleration-time histories.

The SCT site was chosen for the development of the attenuation relations given by equation 1 and for the generation of the synthetic records. Here we assume that seismic hazard is completely determined by inverse fault and normal fault earthquakes generated at the subduction zone in the southern coast of Mexico. The local and cortical earthquakes are not considered. Figure 1 shows the spatial location of actual earthquakes used to determine the parameters of equation 1. Two attenuation relations were obtained, in order to describe inverse fault and normal fault earthquakes.



Figure 1: Spatial distribution of actual events used in this study

The parameters of the actual earthquakes are given in Table 1. We considered twenty four recorded events at the SCT site, which is located in the lake zone (soft soil zone) of the Valley of Mexico. The data were obtained from BMSF (1997) and the department of seismic instrumentation of the Institute of Engineering. The data correspond to earthquakes with M_s ranging from

APÉNDICE 1

4.9 to 8.1. They have been recorded since 1985. The sample includes the Michoacan earthquake with $M_s=8.1$, considered as the largest in this period of time.

Table 1: Parameters obtained from the events used in this study

EVENT	DATE OF EVENT	M_s^*	M_o^{**} (dyne.cm)	LATITUDE	LONGITUDE	R_e (km)	H(km)	R_h (km)	COMPONENT	I_A (cm/sec)	T_e (sec)
1(S)	19/09/1985	8.1	1.1E+28	18.081	102.942	445.71	15	445.96	EW	141000	43.1
									NS	75800	72.6
2(S)	24/10/1993	6.6	1.01E+26	16.54	98.98	317.23	19	317.79	EW	880	68.3
									NS	1010	71.3
3(S)	19/07/1997	6.3	1.19E+26	15.86	98.35	402.02	5	402.05	EW	14.4	12
									NS	27.1	12.9
4(S)	15/07/1996	6.5	9.95E+25	17.45	101.16	310.55	20	311.19	EW	193	44.9
									NS	256	46.6
5(N)	21/06/1999	5.8	3.11E+25	17.99	101.72	325.30	54	329.75	EW	108	36.3
									NS	149	37.5
6(S)	30/09/1999	7.5	1.72E+27	15.95	97.03	448.64	16	448.92	EW	3660	85.5
									NS	5070	84.9
7(N)	29/12/1999	5.4	8.29E+24	18.02	101.68	319.81	82	330.16	EW	49.8	13.2
									NS	21.2	15.7
8(S)	25/04/1989	6.9	2.39E+26	16.603	99.4	310.96	19	311.54	EW	8250	68.9
									NS	7370	72.4
9(S)	11/05/1990	4.9	2.48E+24	17.046	100.84	321.22	12	321.45	EW	39.4	13.4
									NS	32.3	12.6
10(S)	31/05/1990	5.9	7.49E+24	17.106	100.893	319.38	16	319.78	EW	167	41.3
									NS	349	43.2
11(S)	14/09/1995	7.2	1.31E+27	16.31	98.88	343.49	22	344.20	EW	9960	32.3
									NS	3250	31.2
12(S)	09/10/1995	7.3	1.15E+28	18.74	104.67	617.32	5	617.34	EW	604	46.4
									NS	807	45.6
13(S)	25/02/1996	6.9	5.51E+26	15.83	98.25	407.83	3	407.84	EW	207	47.6
									NS	202	44.9
14(S)	25/02/1996	5.3	7.79E+24	15.48	94.04	714.15	13	714.26	EW	24.5	22.8
									NS	20.7	22.1
15(S)	03/02/1998	6.2	3.72E+25	15.69	96.37	513.77	33	514.83	EW	39.3	51.7
									NS	88	50.8
16(N)	15/06/1999	6.5	3.1E+26	18.18	97.51	226.16	69	236.45	EW	1680	29.5
									NS	2380	29.9
17(S)	04/01/1986	5.4	2.67E+24	19.53	107.98	980.58	9	980.62	EW	3.44	3.49
									NS	17.4	1.64
18(S)	11/01/1997	6.9	6.06E+26	17.91	103.04	462.42	16	462.69	EW	1450	94.8
									NS	1520	87.8
19(N)	22/05/1997	6	6.53E+25	18.41	101.81	315.09	59	320.56	EW	88.2	44.2
									NS	102	36.6
20(S)	22/01/2003	7.6	2.05E+27	18.22	104.6	619.13	10	619.21	EW	1550	40.8
									NS	1920	65.5
21(N)	21/07/2000	5.1	7.14E+24	18.09	98.97	145.96	48	153.65	EW	900	48.7
									NS	672	51.9
22(S)	09/08/2000	6.5	7.13E+25	17.99	102.66	419.89	16	420.20	EW	204	11.3
									NS	233	14.3
23(S)	08/10/2001	6.1	7.41E+24	17.03	100.103	282.95	16	283.40	EW	91.2	25.9
									NS	94.6	26.3
24(S)	01/01/2004	6.3	3.45E+24	17.39	100.37	260.50	10	260.69	EW	183	38.1
									NS	118	43.3

In Table 1, M_s^* is the surface-wave magnitude reported by local data; M_o^{**} is the seismic moment reported by the CMT catalog of Harvard; R_e and R_h are the epicentral and hypocentral distances, respectively, and they are computed from the geographical coordinates; H is the depth of the event. The values of Arias' intensity I_A and effective duration T_e are given for the EW and NS components. A systematic variation of the effective duration with respect to the magnitude was observed, but this did not occur with respect to the distance.

Table 2: Parameters obtained from Equation 1 for two source-mechanisms

Source-mechanism	a	b	c	d
Inverse fault earthquakes	2.0E-06	3.3E+00	2.5E-03	-1.1E-02
Normal fault earthquakes	3.2E-06	4.2E+00	1.2E-02	-4.6E-02

The parameters that appear in Equation 1 have been determined for inverse fault earthquakes as well as for those associated with normal fault earthquakes. They are given in table 2. Figures 2 and 3 show the attenuation relations for the inverse fault and normal fault earthquakes, respectively. In those figures the variation of the I_A is given in terms of R for different values of M ; the points represent the computed data and the continuous lines are the fitted expressions for different values of M .

