



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**FACTORES Y NIVELES DE CONFIANZA DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

JOSÉ TOBÍAS YUNES ESPÍN



**DIRECTOR DE TESIS:
DRA. SONIA E. RUÍZ GÓMEZ
2014**

AGRADECIMIENTOS

Primero que nada quiero agradecer a la UNAM, por haberme dado la oportunidad de cumplir una de las metas más importantes de mi vida, a todas las personas que integran esta gran institución y al pueblo de México, el cual brinda los recursos que hacen posible que miles de personas como yo cumplan el sueño de ser profesionistas.

Dentro de esta institución he conocido a grandes personas que sin duda han marcado mi existencia y me han permitido ser no sólo un mejor estudiante, y ahora un mejor profesionista, sino que también me enseñaron entre otras cosas a ser una mejor personas. Entre estos profesores destaco a Víctor Hugo Piña, por enseñarme a nunca rendirme, a Rodrigo Takashi, el cual con su dedicación y compromiso me transmitió el amor que siente por la UNAM, a Guillermo Mancilla, por su compromiso y el haberme compartido las experiencias que ha tenido en su vida profesional, a Carlos Villaseñor por servirme de guía en mis primeros pasos en el área de estructuras y a muchos otros profesores que dedican su vida a impartir clases en esta gran institución.

También quiero agradecer a las personas que me ayudaron con su tiempo y dedicación a poder concluir esta tesis, la doctora Sonia Elda Ruiz, la cual me ha guiado en la recta final de mi licenciatura y me ha acogido dentro de su grupo de trabajo apoyándome incondicionalmente. A Juan quien ha dedicado muchas horas de esfuerzo, al revisar y explicarme muchos de los conceptos que aquí presento, cosas que sin él jamás hubiera podido comprender, sin él esta tesis no sería posible. A la DGAPA, que permite que muchos estudiantes como yo podamos concluir nuestros estudios y nos permite centrarnos completamente en éstos gracias a su apoyo económico. Quiero de igual manera agradecer a los maravillosos compañeros que tuve durante toda mi carrera a Godínez, José Luis, Ernesto y Razo, los cuales me brindaron su cariño, apoyo y amistad durante cinco años. Por nuestras pláticas interminables, que nunca llegaban a ningún lado, pero renovaban el espíritu.

Por último quiero agradecer a mi familia, mis padres y a Dios, sin ellos absolutamente nada de esto sería posible, por su infinito amor, por creer en mí y apoyarme incondicionalmente.

Resumen

En este trabajo se presenta la metodología para evaluar los factores de demanda (γ) y de capacidad (ϕ), así como los niveles y factores de confianza de edificios sujetos a sismos. La metodología se basa en el formato de Diseño por Factores de Demanda y Capacidad (DCFD) basado en un marco probabilista que considera de manera explícita las incertidumbres aleatorias y epistémicas asociadas tanto a la capacidad como a la demanda. Para obtener la capacidad estructural se realizaron análisis dinámicos incrementales, de los cuales se obtuvieron las curvas de respuesta de las estructuras sometidos a la acción de varios registros sísmicos. Para obtener la capacidad de los modelos analizados se incrementó la intensidad de los registros hasta niveles asociados a la capacidad última de las estructuras.

La demanda estructural se obtuvo a partir de la realización de análisis dinámicos no lineales mediante los cuales se determinó la respuesta estructural para los niveles de intensidad asociados al estado límite de colapso.

La metodología se aplica para evaluar la confiabilidad de 15 edificios de concreto reforzado de 8, 9, 10, 11 y 12 niveles. Dichos edificios fueron diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D. F. (2004). Los edificios se suponen ubicados en la zona IIIb del Valle de México, diseñados para el uso de oficinas. Se considera el desempeño de las estructuras ante el estado límite de colapso.

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	3
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	5
1.3 JUSTIFICACIÓN	6
1.4 HIPÓTESIS	8
1.5 OBJETIVOS	9
1.6 ALCANCES Y LIMITACIONES	10
2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES PARA LA OBTENCIÓN DE LOS FACTORES Y NIVELES DE CONFIANZA	11
2.1 SISMICIDAD DEL VALLE DE MÉXICO	11
2.2 DISEÑO POR FACTORES DE CAPACIDAD Y DE DEMANDA	12
2.3 FACTOR DE ESCALA	22
2.4 ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS	23
3 METODOLOGÍA	24
3.1 ESTRUCTURAS ANALIZADAS	24
3.2 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS	27
3.3 EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD SÍSMICA DE LAS ESTRUCTURAS	30
4 CÁLCULO DE LOS FACTORES Y NIVELES DE CONFIANZA	31
4.1 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN EDIFICIO	31
4.2 RESULTADOS PARA OTROS EDIFICIOS	40
5 CONCLUSIONES	42
6 BIBLIOGRAFÍA	43

1 INTRODUCCIÓN

El objetivo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), como el de la gran mayoría de los códigos sísmicos del mundo, es proporcionar recomendaciones que den lugar a estructuras en las que, durante su vida útil, exista un balance entre sus costos totales, su confiabilidad y su desempeño estructural. Este equilibrio se trata de lograr mediante algunas consideraciones de diseño así como mediante factores de seguridad que se presentan dentro del formato de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD, "Load and Resistance Factor Design", en inglés) (Ellingwood, 1978).

El RCDF se basa en el formato de diseño por factores de carga y resistencia (Ellingwood, 1978; Galambos et al, 1982). Por ejemplo, la combinación de factores de carga que el RCDF (2004) recomienda para diseño sísmico son iguales a: 1.1 carga muerta + 1.1 carga viva + 1.1 carga por sismo para el estado límite de colapso, y son unitarios para el estado límite de servicio; mientras que los factores de resistencia dependen del tipo de material (concreto reforzado, acero, etc) y del estado límite que se trate (i.e., 0.9 para diseños por flexión, 0.8 para diseños por cortante, etc) (Meli, 1976; Ruiz, 1993; Bojórquez y Ruiz, 2013)

Por otro lado, el formato de diseño por factores de capacidad y demanda (DCFD "Demand and Capacity factor Design", en inglés) (Cornell et al, 2002), a diferencia del formato LRFD, toma en cuenta de manera explícita la incertidumbre y aleatoriedad en la demanda estructural y en la capacidad estructural. Este formato se basa en cumplir cierto desempeño estructural objetivo expresado como la probabilidad de exceder cierto nivel específico de comportamiento estructural. Por todo lo anterior el formato DCFD se ha recomendado como posible base para futuros códigos de diseño.

En el presente estudio se evalúan los factores de capacidad y de demanda implícitos en edificios. Para ello se recurre al formato de Diseño por Factores de Demanda y Capacidad (DCFD). Para obtener la capacidad estructural se realizan Análisis Dinámicos Incrementales a las estructuras sujetas a la acción de 14 sismos de subducción registrados en la región del Lago de la Ciudad de México.

La demanda estructural se obtiene a partir de análisis dinámicos no-lineales para niveles de intensidad asociados a un cierto peligro sísmico para los estados límites de servicio, seguridad de vida y colapso. En la formulación se emplean valores de incertidumbres tanto aleatorias como epistémicas.

1.1 ANTECEDENTES

Los sismos han representado uno de los fenómenos naturales que pueden causar una gran cantidad de daño en las estructuras. Es por esto que son indispensables los estudios enfocados a la mitigación de los riesgos producto de este fenómeno. El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) contiene factores de carga y de resistencia que corresponden a un formato de Diseño por Carga y por Resistencia (LRFD, “Load and Resistance Factor Design”, en inglés) que se introdujo en la década de los 70^{os} (Ellingwood, 1978, Ellingwood et al, 1982, Galambos et al, 1982).

Los lineamientos de diseño sísmico modernos (p. ej., FEMA 351) presentan un nuevo enfoque para el diseño y la evaluación sísmica de las estructuras. En este nuevo enfoque también se emplean factores de carga y de resistencia (al igual que en el formato LRFD); sin embargo, la base para establecer dichos factores se basa en la confiabilidad sísmica de las estructuras de manera que se considera de manera explícita la aleatoriedad y la incertidumbre de la sollicitación sísmica y de la demanda estructural, correspondientes a diferentes estados límite (servicio, estado último, etc.). A este nuevo formato, propuesto por Cornell en 1996, se le conoce como Diseño por Factores de Demanda y de Capacidad (DCFD. “Demand and Capacity Factor Design”, en inglés).