APÉNDICE 1

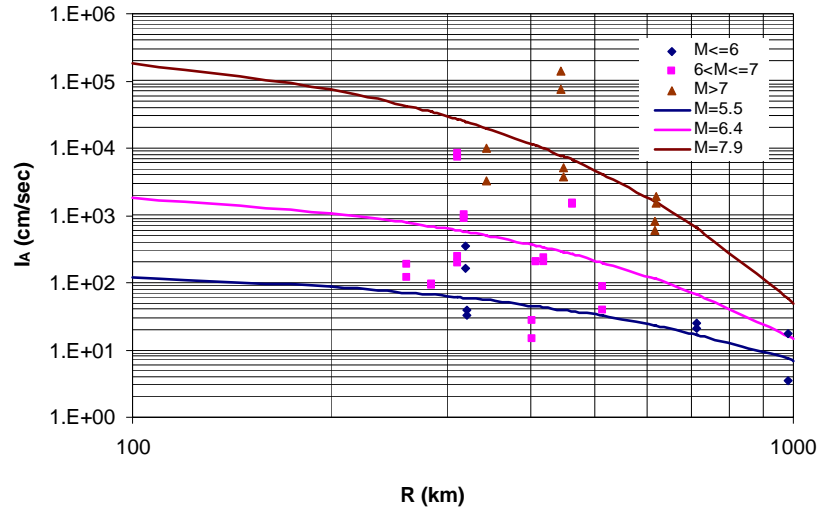


Figure 2: Attenuation functions for inverse fault earthquakes

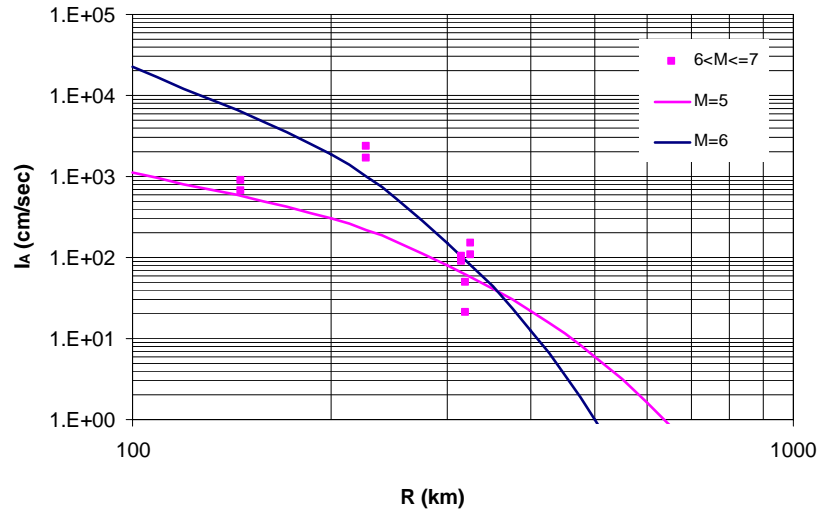


Figure 3: Attenuation functions for normal fault earthquakes

Following the procedure given in Section 4, we simulated a pair of M and R values. First we defined a value of the intensity at the SCT site, in terms of the spectral ordinate for a structural period equal to 0.965 sec. This ordinate is equal to 490 cm/sec^2 and corresponds to a return period of 485 years. With this information we obtained the pair of values $M = 8.2$ and $R = 308 \text{ km}$, both associated with characteristic events from an inverse fault source process. Counting with these values, a Green's function was chosen from the data set of actual records at the site; it corresponded to the E-W component produced by the 25 April 1989 earthquake ($M_s = 6.9$ and $R = 310 \text{ km}$). The source parameters were taken from Ordaz et al., (1995), because they analyzed a similar case in their study. The M_0 for the target and the small earthquakes were taken equal to $2.5 \times 10^{28} \text{ dyne.cm}$ and $2.4 \times 10^{26} \text{ dyne.cm}$, respectively. The stress drop value was the same for both and was taken equal to 150 bars. Because the source-to-site distance for the actual record was very similar to that determined on the basis of the intensity at the site, it was not necessary to introduce any scaling factor to account for the difference in distances between the event giving place to the actual record and that derived from assumed intensity. Therefore, we assumed another R value, maintaining the same initial parameters, in order to illustrate our approach. The new combination was $M = 8.2$ and $R = 400 \text{ km}$. The new value of R was assumed to belong to the same seismic source. Now we could use the attenuation relationship for the inverse failure earthquakes and we obtained the corresponding correction factor κ , which resulted equal to 0.743. The original Green's function was scaled according to κ and we obtained synthetic records. Figure 4 shows the response spectra in terms of pseudo-acceleration for 5% of critical damping, for both cases. Figure 5 shows the record taken as Green's function for each of the two cases mentioned above.

APÉNDICE 1

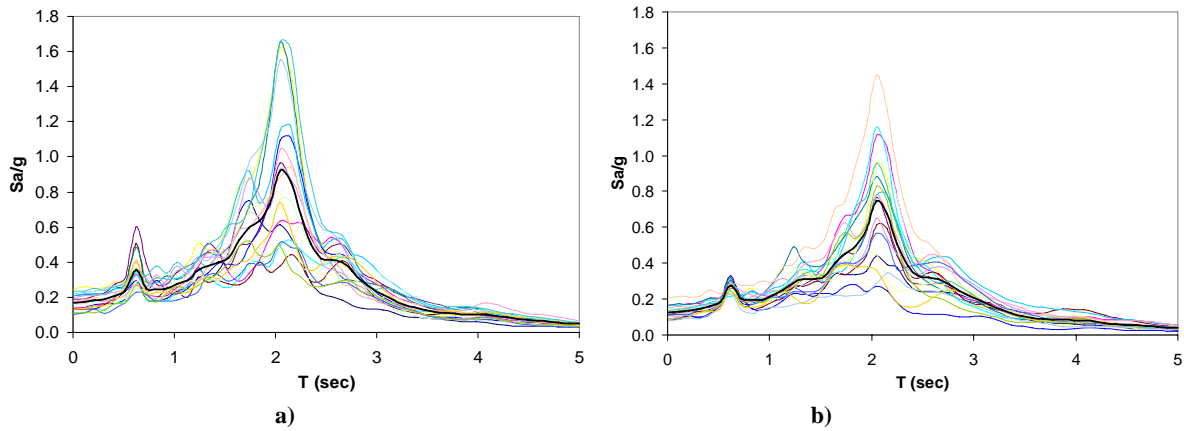


Figure 4: a) Seudo-acceleration spectra associated with synthetic records for postulated large earthquake $M=8.2$ and $R=308$ km; b) Seudo-acceleration spectra associated with synthetic records for postulated large earthquake $M=8.2$ and $R=400$ km

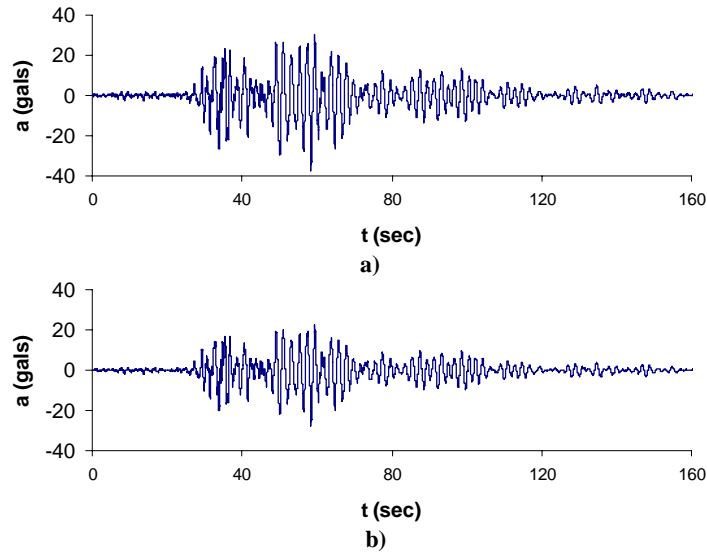


Figure 5: a) Green's function used for $M=8.2$ and $R=308$ Km; b) Green's function used for $M=8.2$ and $R=400$ Km (modified by distance)

Figure 6 shows eight detailed synthetic records obtained from the modified Green's function. They show realistic amplitude and frequency content forms.

APÉNDICE 1

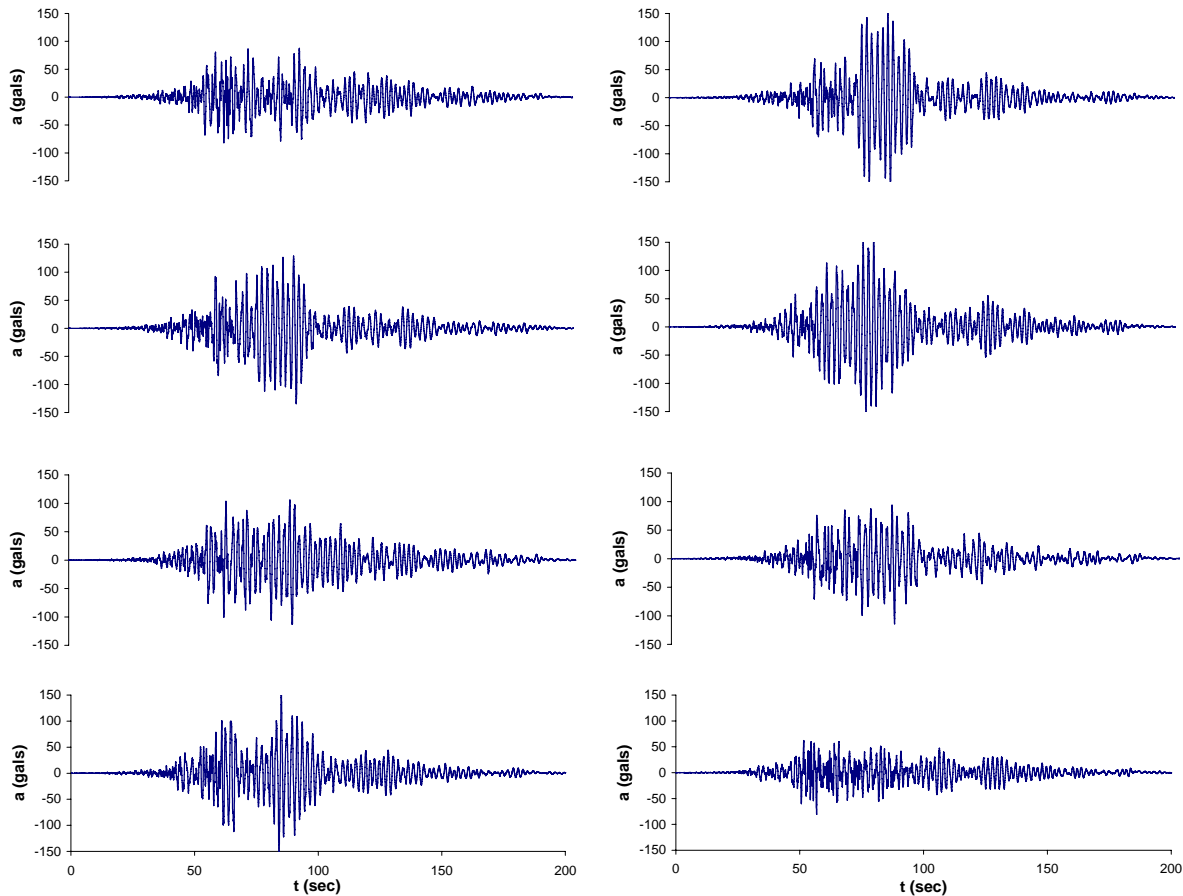


Figure 6: Synthetic records for postulated large earthquake $M=8.2$ and $R=400$ km

6. CONCLUDING REMARKS

A new approach has been presented for simulating detailed strong ground motions records. This approach is inspired by two different techniques of simulation, generalized attenuation functions and empirical Green's functions. Realistic synthetic records were successfully simulated at SCT site, at the soft soil zone in the Valley of Mexico. They were associated with a large postulated earthquake ($M=8.2$ and two different epicentral distances) assumed to occur in the southern coast of Mexico. Two cases were analyzed: in one of them the record used as Green's function was scaled using the factor obtained from attenuation functions in term of Arias' intensity. The results present realistic amplitudes and wave forms. The method adopts some simplifications that do not lead to excessive reductions in the accuracy. Therefore, it can be used for seismic reliability studies in practical engineering conditions.

7. ACKNOWLEDGMENTS

This study was supported by DGEF and CONACYT through scholarships given to the first autor. He thanks the commentaries made by Dr. Jorge Aguirre and other researchers of the seismology department at the Institute of Engineering.

8. REFERENCES

Aguirre, J. (2006), Personal communication.

Aguirre, J. and Irikura, K. (2004), Source characterization of Mexican subduction earthquakes for the prediction of strong ground motions, *Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C, Canada, Paper No. 1572.

APÉNDICE 1

- Alamilla, J. (2001), Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aperticadas, *Tesis doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J., Díaz-López, O. (2001a), Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: their dependence on magnitude and distance. *Journal of Seismology*, 5: 1-21.
- Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J., Díaz-López, O. (2001b), Simulating earthquake ground motions at a site for given intensity and uncertain source location. *Journal of Seismology*, 5: 475-485.
- Arias, A. (1970), A measure of earthquake intensity, R.J. Hansen Ed., *Seismic design for nuclear power plants*, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, 438-483.
- BMSF (1997), Base mexicana de sismos fuertes, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.* CD-ROM Vol. 2.
- Brune, J.N. (1970), Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes, *Journal Geophysics Research*. Vol. 75. No. 26. 4997-5009.
- García, D., Singh, S. K., Herráiz M., Pacheco J.F. and Ordaz, M. (2004), Inslab earthquakes of central Mexico: Q, source spectra and stress drop, *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol. 94, No. 3, 789-802.
- Irikura, K and Kamae K. (1994), Estimation of strong ground motion in broad-frequency band based on a seismic source scaling model and an empirical Green's function technique., *Annali di Geofisica*, Vol. XXXVII, No. 6, 1721-1743.
- Irikura, K. (1986), Prediction of strong ground motions using empirical Green's function, *Proc 7th Japan Earthquake Engineering Symposium*, 151-156.
- Ordaz, M., Arboleda, J. and Singh, S.K. (1995), A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 85. No. 6. pp. 1635-1647.



APÉNDICE 2

Contribución de la interacción suelo-estructura a los desplazamientos laterales del SSR

Debido a que se requiere estimar la respuesta lateral de un SMGL mediante el uso de un SSR en el cual se incluyan los efectos producidos por la deformación de la masa del subsuelo y de la cimentación, es necesario que en dicho sistema simplificado se represente adecuadamente la aportación de la interacción suelo-estructura (ISE) a la respuesta del sistema detallado, así como el cambio del periodo fundamental de vibración que se debe a la flexibilidad de su base. Para esto, en la Figura A2.1 se muestra la curva que relaciona a la fuerza cortante con el desplazamiento lateral del SSR, en ella se hace ver que para un valor de la fuerza cortante, el desplazamiento lateral es igual a la suma del que proviene de las deformaciones del sistema detallado, sin incluir la ISE, más una parte que se supone lineal y que representa la aportación de las deformaciones de la base.

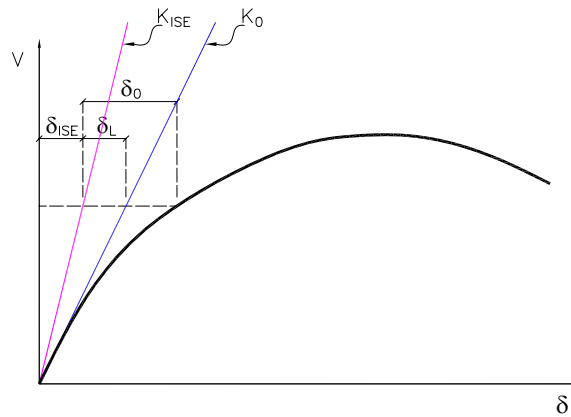


Figura A2.1 Curva que relaciona la fuerza cortante basal con el desplazamiento en el extremo superior del SSR (Adaptada de Picazo, 2008)

En la figura anterior, δ_{ISE} es la aportación de la interacción suelo-estructura, δ_0 es la deformación del SSR sin incluir ISE, δ_L es la respuesta lineal de dicho sistema, definida por la relación V/K_0 , y K_0 es la rigidez tangente inicial del SSR, sin incluir ISE. En esta gráfica es fácil darse cuenta que la curva V vs δ puede obtenerse sumando a las deformaciones del SSR sin incluir ISE las que provienen de este efecto:

$$\delta = \delta_0 + \frac{V}{K_{ISE}} = \delta_0 + \frac{V}{K_0} \cdot \frac{K_0}{K_{ISE}} = \delta_0 + \delta_L \cdot \frac{K_0}{K_{ISE}} \quad (A2.1)$$

Donde K_{ISE} se relaciona como sigue con K_0 , y con K , la rigidez efectiva, tomando en cuenta la influencia de ISE:



$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_0} + \frac{1}{K_{ISE}} \quad (\text{A2.2})$$