El DCFD se basa en un marco de diseño probabilístico y tiene como objeto determinar la frecuencia media anual de excedencia de un nivel de desempeño estructural determinado, tomando en cuenta la incertidumbre aleatoria (debida a la aleatoriedad intrínseca) y la incertidumbre epistémica (debida al conocimiento limitado) de los parámetros que intervienen en el diseño sísmico del sistema estructural (Cornell et al. 2002, Jalayer y Cornell, 2003, FEMA 355F).

Los parámetros principales que toma en cuenta el formato son la frecuencia media anual de excedencia de aceleración espectral, la distribución de la variable de demanda y la distribución de

la variable de capacidad. De esta manera, el DCFD toma en cuenta tanto el rendimiento objetivo del edificio como el peligro sísmico esperado en el sitio en donde se ubica la construcción.

Además, se ha establecido que la forma espectral del movimiento del suelo tiene una influencia significativa en la respuesta estructural (Baker y Cornell, 2005) y en consecuencia sobre los tiempos de espera entre eventos de falla estructural.

Los estudios orientados a evaluar la tasa de falla promedio de estructuras diseñadas de acuerdo con un código general dado han sido relacionados con las estructuras en terreno firme (Wen y Fouch, 1997); sólo unos pocos de ellos se refieren a una tasa anual de falla de edificios situados en sitios de suelo muy blando y expuestos a la acción de movimientos sísmicos de banda angosta (Esteva y Ruiz, 1989).

Ruiz et al. (2010) mostraron que debido a las propiedades de los movimientos del terreno, la tasa de excedencia anual depende en gran medida del periodo de vibración (T_0) de la estructura analizada. Enfatizaron que este hecho no suele tomarse en cuenta por los códigos de diseño sísmico, y que debe ser considerado al menos para el diseño sísmico de estructuras especiales construidas en sitios de suelos muy blandos, por lo cual los factores de capacidad y demanda para diseño sísmico deberán estar relacionados con el periodo de vibración de la estructura.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Es necesario obtener de forma cualitativa la relación entre la amplitud más probable de la respuesta estructural (demanda) con la capacidad correspondiente de la estructura y evitar alcanzar un estado límite de colapso, lo cual es indeseable. En el caso particular de México, el diseño de las edificaciones se hace con base en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) las cuales, en su última revisión en 2004, están basadas en el método por resistencia. Es importante resaltar que como resultado de lo anteriormente mencionado al término del diseño de una edificación, con base en el RCDF, el ingeniero desconoce la confiabilidad y el margen de seguridad global del sistema estructural ante un evento sísmico.

De lo anterior se desprende que es necesario conocer la confiabilidad estructural implícita en construcciones diseñadas de acuerdo con el RCDF, contar con metodologías que permitan su evaluación de forma práctica, y que además aseguren una mayor uniformidad en la confiabilidad para estructuras de un mismo tipo o grupo, y para los estados límite a que se hace referencia en el reglamento.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Los Reglamentos de Construcciones actuales contienen factores de carga y de resistencia basados en estudios probabilistas y en la opinión de ingenieros expertos en el tema. Dichos factores corresponden a un formato de Diseño por Carga y por Resistencia (LRFD, "Load and Resistance Factor Design", en inglés) que se introdujo en la década de los 70"s. Los lineamientos de diseño sísmico modernos (p. ej., FEMA 351) presentan un nuevo enfoque para el diseño y la evaluación sísmica de las estructuras. En este nuevo enfoque también se emplean factores de carga y de resistencia (al igual que en el LRFD); sin embargo, la base para establecer dichos factores se basa en la confiabilidad sísmica de las estructuras de manera que se considera la aleatoriedad e incertidumbre de las solicitaciones sísmicas y de la demanda estructural, correspondiente a diferentes estados límite (p. ej, servicio, estado último, etc). A este nuevo formato (propuesto por el Prof. A. C. Cornell en 1996) se le conoce como Diseño por Factores de Demanda y de Capacidad (DCFD, "Demand and Capacity Factor Design", en inglés).

Los códigos de diseño sísmico futuros deberán estar orientados no sólo en garantizar un nivel de desempeño satisfactorio, sino también un nivel de confiabilidad adecuado en las estructuras sismo-resistentes. Esto permitirá a los ingenieros diseñar para cierto nivel de riesgo pre-establecido en las estructuras.

Por esto es conveniente que los reglamentos se modernicen en cuanto a factores de carga y resistencia, e incorporen en un futuro, estas nuevas tendencias de diseño y evaluación estructural. Aquí se plantea sentar las bases (de manera cuantitativa) para avanzar por este camino. Es por eso que esta investigación se enfoca en la evaluación de los Factores de Resistencia y Carga que se encuentran implícitos en edificios de concreto reforzado ubicados en suelo blando, y en estimar la mediana de la capacidad asociada al estado límite de colapso, para

cada uno de los edificios. A partir de los valores promedio se propondrán factores de resistencia (ϕ), de carga (γ) que podrán usarse para diseño y evaluación para el tipo de estructuras en estudio y se conocerá la tendencia de estos parámetros con respecto al periodo de la estructura y para diferentes grupos de acelerogramas seleccionados. Al realizar el estudio anterior se podrían obtener factores de ϕ y γ promedio, éstos podrían ser utilizados para evaluar la confiabilidad de estructuras similares.

1.4 HIPÓTESIS

Los edificios de concreto reforzado se suponen construidos en sitios de suelo blando, cuyos movimientos sísmicos están asociados a espectros de banda angosta.

1.5 OBJETIVO

Obtener los factores probabilísticos de capacidad y demanda basados en confiabilidad para edificios de 8, 9, 10, 11 y 12 niveles ubicados en suelo blando, para conocer los valores y tendencias de estos factores en función del periodo de vibrar de la estructura y de los grupos de acelerogramas seleccionados.

Tomando en cuenta lo anterior se obtendrán los siguientes parámetros:

1. Estimar la capacidad dinámica global de los edificios para estados límite de interés (colapso) asociados a un grupo de registros sísmicos seleccionados.
2. Obtener el rango de respuesta (demanda) de los edificios.
3. Obtener la capacidad de los edificios.
3. Obtener los factores probabilísticos de capacidad y demanda para los edificios en estudio, de acuerdo con la metodología propuesta por Cornell (1996).
4. Obtener factores y niveles de confianza.

1.6 ALCANCES Y LIMITACIONES

Las aplicaciones de este estudio se limitan a sistemas estructurales de concreto reforzado que van de 8 hasta 12 niveles, ubicados en las zona blanda de la ciudad de México. Se utilizan grupos de sismos provenientes de la zona de subducción del Pacífico Mexicano, con registros cuyo periodo dominante del suelo es cercano a 2.0s.

2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES PARA LA OBTENCIÓN DE LOS FACTORES Y NIVELES DE CONFIANZA

2.1 SISMICIDAD DEL VALLE DE MÉXICO

Desde el punto de vista de la prevención de desastres, la zona metropolitana de la Ciudad de México se puede considerar el lugar más importante de la República, debido a su función de centro político y económico de la nación ya que en ella habita el 20% de la población nacional. La Ciudad de México ha sufrido desastres por temblores en numerosas ocasiones siendo la del 19 de septiembre de 1985 la más reciente. En la figura 2.1 se pueden observar las diferentes zonas en las que se divide el valle de México (RCDF-2004), esta figura es importante ya que los sismos tienen un impacto diferente en cada una de ellas, esto debido al tipo de suelo u otros factores.