Esta última se transforma en la siguiente:

$$K_{ISE} = \frac{K \cdot K_0}{K_0 - K} \quad (\text{A2.3})$$

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF, 2004), la Ecuación A.20 que relaciona la rigidez tangente inicial y el periodo fundamental de la estructura con su rigidez efectiva y su periodo efectivo respectivamente (estos últimos obtenidos de su respectivo sistema idealizado de un grado de libertad incluyendo los efectos de ISE) se expresa como:

$$\frac{K_0}{K} = \frac{T_{ISE}^2}{T_0^2} = r^2 \quad (\text{A2.4})$$

Aquí, T_0 es el periodo fundamental del sistema sin ISE y T_{ISE} es dicho periodo tomando en cuenta ISE. Sustituyendo la expresión anterior para K_0/K en la Ecuación A2.3 se obtiene:

$$K_{ISE} = \frac{K_0}{r^2 - 1} \quad (\text{A2.5})$$

Por lo tanto, la contribución de la interacción suelo-estructura a los desplazamientos laterales del sistema simplificado se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta_{ISE}}{\delta} = \frac{V(\delta)}{K_{ISE} \cdot \delta} = \frac{V(\delta)}{K_0 \cdot \delta} \left[\left(\frac{T_{ISE}}{T_0} \right)^2 - 1 \right] \quad (\text{A2.6})$$

En esta ecuación, el término $V(\delta)$ denota el valor del desplazamiento δ incluyendo ISE, asociado al valor del cortante basal V ; estos valores, son obtenidos de una curva como la que se muestra en la Figura A2.1.

Estimación de distorsiones en el sistema detallado

En la Figura A2.2 se presenta un esquema de la contribución de la ISE a los desplazamientos del sistema detallado; ahí, δ_i es la deformación horizontal de la cimentación, θ es la rotación de la base, δ_θ es la contribución de θ al desplazamiento del extremo superior, X_N es el desplazamiento del extremo superior con respecto a la base, descontando el movimiento de cuerpo rígido, y $\psi = X_N/H$ es la distorsión global.

Suponiendo que u es la respuesta del sistema simplificado, cuya función V vs u se determinó tomando en cuenta la interacción suelo-estructura, entonces, en vez de la relación $X_N = \gamma u$ que aplicaríamos en el caso sin ISE, tendríamos la relación $\delta = \gamma u$, donde γ es el factor de



participación. Por lo tanto, la estimación de ψ_0 de la distorsión global, por medio del sistema simplificado que incluye el efecto de ISE, se determina con la siguiente expresión:

$$\psi_0 = \frac{\gamma \cdot r_\delta \cdot u}{H} \quad (A2.7)$$

En donde

$$r_\delta = \frac{X_N}{\delta} = 1 - \frac{\delta_a + \delta_\theta}{\delta} = 1 - \frac{\delta_{ISE}}{\delta} \quad (A2.8)$$

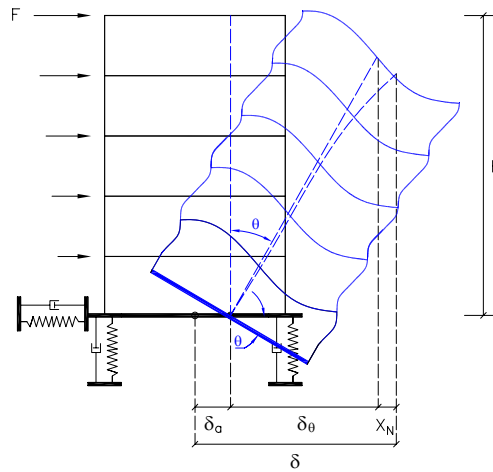


Figura A2.2 Contribución de la ISE a los desplazamientos del sistema detallado
(Tomada de Picazo, 2008)



APÉNDICE 3

Factores de transformación obtenidos para los SSR

En este apéndice se muestran los factores de transformación obtenidos para la familia de estructuras que se consideró en este trabajo. La determinación de tales factores se llevó a cabo considerando los criterios descritos en la Sección 3.4.3.2 del Capítulo 3. Se presentan los gráficos obtenidos para los valores de los factores ρ y ρ_i , en términos de la medida de intensidad sísmica normalizada Q definida en la Sección 2.4.1, estimados según las Ecuaciones 3.9 y 3.10. Los ajustes presentados en cada una de las gráficas representan los valores esperados y varianzas correspondientes. Para tales ajustes se utilizó una expresión genérica similar a la presentada en Ismael (2003), cuya forma es:

$$\nu(Q) = a + bQ + c(1 - \exp(-dQ)) \quad (\text{A3.1})$$

Donde a , b , c y d son parámetros de ajuste obtenidos por medio de mínimos cuadrados.

En la Figura A3.1 se muestran los valores esperados y varianzas de ρ obtenidas de los ajustes para los cuatro casos estudiados. Las Figuras A3.2-A3.5 muestran los valores de ρ_i para algunos entrespisos de cada sistema analizado.

De los resultados se puede observar que, en general, no se presenta una tendencia sistemática para los valores de los factores de transformación presentados. Esto se puede deber a que los sistemas estudiados, aunque de la misma familia, no tienen las mismas características y propiedades. Para poder observar una posible tendencia se haría necesario un estudio paramétrico, lo cual queda fuera del alcance del presente estudio.