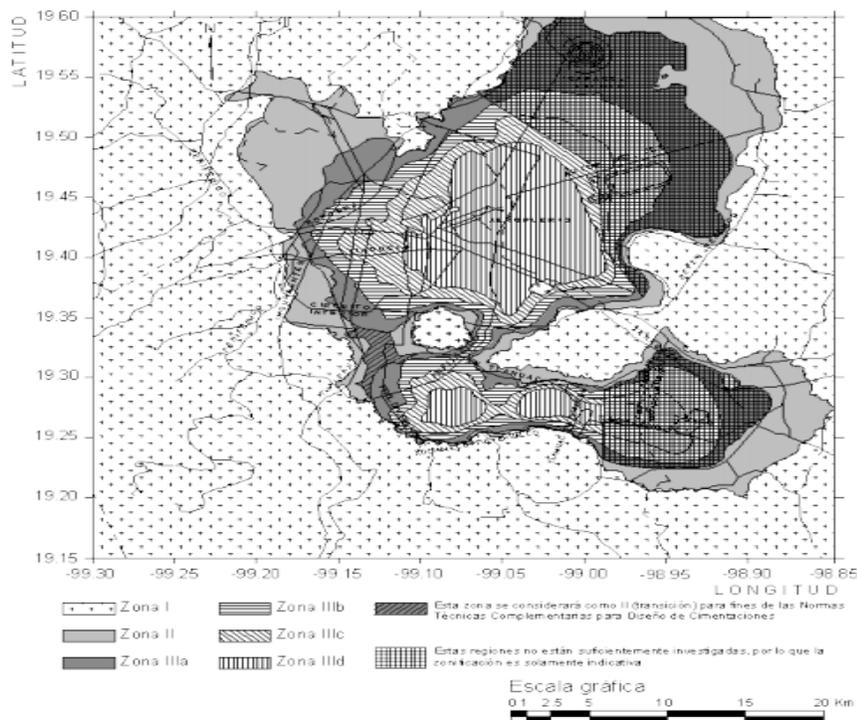


Figura 2.1 Mapa de la zonificación del D.F. para fines de diseño sísmico (RCDF-2004)

2.2 DISEÑO POR FACTORES DE CAPACIDAD Y DEMANDA (DCFD)

El formato DCFD está constituido por factores de capacidad y demanda, los cuales son obtenidos a partir de un análisis de la frecuencia media anual de excedencia de un estado límite de interés, tomando en cuenta las siguientes incertidumbres:

-Aleatorias: Debidas a las aleatoriedad intrínseca del fenómeno sísmico.

-Epistémicas: Debidas al conocimiento limitado del fenómeno sísmico.

Las incertidumbres antes mencionadas se asocian a tres elementos principales: el peligro sísmico, la respuesta estructural (en función de la intensidad del movimiento del suelo), y la capacidad estructural.

Los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ), varían en función de un parámetro (r) que depende de la curva de peligro sísmico correspondiente al periodo de la estructura y a un porcentaje de amortiguamiento crítico. Haciendo uso de leyes de potencia se pueden obtener aproximaciones aceptables (Luco y Cornell, 1998) de dichas curvas mediante la ecuación

$$v=K(S_a/g)^r \quad 2.1$$

donde K y r son parámetros de regresión de la curva que representa la tasa media anual de excedencia correspondiente a la intensidad de interés (S_a/g). A continuación se presentan las curvas de peligro sísmico correspondientes al sitio SCT (figura 2.2), para algunos periodos fundamentales con un factor de ductilidad igual a uno y un porcentaje de amortiguamiento crítico igual a 5%. Estas curvas se obtuvieron a partir de la interpolación de los resultados correspondientes a los periodos de 0s y 1.0s para la curva de 0.67s, y la interpolación de los resultados de 1.0s y 2.0s para las curvas de los periodos 1.17s y 1.65s (Alamilla, 2001):

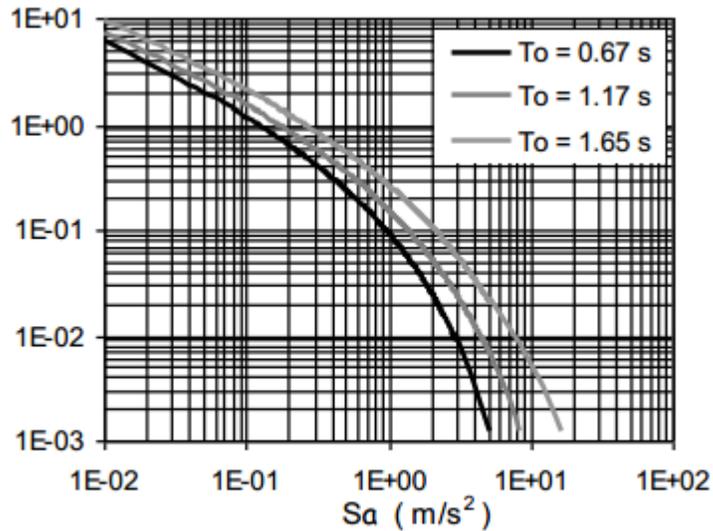


Figura 2.2 Curvas de peligro sísmico (SCT) (Alamilla, 2001)

2.2.1 MEDIANA DE LA DEMANDA DE LOS EDIFICIOS (\hat{D})

La demanda, también identificada como variable de estado, es la respuesta estructural basada en el desplazamiento, es una variable representativa del comportamiento dinámico estructural no lineal.

2.2.1.1 PARÁMETRO REPRESENTATIVO DE LA DEMANDA (b)

El parámetro (b) es función de la demanda estructural y se encuentra relacionado con la variación de la mediana de la demanda (\hat{D}) respecto a la intensidad (S_a/g) (Cornell, 1996), dado por la ecuación:

$$\hat{D}=a(S_a/g)^b$$

2.2

Donde a y b son parámetros obtenidos con un ajuste por mínimos cuadrados de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{D}) para distintos niveles de intensidad (S_a/g)(ver ejemplo en la Figura 2.3).

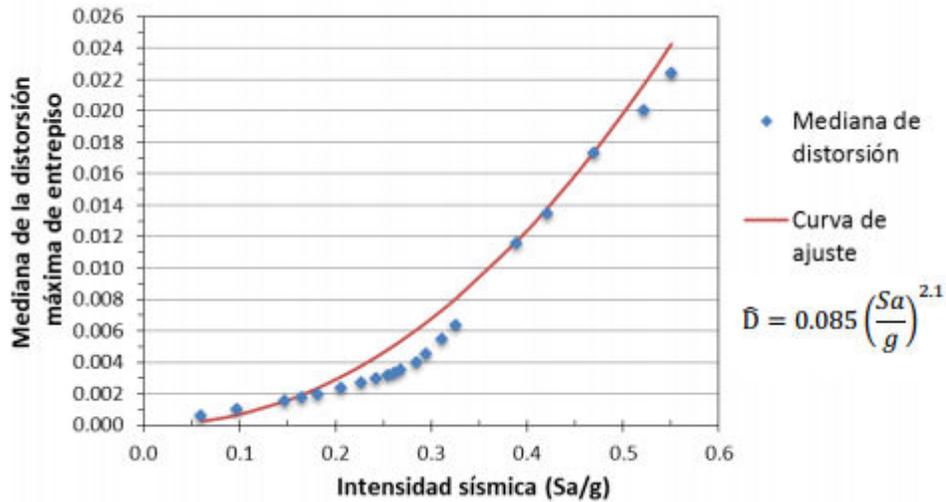


Figura 2.3 Curva de la demanda estructural en función de la intensidad

2.2.1.2 MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{V_0}) ASOCIADA A LOS ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS

La mediana se define como el exponencial del promedio de los logaritmos naturales de los estados observados (Benjamin y Cornell, 1970), como sigue:

$$\hat{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln d_j}{n} \right] \quad 2.3$$

Donde d_j son las distorsiones máximas de en entrepiso para cada sismo, y n es el número de observaciones (acelerogramas).

2.2.1.3 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{DR}) y EPISTÉMICAS (σ_{DU}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL

Las incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) asociadas con la estimación de las medianas de la demanda se calculan como la desviación estándar del logaritmo natural de los valores calculados de la demanda mediante la expresión 2.4:

$$\sigma_{DR} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln d_j - \ln \bar{D})^2}{n} \right]^{.5} \quad 2.4$$

Las incertidumbres aleatorias representan el nivel de dispersión de la respuesta máxima de entrepiso, medida como la distorsión máxima de entrepiso.