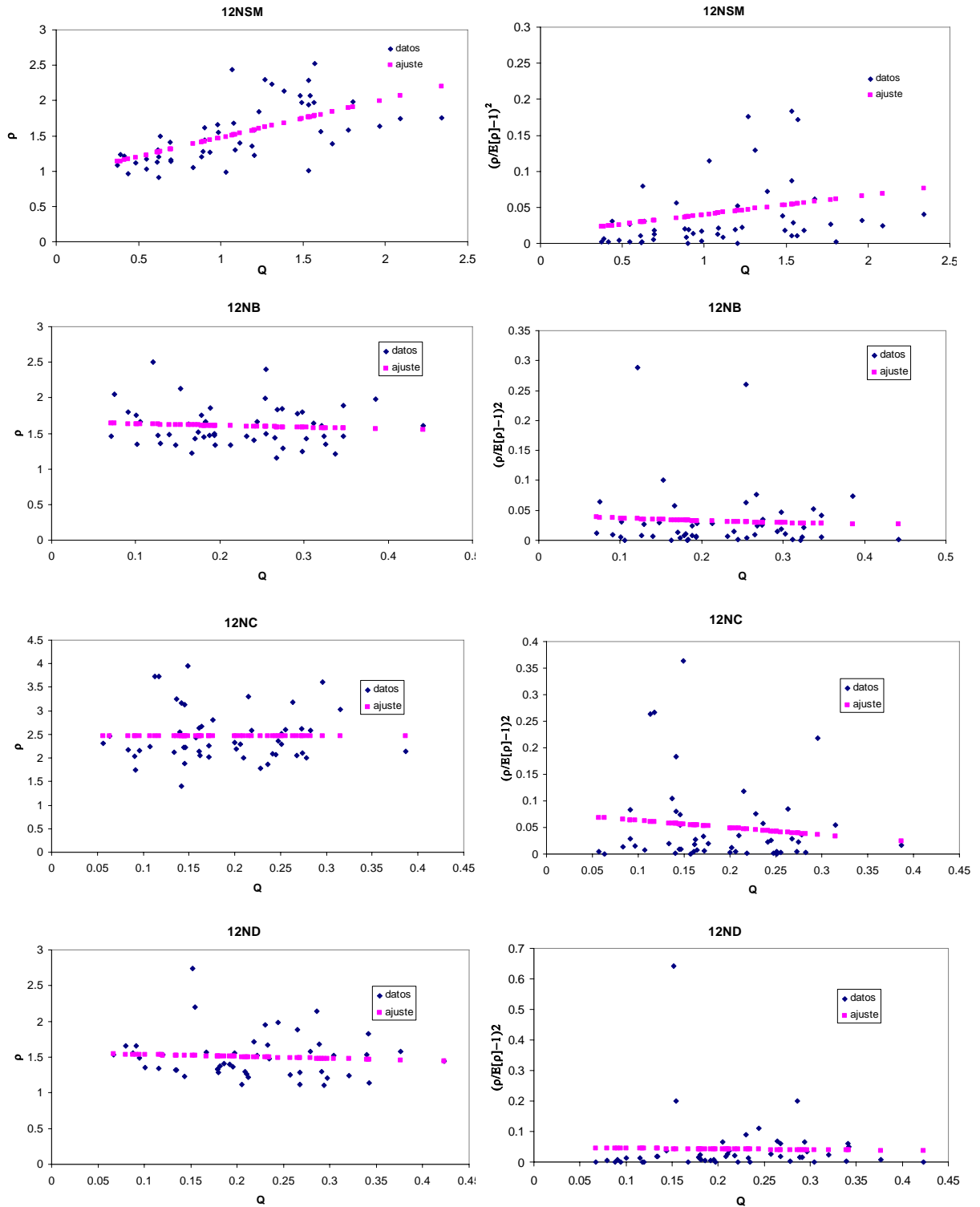


Figura A3.1. Valores esperados y varianzas de ρ , obtenidas de los ajustes para los cuatro casos estudiados

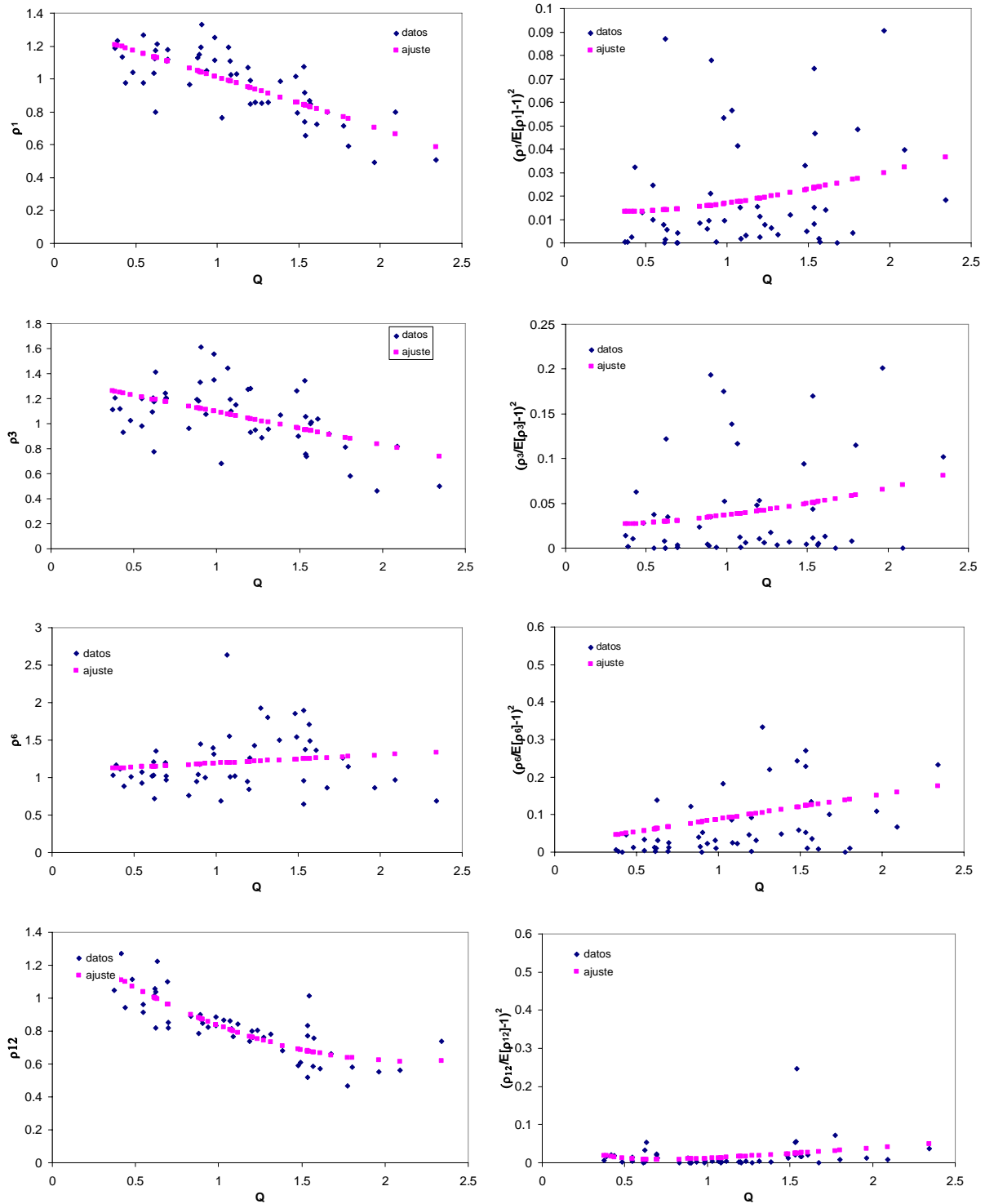


Figura A3.2. Valores esperados y varianzas de algunos valores de ρ_i , obtenidas de los ajustes para el caso 12NSM