Las incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la estimación de la demanda se proporcionan a juicio ingenieril (Ruiz y Montiel, 2008).

2.2.1.4 FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ)

El factor de demanda, es un factor probabilístico de incremento que tiene en cuenta las incertidumbres aleatorias y epistémicas asociadas a ésta. La mediana de la dispersión de la demanda basada en el desplazamiento, es igual a la desviación estándar del logaritmo natural de la demanda para una aceleración espectral dada. Mientras que r/d representa la sensibilidad al cambio de la probabilidad de excedencia de la demanda.

$$\gamma = \exp\left(\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{DT}^2\right) > 1 \quad 2.5$$

2.2.2 CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS

La capacidad o variable de estado límite es el umbral que establece un comportamiento estructural aceptable, por lo tanto describe el valor límite de la variable de estado (demanda). Será representada como una proporción de la variable estructural de la demanda.

Para evaluar el comportamiento estructural puede utilizarse la capacidad de desplazamiento y resistencia lateral, la cual puede obtenerse a partir de métodos como:

-Análisis estático no lineal.

-Análisis dinámico incremental.

Si bien el análisis estático no lineal conduce a resultados razonables cuando se aplica a estructuras con primer modo de vibrar dominante, cuando se requiere evaluar la participación de efectos dinámicos de modos superiores de vibrar se debe recurrir a otro tipo de análisis.

El análisis dinámico incremental permite tomar en cuenta parámetros correspondientes tanto a las características de la estructura como a la incertidumbre inherente a la sollicitación sísmica que se espera en el sitio donde se ubica la estructura (Vamvatsikos y Cornell, 2002), es por ello que con éste se realizará el presente estudio.

2.2.2.2 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (ADI)

El análisis dinámico incremental (ADI) es un método de análisis paramétrico que ha surgido en diferentes formas para estimar de una manera aproximada el desempeño de una estructura bajo cargas sísmicas. El concepto fue mencionado primeramente en la década de los 70's, y ha sido utilizado en diferentes formas por varios investigadores (p.e. Vamvatsikos y Cornell, 2002; Nassar y Krawinkler, 1991).

Recientemente el ADI se ha convertido en un método de análisis paramétrico (no lineal) que permite estimar ampliamente el desempeño estructural bajo cargas sísmica, a partir de una estructura sujeta a uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Los sismos se escalan hasta que la estructura llega a un cierto comportamiento asociado con un determinado límite o nivel de desempeño que puede ir desde un intervalo elástico hasta la inestabilidad dinámica global del modelo de la estructura. En la Figura 2.4 se observa un esquema de un ADI, en el que se aprecia la curva del comportamiento estructural ante un sismo escalado hasta alcanzar algunos de desempeño de interés.

Este método se ha adoptado en las recomendaciones de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de E.U.A. (FEMA, 2000). Entre sus principales propósitos se encuentran:

- Obtener un intervalo de respuesta o demandas estructurales contra un intervalo de niveles potenciales de movimiento del terreno.

- Mejorar el entendimiento de las implicaciones estructurales que se tendrían con movimientos del terreno de diferentes intensidades.

- Mejorar el entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural al aumentar la intensidad del movimiento (p. ej. cambios en la forma de la deformación máxima de los entresijos con respecto a la altura de la estructura, degradaciones de rigidez y resistencia, etc.).

- Obtener la capacidad dinámica global y de entresijo de la estructura.

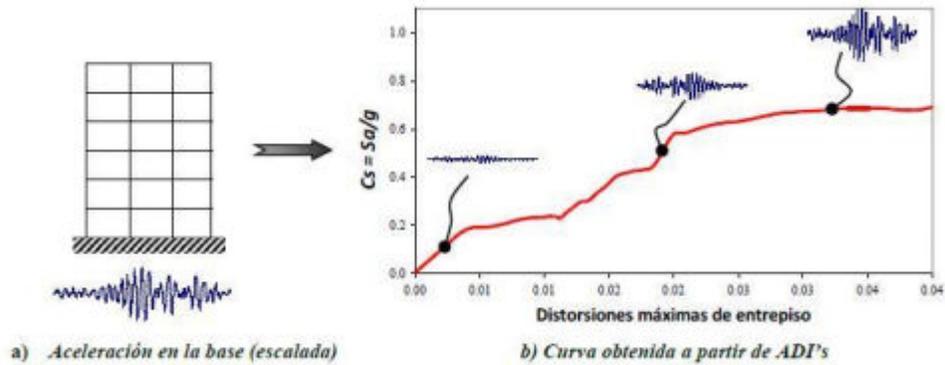


Figura 2.4 Ilustración de un análisis dinámico incremental (ADI)

El procedimiento que debe seguirse para determinar el desempeño de una estructura mediante un ADI es el siguiente:

- Realizar un apropiado modelo estructural no lineal.
- Seleccionar un grupo de registros sísmicos.
- Elección adecuada de los parámetros o medidas de intensidad de los movimientos sísmicos y las medidas de daño representativas.
- Seleccionar el nivel de escalamiento de los registros sísmicos y llevar a cabo los análisis dinámicos.
- Generación de curvas ADIs de la respuesta estructural (medida de daño –vs- nivel de intensidad).
- Emplear técnicas adecuadas para el procesamiento de resultados.
- Definir los estados límite de interés.

Los factores que pueden afectar las curvas obtenidas mediante ADIs son los siguientes:

- Efectos P-D

- Incremento de tiempo (Δt) utilizado en el análisis
- Incremento en el factor de escala (ΔFE) del sismo
- Movimientos sísmicos utilizados
- Endurecimiento por deformación del material
- Cambio en el periodo fundamental debido a la no linealidad
- Efecto de modos superiores
- Cambio en la localización de la máxima distorsión de entrepiso

A pesar de la simplicidad teórica del ADI, el desarrollo de este tipo de estudio puede llegar a requerir de grandes tiempos de cómputo. En este tipo de análisis lo ideal sería obtener representaciones casi continuas de las curvas de ADI; sin embargo, el costo de cada análisis dinámico no lineal hace necesario pensar en algoritmos para seleccionar el espaciamiento óptimo entre los puntos para cumplir con los objetivos deseados (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

2.2.2.3 MEDIANA DE LA CAPACIDAD DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{C})

A partir de las curvas de los ADIs se obtiene la mediana de la capacidad (\hat{C}) estructural asociada a el estado límite de colapso. La mediana de la capacidad para el estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$) el cual se asocia al nivel de distorsión máximo de entrepiso último que es capaz de resistir la estructura antes de que se vuelva inestable.

La mediana se obtendrá como el exponencial del promedio de los logaritmos de los datos observados (Benjamín y Cornell, 1970).

2.2.2.4 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) Y EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS A LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Las incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas con la estimación de la capacidad de los edificios en estudio, se obtienen a partir de la dispersión de los valores de la capacidad asociados al estado límite de interés, siendo en este estudio el estado límite colapso.

Las incertidumbres aleatorias asociadas a la capacidad se obtienen a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma_{CR} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (Lnd_j - Ln\hat{C})^2}{n-1} \right]^{.5} \quad 2.6$$

Al igual que las incertidumbres epistémicas asociadas a la estimación de la demanda, las incertidumbres epistémicas asociada a la estimación de la capacidad se proporcionan a juicio ingenieril.

2.2.2.5 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ)

El factor de capacidad, es un factor probabilístico de reducción que tiene en cuenta las incertidumbres asociadas a ésta. Se trata de un exponencial elevado a una potencia negativa y por tanto, es siempre menor que uno. El término de dispersión en la potencia exponencial es la desviación estándar del logaritmo natural de la capacidad (σ_{CT}^2). Mientras que r/b representa la sensibilidad al cambio de la probabilidad de excedencia de la capacidad.

$$\phi = \exp\left(-\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{CT}^2\right) < 1 \quad 2.7$$

2.2.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{\text{confianza}}$)

Se define como factor de confianza la relación de la capacidad factorizada de una estructura ($\phi \hat{C}$) entre la demanda factorizada de la estructura ($\gamma \hat{D}^{V_0}$):

$$\lambda = \frac{\phi \hat{C}}{\gamma \hat{D}^{V_0}} \geq 1 \quad 2.8$$

Cuando $\lambda_{\text{confianza}}$ es mayor que la unidad, la capacidad factorizada de la estructura ($\phi \hat{C}$) es mayor que la demanda factorizada ($\gamma \hat{D}^{V_0}$) de la estructura asociada a cierto nivel de tasa media de excedencia (V_0), implicando que la estructura se encuentra del lado de la seguridad.

2.2.4 NIVEL DE CONFIANZA, $\phi(K_x)$

La confiabilidad de las estructuras puede ser evaluada a partir del Nivel de Confianza, el cual puede asociarse al factor de confianza, mediante la siguiente ecuación (Jalayer y Cornell, 2003):

$$K_x = \left[\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{UT} + \frac{\ln(\lambda_{\text{confianza}})}{\sigma_{UT}} \right] \quad 2.9$$

La ecuación anterior varía en función del peligro sísmico (r), de la demanda estructural (b) y de las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}) asociada a la demanda (σ_{DU}^2) y a la capacidad (σ_{CU}^2) estructural, donde $\sigma_{UT} = \sqrt{(\sigma_{DU}^2) + (\sigma_{CU}^2)}$. K_x es el cuartil asociado a un nivel de confianza x de una distribución normal estándar, de tal forma que al obtener el valor de la función de la distribución acumulada $\Phi(\cdot)$ asociada a un valor determinado de K_x , obtenemos el porcentaje o la probabilidad acumulada denominada nivel de confianza para el valor específico de K_x .

2.3 FACTOR DE ESCALA

Con el propósito de analizar la respuesta de las estructuras ante los movimientos sísmicos seleccionados para diferentes niveles de la intensidad sísmica, fue necesario multiplicar las amplitudes de los movimientos sísmicos por un factor de escala (FE). Este es un valor numérico que modifica la historia de aceleraciones de los registros, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura por analizar, tenga una intensidad especificada.

2.4 ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

El factor (FE) con el que se escalan los acelerogramas puede ser diferente o igual a la unidad y siempre es positivo; de modo que las ordenadas del acelerograma (Sa/g) podrán ser mayores, o bien menores que las del acelerograma original.

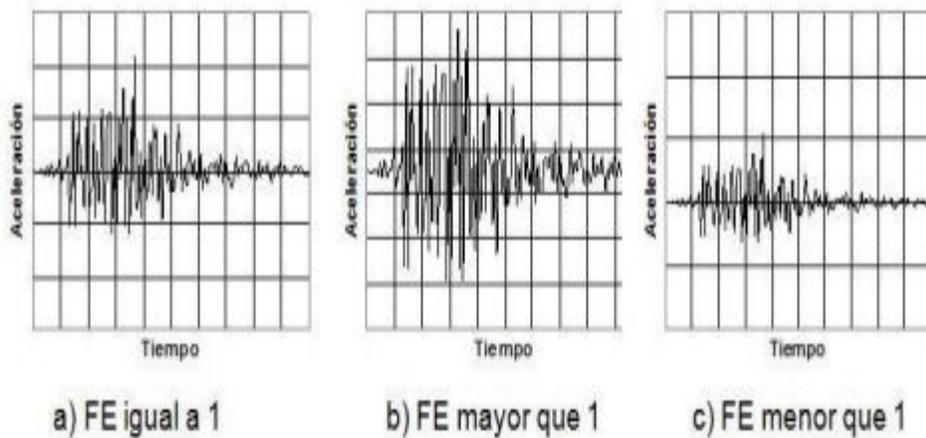


Figura 2.5. Acelerograma multiplicado por distintos factores de escala

El factor de escala (FE) que se ilustra en la figura 2.5 se calcula mediante el cociente entre la pseudoaceleración (Sa/g) propuesta y la pseudoaceleración obtenida a partir del espectro de respuesta (Sa/g) correspondiente al periodo fundamental (T_0) de la estructura en estudio.

3 METODOLOGÍA

3.1 ESTRUCTURAS ANALIZADAS

Los edificios que se analizan en este estudio se diseñaron para uso de oficinas (Grupo B) de acuerdo con el Apéndice A del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) así como sus Normas Técnicas Complementarias (2004). Los edificios se suponen ubicados cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, zona IIIb) (ver Figura 2.2). Se usó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$ y un coeficiente sísmico de diseño elástico $C_s = 0.45$. Las distorsiones de entrepiso se limitaron a $\delta/h = 0.03$. Los edificios se estructuran a base de concreto reforzado.

Se analizaron 15 edificios que van desde los 8 a los 12 niveles, los cuales tienen una altura de 4 m en cada entrepiso, las dimensiones de sus crujiás en los ejes X y Y son variables (Tabla 3.1 y Figura 3.1)

Las características antes mencionadas se pueden apreciar en la tabla 3.1 en donde se muestran: el número de niveles, la longitud de los claros y el número de crujiás, tanto del eje X como del eje Y:

Tabla 3.1 Configuración de los edificios

NIVELES	Longitud (m)		Núm. crujías	
	x	y	x	y
8	9	9	3	3
	8	8	4	3
	6	8	3	3
9	9	9	3	3
	8	8	4	3
	6	8	3	3
10	9	9	3	3
	8	8	4	3
	6	8	3	3
11	9	9	3	3
	8	8	4	3
	6	8	3	3
12	9	9	3	3
	8	8	4	3
	6	8	3	3

Tanto el análisis como los diseños fueron realizados mediante el programa ECOG. En la Figura 2.6 se muestra la geometría y modelo de uno de los edificios analizados.

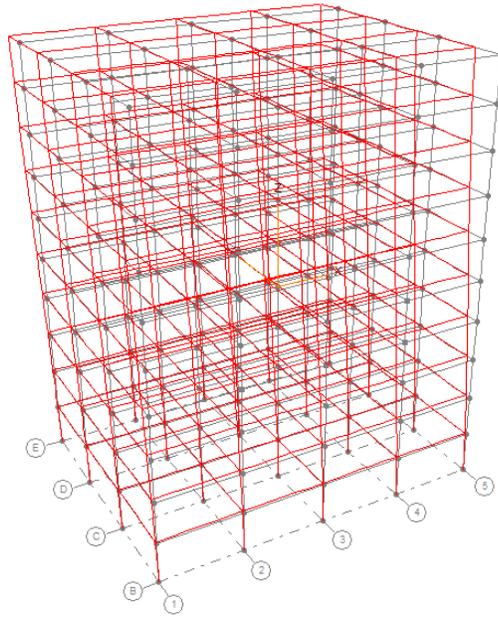
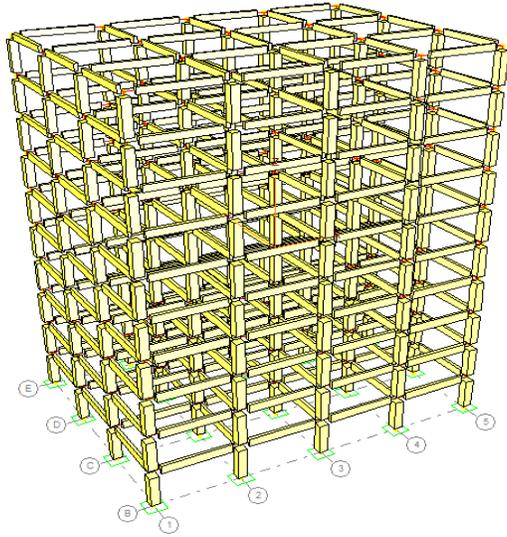


Figura 3.1 Configuración de uno de los edificios analizados

3.2 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

El análisis de confiabilidad sísmica requiere el uso de registros que puedan reflejar adecuadamente las características dinámicas y el contenido de energía de los movimientos sísmicos se espera que ocurran en el sitio en donde se encuentra la construcción.