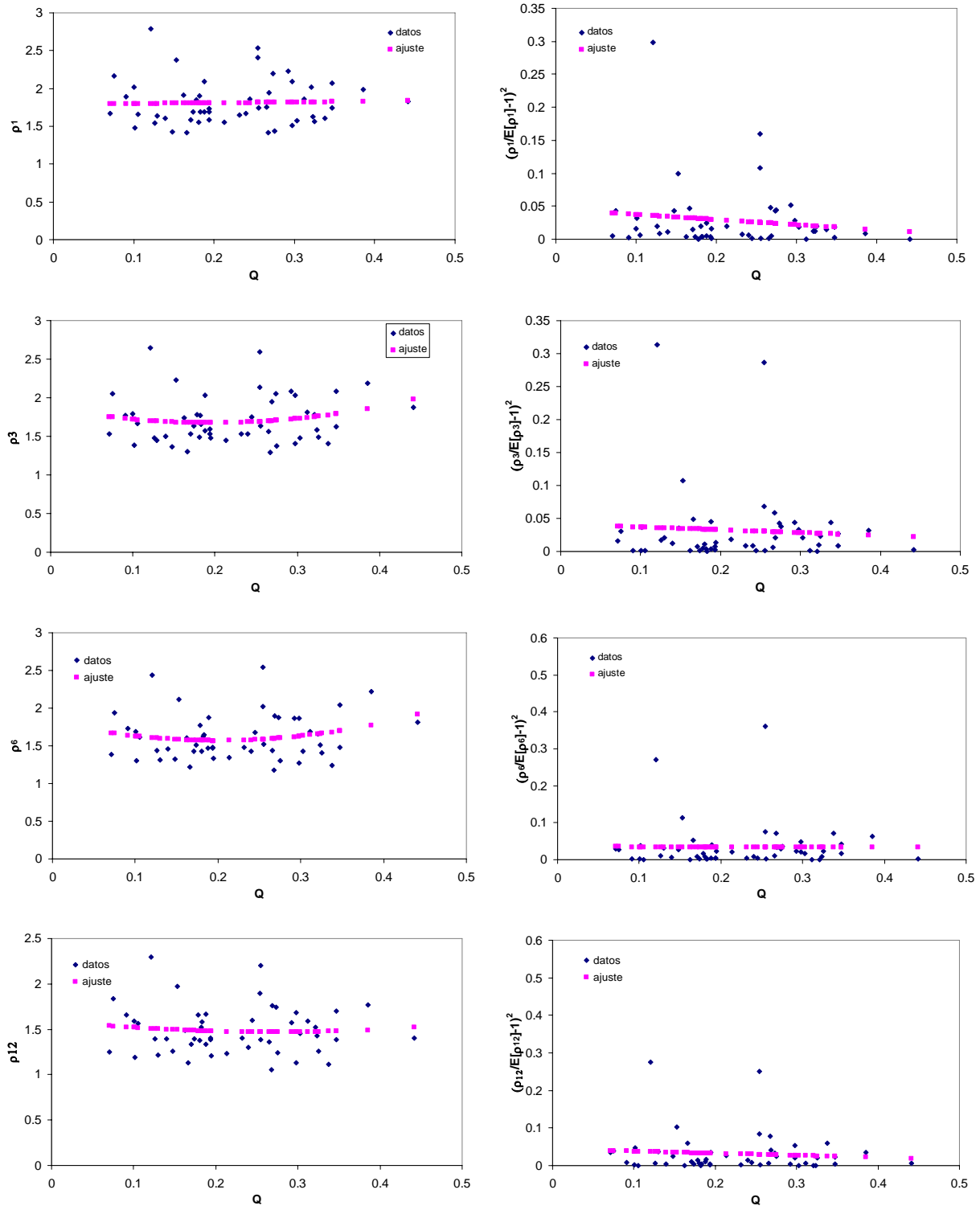


Figura A3.3. Valores esperados y varianzas de algunos valores de ρ_i , obtenidas de los ajustes para el caso 12NB

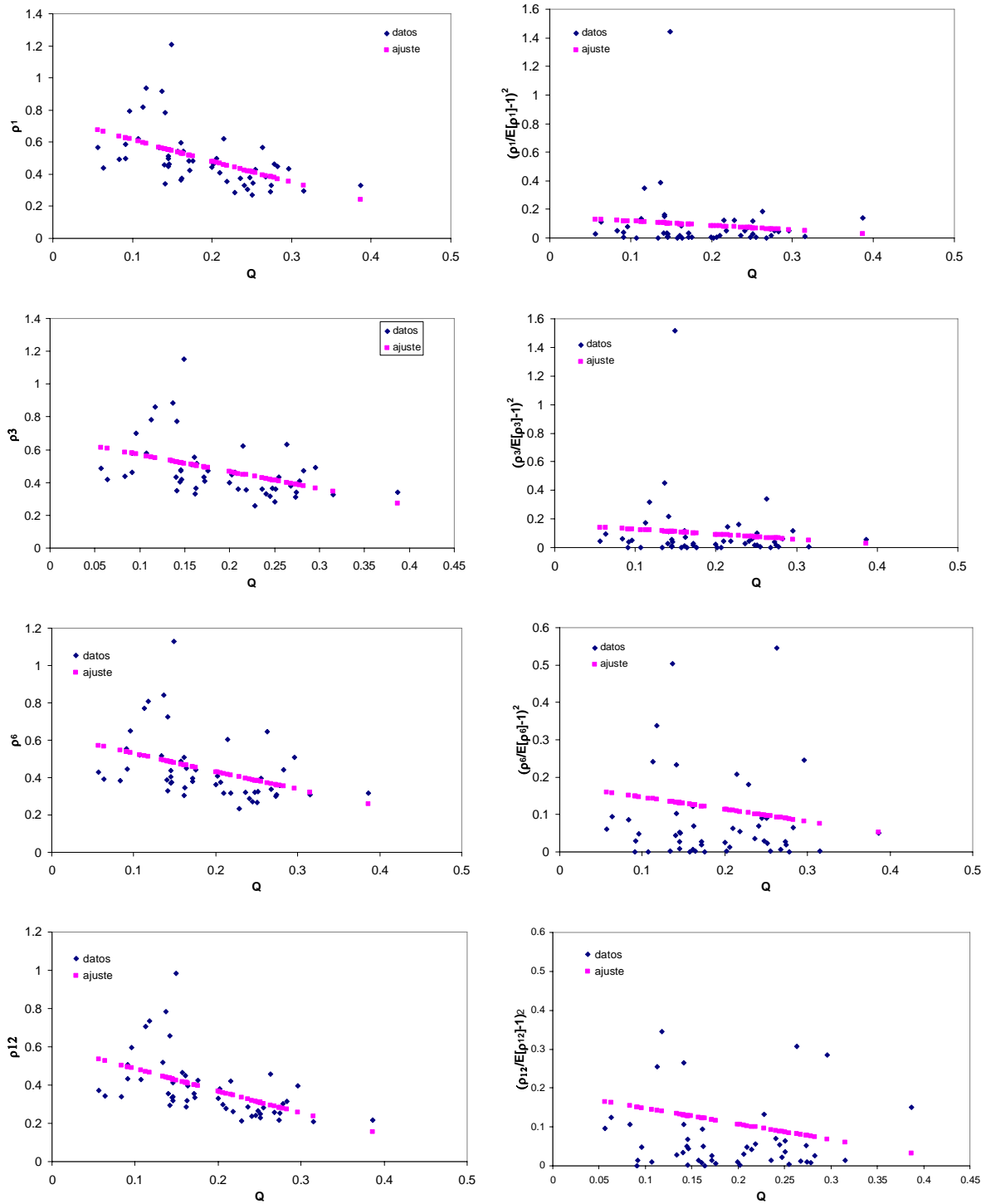


Figura A3.4. Valores esperados y varianzas de algunos valores de ρ_i , obtenidas de los ajustes para el caso 12NC