3.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS DE INTERÉS

Para este análisis, se utilizaron 14 sismos de banda angosta registrados en la región del lago de la Ciudad de México, cuyas características se muestran en la Tabla 3.2. Las estaciones se encuentran en la zona IIIb la cual está conformada por depósitos lacustres muy blandos y compresibles con altos contenidos de agua. Los acelerogramas de dicha zona son de banda angosta, debido a que su contenido de frecuencias se centra en un intervalo de frecuencias reducido.

Tabla 3.2 Características de los registros sísmicos utilizados

<i>Sismo</i>	<i>Fecha</i>	<i>Coordenada del epicentro</i>	<i>Magnitud</i>	<i>Estación de registro</i>
1	14-sep-95	16.31 N; 98.88 W	7.3	GC38
2	11-ene-97	18.09 N; 102.86 W	6.9	GC38
3	11-ene-97	18.09 N; 102.86 W	6.9	DFRO
4	25-abr-89	16.603N; 99.400 W	6.9	DFRO
5	14-sep-95	16.31 N; 98.88 W	7.3	DFRO
6	25-abr-89	16.603N; 99.400 W	6.9	SIS3
7	25-abr-89	16.603N; 99.400 W	6.9	IB22
8	14-sep-95	16.31 N; 98.88 W	7.3	IB22
9	14-sep-95	16.31 N; 98.88 W	7.3	CH84
10	11-ene-97	18.09 N; 102.86 W	6.9	CH84
11	11-ene-97	18.09 N; 102.86 W	6.9	MI15
12	14-sep-95	16.31 N; 98.88 W	7.3	MI15
13	11-ene-97	18.09 N; 102.86 W	6.9	SIS3

Las características comunes de los acelerogramas elegidos son las siguientes:

- 1) Los eventos se generaron en la zona de subducción de la República Mexicana.

2) Las magnitudes de los sismos varían entre 6.9 y 7.3,

3) Los movimientos tienen periodos dominantes cercanos a 1.5s.

Los acelerogramas fueron previamente cortados y filtrados para corregir su línea base (Villa Velázquez y Ruiz, 2001, Villa Velázquez, 2001).

3.2.3 CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA

A partir de los registros sísmicos seleccionados se construyeron los espectros de respuesta lineal para el 5% del amortiguamiento crítico, en el programa DEGTRA 4 desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual genera los espectros a partir del método de los ocho constantes o método de interpolación de la excitación. El espectro de respuesta se construye a partir de los máximos valores absolutos de la respuesta dinámica para todos los sistemas estructurales posibles de un grado de libertad con el mismo amortiguamiento, para una componente particular de un sismo, en función del periodo fundamental de vibrar del sistema (T_0) y del porcentaje de amortiguamiento crítico.

En la Figura 3.2 se presentan los espectros sin escalar (naturales) de los trece registros seleccionados. A partir de estos espectros se obtiene la pseudo-aceleración espectral normalizada respecto a la gravedad (S_a/g) para el periodo fundamental de cada uno de los edificios, que es uno de los parámetros necesarios para obtener el factor de escala.

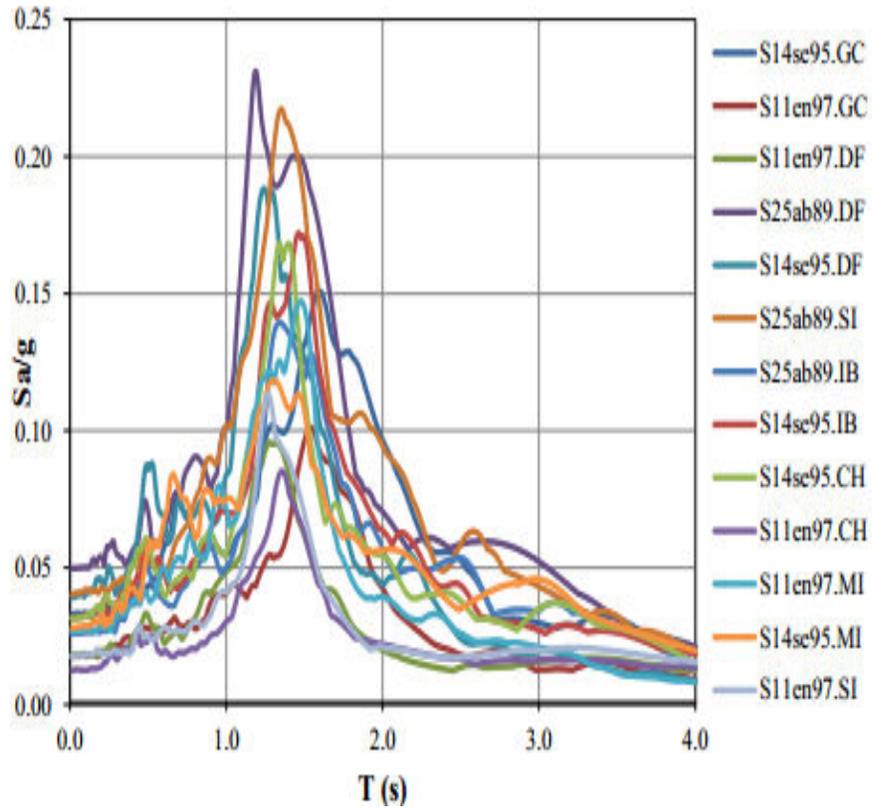


Figura 3.2 Conjunto de espectros de respuesta utilizados en el estudio, correspondientes a 5% de amortiguamiento crítico.

3.3 EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

En la Figura 3.3 se presenta un diagrama de la metodología utilizada para determinar el nivel de confianza de las estructuras en estudio.

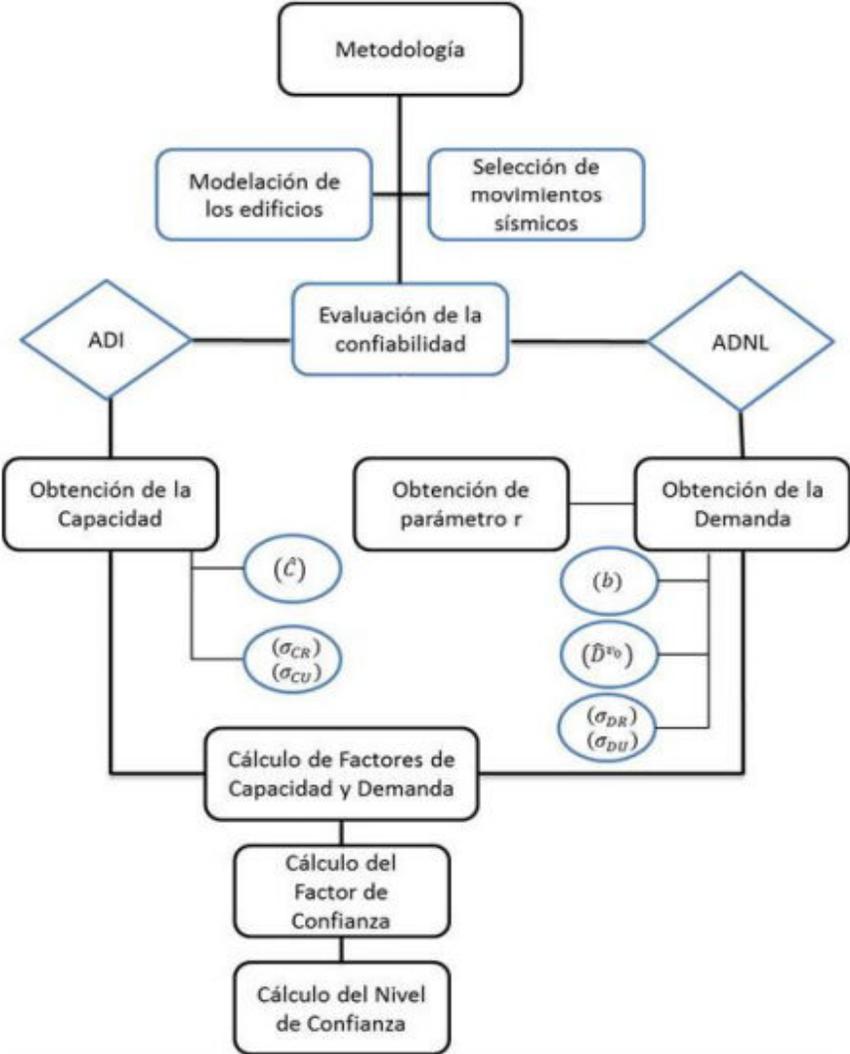


Figura 3.3 Diagrama de bloques de la metodología utilizada en esta tesis

4 CÁLCULO DE FACTORES DE FACTORES Y NIVELES DE CONFIANZA.

En el presente capítulo se describen los pasos seguidos para lograr la aplicación del DCFD. Los elementos necesarios para el desarrollo de este formato fueron descritos a detalle en la sección 2.2.