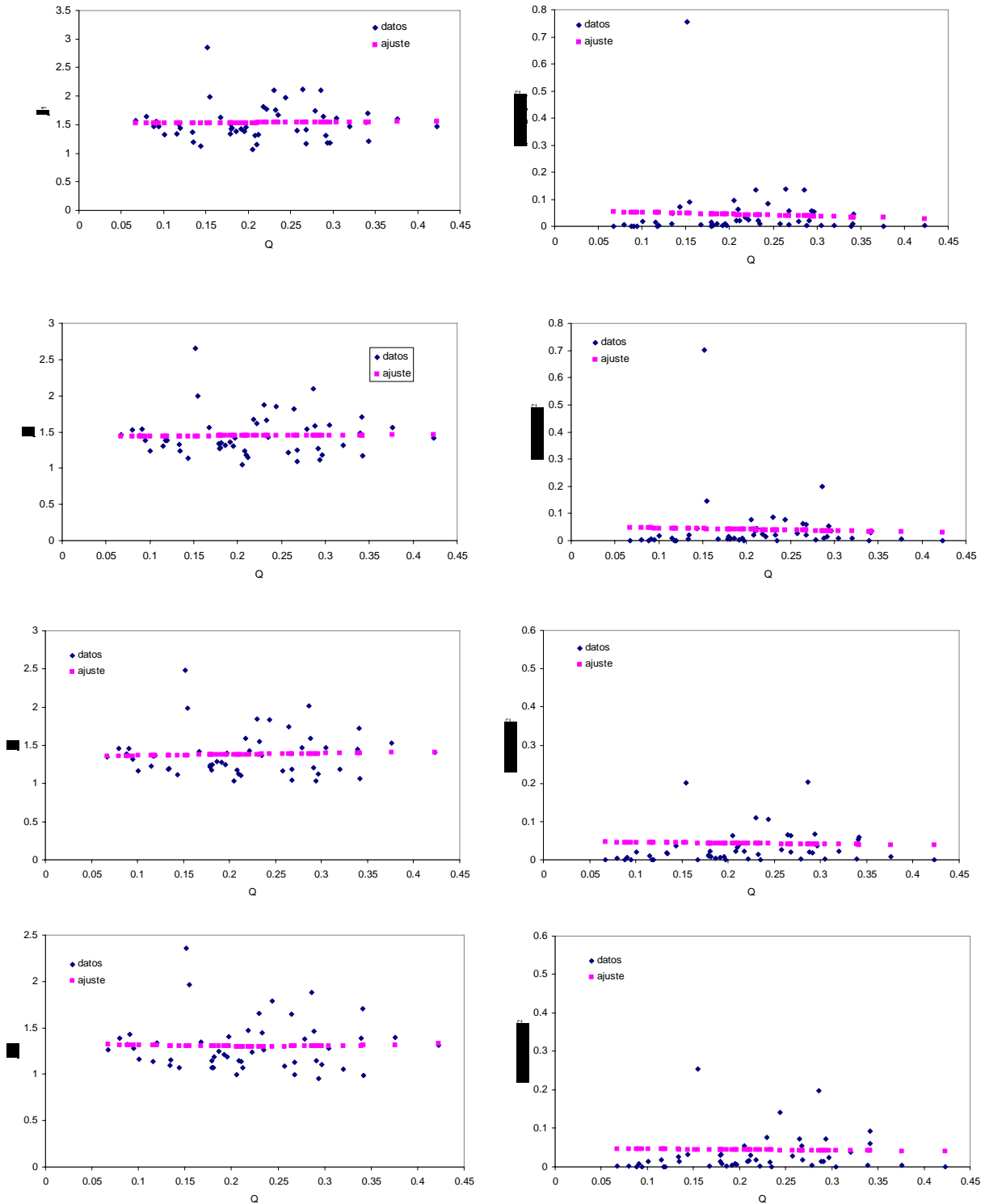


Figura A3.5. Valores esperados y varianzas de algunos valores de ρ_i , obtenidas de los ajustes para el caso 12ND



APÉNDICE 4

Establecimiento de los niveles objetivo de confiabilidad y desempeño

En los siguientes párrafos se presentan ideas para el establecimiento de los niveles de confiabilidad y desempeño deseables para una familia de estructuras dada. En rigor los niveles de confiabilidad y desempeño se deben obtener a partir de un criterio de optimización, por ejemplo el utilizado en Ismael (2003). Una forma alternativa es mediante calibración de los niveles implícitos de confiabilidad que aparecen en las normas vigentes de diseño sísmico. Estos niveles pueden depender del tipo y características específicas de las familias de sistemas estructurales considerados. A fin de estimarlos se propone el siguiente procedimiento simplificado:

ETAPA 1. Establecimiento de los niveles objetivo

Paso 1. Se define y prediseña la estructura o familia de ellas según un criterio convencional.

Paso 2. Se definen los estados límite de interés: estado límite de servicio y/o estado límite de falla.

Paso 3. A partir de los estados límite anteriores, se definen los correspondientes niveles de intensidad y_1 y y_2 asociados con periodos de recurrencia que se adoptarán para el diseño en relación con cada estado límite.

Paso 4. Para cada intensidad seleccionada se lleva a cabo la estimación de la demanda sísmica probabilística de los sistemas de interés, considerando las incertidumbres del tipo aleatorio que intervienen tanto en la intensidad sísmica como en las propiedades estructurales y cargas gravitacionales.

Paso 5. Se realiza un análisis de empuje lateral para estimar la capacidad de la estructura, así como los parámetros y propiedades necesarios para describir un sistema simplificado de referencia (SSR). Esto último por si interesa llevar a cabo el análisis de confiabilidad para diferentes niveles de refinamiento y aproximación en las estimaciones de las funciones de confiabilidad; así como también, para obtener niveles de confiabilidad en términos de intensidades normalizadas.

Paso 6. Se determinan funciones, en términos de una medida de la intensidad y o intensidad normalizada (Q, η) , que tengan fuerte correlación con la respuesta estructural de interés del sistema. Para los estados límite definidos en el Paso 2 se pueden adoptar como indicadores de desempeño al valor esperado de las distorsiones máximas, $E[\psi(y)]$, para el estado límite de servicio, y el índice de confiabilidad de Cornell, $\beta_\delta(y)$, para el de falla.

Para una familia de sistemas el indicador $\beta_\delta(y)$ se estimaría considerando la definición dada por la Ecuación 5.1, según el Capítulo 5 de este trabajo, es decir, $\beta_\delta(y) = \beta_i(\eta, \alpha_i)$.



Paso 7. A partir de las funciones de confiabilidad obtenidas en el Paso 6 y con las curvas de peligro sísmico correspondientes, se procede a la estimación de las tasas de falla, ν_F , para cada uno de los sistemas estructurales. Aquí se utiliza el criterio dado en la Sección 4.5.

Paso 8. Dadas las funciones confiabilidad o tasas de falla y las intensidades definidas en el Paso 3, se establecen los niveles objetivo de confiabilidad y desempeño, $\beta^*_d(y_2)$, ν^*_{*F} y $E^*[\psi(y_1)]$, respectivamente.

ETAPA 2. Proceso de diseño sísmico basado en niveles establecidos de confiabilidad y desempeño para diferentes valores de la intensidad sísmica

Para el caso del diseño sísmico basado en un nivel establecido de confiabilidad

Paso 1. Se especifica el valor de la intensidad y' para el cual se desea llevar a cabo el nuevo diseño de la estructura que pertenece a la misma familia. Aquí también se especifican los valores para p , σ_U y α , definidos en la Sección 4.4. Para este nuevo diseño se puede emplear un criterio convencional.

Paso 2. Se calcula el valor de β_p de acuerdo con la Ecuación 4.17, donde β_0 se tomará igual al valor de $\beta^*_d(y_2)$ establecido como objetivo en el Paso 8 de la Etapa 1.

Paso 3. Se determina el valor de r a partir de la suposición de que el índice de confiabilidad tiene una distribución normal $(\bar{\beta}, \sigma_\beta)$; y que por tanto $X = (\beta - \bar{\beta}) / \sigma_\beta$ tiene función de distribución normal estándar $\Phi(0,1)$. De esta forma $p = \Phi[-r]$.

Paso 4. Se calcula el valor de β_0 utilizando la Ecuación 4.18 y se entra a la función $\beta_d(y)$ estimada en el Paso 6 de la Etapa 1, dada la condición $\beta_d(y') = \beta_0$.

Paso 5. Se hace la revisión de los valores obtenidos en el paso anterior, los cuales se comparan con los valores establecidos como objetivos. En caso de que coincidan con ellos, se da por terminado el proceso. En caso contrario se hacen los ajustes que se crean convenientes en el diseño y se procede en forma iterativa hasta lograr la coincidencia. Para ello se puede llevar a cabo un análisis con el sistema detallado, o en su caso con un SSR y los correspondientes factores de transformación.



APÉNDICE 5

Método para estimar el intervalo de intensidades a las cuales se debe someter la muestra de estructuras para lograr valores de I_{RRS} cercanos a la condición de colapso

Para hacer más eficiente la obtención de las funciones de confiabilidad utilizando el I_{RRS} , se estableció un criterio simplificado para determinar el intervalo de valores para la intensidad en el cual se debe trabajar y llevar a cabo el análisis paso a paso. Esto permitirá obtener la muestra de valores del I_{RRS} cercanos a 1.0, que son los que permiten describir en forma más adecuada los dos primeros momentos estadísticos de la variable aleatoria Z_F (intensidad de falla).