4.1 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN EDIFICIO

Con el fin de ejemplificar la metodología, se ha elegido el edificio de 11 niveles, el cual consta de 3 crujiás en el eje X y 4 en el lado Y. Así como claros de 8m en ambas direcciones (ver tabla 2.5).

4.1.1 OBTENCIÓN DE LA DEMANDA ESTRUCTURAL (\hat{D})

4.1.1.1 OBTENCIÓN DEL FACTOR DE ESCALA

Con el objetivo de obtener la demanda estructural de los edificios y los parámetros asociados a ésta, fue necesario obtener la respuesta estructural para aceleraciones que van desde los 100 a los 1500 Gals. De las aceleraciones antes mencionadas se seleccionaron aquellas aceleraciones asociadas a los estados límite de colapso. Para ello, se evaluó el factor de escala para diferentes intensidades.

Una vez obtenidos los factores de escala asociados a cada evento sísmico para cada uno de los edificios en estudio, se modificará la historia de aceleraciones de cada registro por su factor correspondiente, y se obtendrá la respuesta estructural (que para el presente estudio se ha establecido como la distorsión máxima de entrepiso).

4.1.1.1 OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO (b) REPRESENTATIVO DE LA DEMANDA ESTRUCTURAL

El siguiente paso es obtener la mediana de la demanda a partir de la ecuación 2.3. Una vez que se obtienen las medianas de la demanda para cada intensidad, es posible realizar el ajuste de la ecuación 2.2 con el fin de obtener los parámetros b y r . En la Figura 4.1 se muestran los valores de la mediana \hat{D} de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (S_a/g). Se puede observar que la demanda aumenta con la intensidad, y que el aumento de la demanda se dispara a partir de 600 Gal. El coeficiente $b=1.3$, es el parámetro que se obtiene al realizar el ajuste de la curva para el edificio de 11 pisos.

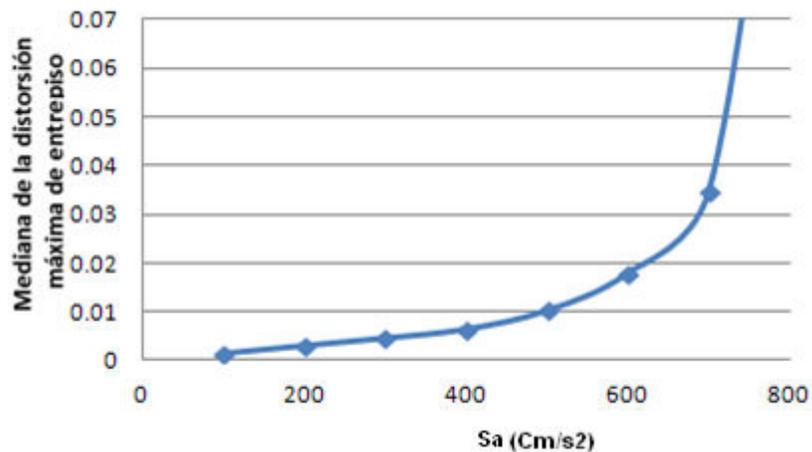


Figura 4.1 Valores de la mediana de distorsión máxima de entrepiso para diferentes niveles de intensidad para el edificio de 11 niveles.

4.1.1.2 DETERMINACIÓN DE LA MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}) ASOCIADA A COLAPSO

Como se mencionó con anterioridad se manejaron aceleraciones desde 100 a 1500 Gals; evaluando los edificios se obtuvo la demanda y su factor (b) correspondiente a un estado límite de colapso. Sustituyendo las distorsiones máximas de cada piso en la ecuación 2.3

$$\hat{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n Lndj}{n} \right]$$

Las medianas de la distorsión máxima de entrepiso son las obtenidas de la estructura cuando es sometida a los registros escalados, por lo que para cada aceleración se obtiene una serie de 14 distorsiones correspondientes a cada registro. El análisis se lleva a cabo hasta que la distorsión es mayor que 0.03, cuando esto sucede se toma la distorsión que ocurrió antes de superar dicho valor, y se obtienen la mediana de las distorsiones para dicha aceleración. Para el edificio de 11 pisos se obtuvo una mediana de $\hat{D}=0.02$.

4.1.1.3 DETERMINACIÓN DE LAS INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{DR}) Y EPISTÉMICAS (σ_{DU}), ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL

Una vez establecidos los niveles de peligro asociados al estado límite de colapso es posible determinar las incertidumbres aleatorias, las cuales se obtienen a partir de la ecuación 2.4, y representan el nivel de dispersión de la distorsión máxima de entrepiso. Sustituyendo en la ecuación 2.4 se obtiene el siguiente valor para las incertidumbres aleatorias: $\sigma_{DR}=0.38$. La gráfica de las desviaciones estándar del logaritmo natural de la demanda se muestra en la figura 4.2.

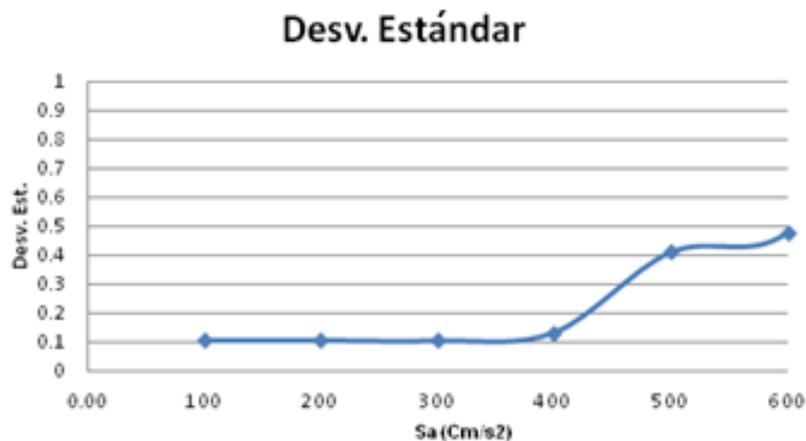


Figura 4.2 Desviación estándar del logaritmo natural de la distorsión máxima de entrepiso correspondiente al edificio de 11 niveles

Las incertidumbres epistémicas son proporcionadas a juicio ingenieril, 0.20 para el estado límite de servicio, y 0.35 para seguridad de vida y colapso (Ruiz y Montiel, 2008). En este estudio se supondrá para las incertidumbres epistémicas un valor de 0.35.

4.1.1.4 OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO (r), ASOCIADO A LA CURVA DE PELIGRO SÍSMICO

Como se mencionó en la sección 2.2, el parámetro r afecta el comportamiento de los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ). Dicho parámetro depende de la curva de peligro sísmico y se obtiene a partir de la ecuación 2.1

En la Figura 4.3 se observan las aproximaciones (representadas por las tres rectas mostradas) a la curva de peligro sísmico para el edificio de 11 niveles, para determinar el parámetro r asociado al estado límite de colapso. En la Figura 4.4 se puede ver que para una curva correspondiente a $T_0=1.18$, da un valor de $r=1.72$ el cual corresponde a la RECTA 3.