Dicho criterio, publicado por Esteva *et al.* (2010), parte del hecho de que se puede generar una muestra de valores del I_{RRS} y de las intensidades correspondientes a cada uno de ellos. El procedimiento general es el siguiente:

1. Definir el periodo fundamental de la estructura.
2. Definir la variable $\eta = S_{dl}(T)/\delta_F$, que corresponde a una medida de la intensidad sísmica normalizada. Aquí, $S_{dl}(T)$ corresponde a la ordenada de espectro lineal de desplazamientos para el periodo del sistema; δ_F es el desplazamiento que corresponde a la falla del mismo y se obtiene de la curva de pushover para el sistema con propiedades medias.
3. Generar gráficas donde en el eje de las ordenadas se encuentra el valor de I_{RRS} y en el de las abscisas el de η . En la Figura A5.1 se muestra un ejemplo de dichas gráficas, en este caso la figura corresponde al caso 12NSM.
4. Establecer anchos de banda Δ , así como valores centrales η_χ para la variable η . Tanto los valores de Δ como de η_χ se establecen según los valores contenidos en el eje de las abscisas (ver Figura A5.1).
5. Obtener valores del porcentaje (probabilidad) de la muestra que cumplen con un límite inferior del I_{RRS} pre-establecido y que puede ser mayor o igual que el 70%. El eje de las ordenadas de la Figura A5.2 corresponde a dicho porcentaje, los valores de p ahí presentados fueron obtenidos considerando valores del $I_{RRS} > 0.8$.
6. Determinar diferentes combinaciones de anchos de banda y valores centrales η_χ . En el eje de las abscisas de la Figura A5.2 se presenta la relación Δ/η_χ , la cual corresponde a dichas combinaciones.
7. Determinar aquella combinación donde el porcentaje de valores, correspondientes a la muestra total, sea el mayor.
8. Determinar, a partir de los resultados del punto 7, el intervalo de variación de la intensidad.
9. Con intensidades dentro del intervalo determinado en el paso anterior, se lleva a cabo un análisis paso a paso del SMGL para obtener el valor del I_{RRS} .

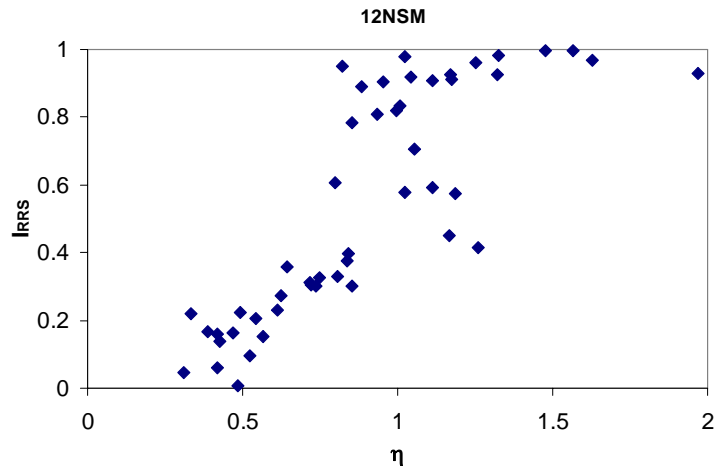


Figura A5.1 Valores del I_{RRS} en términos de la intensidad normalizada para el caso 12NSM

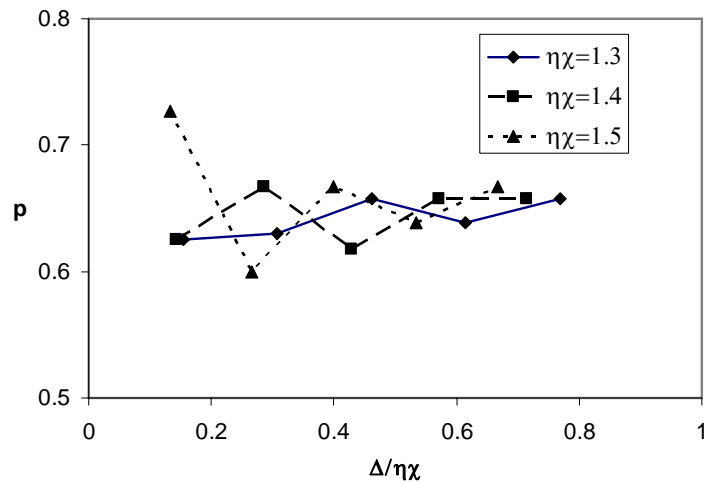


Figura A5.2 Valores de las probabilidades p de la muestra para valores del I_{RRS} en el intervalo $(0.8,1.0]$, en términos de η_χ y Δ/η_χ (Tomada de Esteva *et al.*, 2010)



APÉNDICE 6

Análisis no lineal paso a paso de los sistemas de múltiples grados de libertad

Debido a que en este trabajo se hace necesario estimar la respuesta dinámica no lineal de los SMGL, en lo que sigue se hace una descripción general de las principales hipótesis y criterios considerados para llevar a caso el análisis no lineal paso a paso. Para verificar los detalles se recomienda consultar las referencias citadas.

Para llevar a cabo dicho análisis se utilizó el programa de computo DRAIN-2D (Powel, 1973) en su versión modificada, la cual incluye el modelo de comportamiento de Campos y Esteva (1997) y la interacción suelo-estructura, según el criterio dado en Mendoza (1991). Para el análisis se hicieron las siguientes consideraciones:

1. El paso de integración de los análisis, ΔT , fue de 0.02 para todos los casos. En este punto se sabe que, para que haya una buena aproximación y una estabilidad numérica en el análisis de paso a paso se debe cumplir que $\Delta T \leq T_n / \pi$, donde T_n representa el periodo del modo superior de vibrar que participa significativamente en la respuesta estructural (Priestley et al, 1996). En los casos analizados tal condición se cumple para los primeros cinco modos de vibrar, por lo que el valor de ΔT adoptado se considera adecuado. La Tabla A6.1 muestra los valores de los periodos de vibrar de los casos con propiedades medias analizados en este trabajo.

Tabla A6.1 Valores de los periodos de vibrar asociados con las propiedades medias de los sistemas analizados

Modo	12NSM	12NB	12NC	12ND
T (seg)				
1	1.540	0.930	0.890	0.990
2	0.607	0.297	0.316	0.298
3	0.353	0.164	0.178	0.152
4	0.235	0.105	0.116	0.097
5	0.173	0.076	0.085	0.071
6	0.131	0.059	0.066	0.056
7	0.103	0.049	0.054	0.047
8	0.084	0.042	0.046	0.041
9	0.070	0.037	0.041	0.036
10	0.058	0.034	0.036	0.034
11	0.048	0.031	0.033	0.031
12	0.040	0.029	0.029	0.029

2. En todos los casos se considera la no linealidad geométrica conocida como efecto $P-\Delta$.
3. El sistema de piso se idealizo como un diafragma rígido.
4. Se consideró que las masas de cada nivel se concentran en los nodos correspondientes a una sola columna.



5. Las cargas axiales estáticas, debidas a las cargas gravitacionales, se consideran aplicadas en cada columna.
6. En lo que respecta al amortiguamiento viscoso del sistema, este se consideró del tipo de Rayleigh. La matriz de amortiguamiento se determinó considerando la Ecuación A6.1, donde $a_0[M]$ corresponde al amortiguamiento proporcional a la masa y $a_1[K_0]$ corresponde al amortiguamiento proporcional a la rigidez elástica original. Los coeficientes a_0 y a_1 se obtuvieron según las Ecuaciones A6.2a,b (Chopra, 1995).

$$[C] = a_0[M] + a_1[K_0] \quad (A6.1)$$

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}, \quad a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (A6.2a,b)$$

En las ecuaciones anteriores, $[M]$ es la matriz de masas, $[K_0]$ es la matriz de rigidez elástica de la estructura, ζ es el porcentaje de amortiguamiento crítico que se consideró igual a 0.05 para todos los modos de vibrar, y ω_i y ω_j son las frecuencias correspondientes a los modos "i" y "j", respectivamente. La Tabla A6.2 muestra los valores de los coeficientes a_0 y a_1 para las estructuras con propiedades medias.

Tabla A6.2 Valores de a_0 y a_1 para las estructuras con propiedades medias

CASO	12NSM	12NB	12NC	12ND
a₀ (1/seg)	0.29773	0.56353	0.56376	0.5218
a₁ (seg)	0.00688	0.00347	0.0036	0.00357