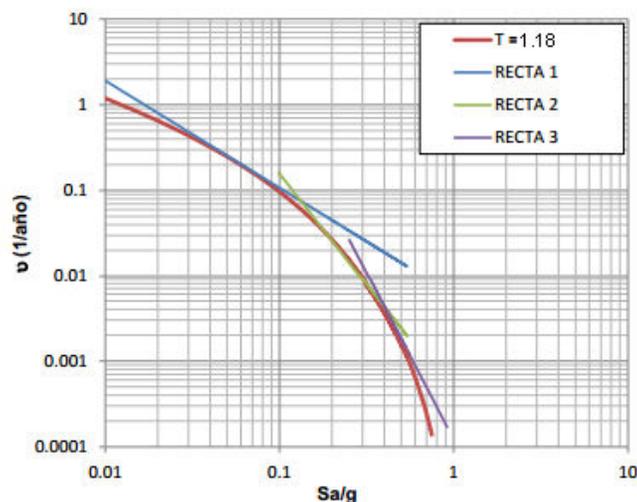


Figura 4.3. Ajustes a la curva de peligro sísmico para el edificio de 11 niveles

4.1.2 OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Con el propósito de obtener la capacidad de los edificios se recurre al Análisis Dinámico Incremental (ADI), el cual permite visualizar la evolución de la respuesta sísmica a medida que la intensidad crece y también observar los valores alcanzados por dicha intensidad antes de que la respuesta sísmica esté fuera de los límites, además, permite tomar en cuenta las características de la estructura y de la incertidumbre inherente a la sollicitación sísmica que se espera para los edificios en donde los efectos dinámicos son importantes.

A continuación se describen los pasos efectuados en el presente estudio para realizar el análisis dinámico incremental. Dicho análisis se realizó para cada uno de los edificios en estudio.

1. Seleccionar un grupo de acelerogramas representativos del lugar.
2. Seleccionar uno de los acelerogramas y realizar un análisis dinámico no lineal del edificio. Determinar un factor de escala para el acelerograma. Obtener la respuesta correspondiente a la aceleración espectral para este factor de escala, asociada al periodo fundamental de la estructura.
3. Realizar una gráfica cuyo eje de las abscisas presenta la distorsión máxima de entrepiso y el eje de las ordenas la pseudo-aceleración.
4. Incrementar el factor de escala del acelerograma, con lo cual podremos obtener el siguiente punto de la curva ADI.
5. Repetir el paso anterior hasta que la distorsión máxima de entrepiso obtenida sea mayor que un límite establecido (0.03), lo cual es un factor indicativo de inestabilidad del sistema y por lo tanto del colapso de la estructura.

6. El proceso se repite para todos los acelerogramas seleccionados y se determina el límite de colapso del edificio, asociados a cada uno de los registros.

Con la finalidad de ejemplificar un conjunto de curvas ADIs, en la Figura 4.4 se representan las curvas ADIs para el edificio de 11 niveles sometido a los registros sísmicos seleccionados para este estudio.

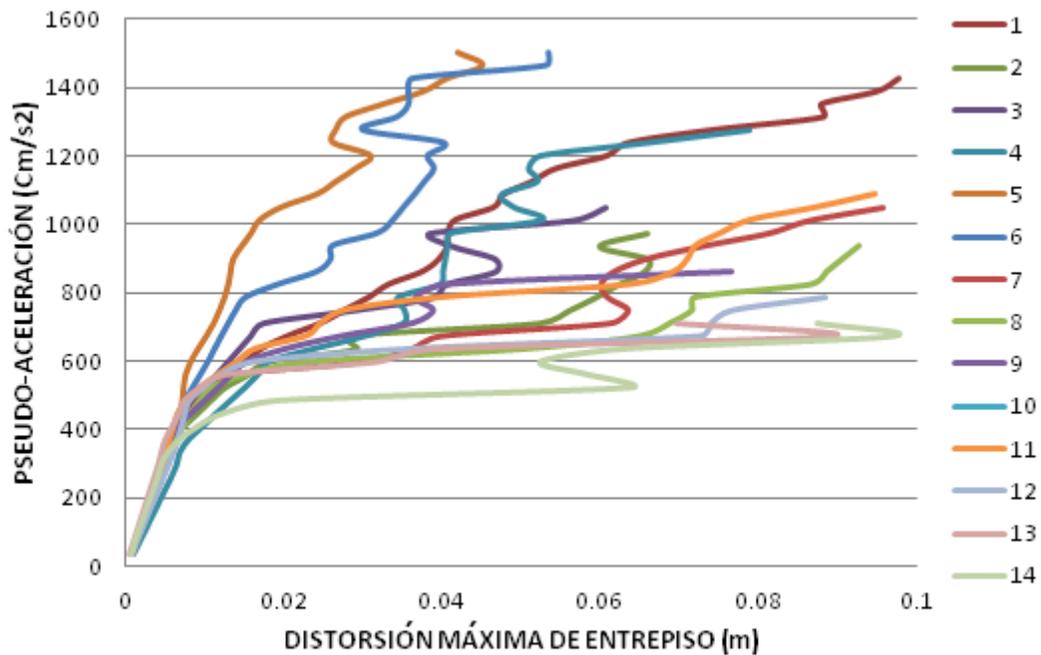


Figura 4.4 Resultado de los ADIs para los 14 sismos aplicados al edificio de 11 niveles

4.1.2.1 DETERMINACIÓN DE LA MEDIANA DE LA CAPACIDAD DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{C})

A partir de los datos observados en las curvas ADIs, la mediana para el estado límite de colapso se obtiene como el exponencial del promedio de los logaritmos de los datos observados (Benjamín y Cornell, 1970). Para cada curva del ADIs se obtiene un punto correspondiente a la falla de la estructura, dicho estado se presenta cuando la capacidad plástica de los elementos críticos alcanza su límite, esto se ve reflejado en las curvas cuando la aceleración llega a un punto, donde sin importar si ésta aumenta, las distorsiones siguen creciendo. En la Figura 4.4 se muestran curvas de donde se puede obtener la mediana de las 14 distorsiones máximas, es decir, donde la estructura se vuelve inestable. Este valor es igual a $\hat{C}=0.047$.

4.1.2.2 DETERMINACIÓN DE INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) Y EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS A LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la capacidad de los edificios en estudio se obtienen a partir de la ecuación 2.6, y representan el nivel de dispersión de los valores de la capacidad asociados al estado límite de interés. Para el edificio en estudio, $\sigma_{CR}=0.012$.

Las incertidumbres epistémicas son proporcionadas a juicio ingenieril, al igual que las incertidumbres epistémicas asociadas a la demanda.

4.1.3 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE CAPACIDAD (ϕ) Y DEMANDA (γ)

Los factores de capacidad y de demanda son factores probabilísticos que toman en cuenta las incertidumbres aleatorias y epistémicas asociada a la capacidad $(\sigma_{CT})^2 = (\sigma_{CR})^2 + (\sigma_{CU})^2$ y a la demanda $(\sigma_{DT})^2 = (\sigma_{DR})^2 + (\sigma_{DU})^2$, respectivamente, además de afectarse por la relación de los parámetros r/b . A continuación se evalúan ambos factores para el edificio de 11 pisos.

$$\gamma = \exp\left(\frac{1}{2} \frac{1.72}{1.3} (.035^2 + .012^2)\right) = 1.19 > 1;$$

$$\phi = \exp\left(\frac{1}{2} \frac{1.72}{1.3} (.035^2 + .383^2)\right) = 0.92 < 1;$$

El factor de la capacidad (ϕ) es un factor de reducción que se obtiene a partir de la ecuación 2.7, y deberá tener un valor menor que 1. Mientras que el factor de demanda (γ) se calcula a partir de la ecuación 2.5, y deberá tener un valor mayor que 1, dado que es un factor de incremento. En la sección 2.2 se presentó una descripción detallada de los factores ϕ y γ .

4.1.4 CÁLCULO DEL FACTOR DE CONFIANZA

El factor de confianza es la relación entre la capacidad factorizada ($\phi\hat{C}$) y la demanda factorizada ($\gamma\hat{D}^{V_0}$). Este puede obtenerse sustituyendo valores en la ecuación 2.8, como sigue:

$$\lambda = \frac{0.92 \cdot 0.047}{1.19 \cdot 0.02} = 1.8 \geq 1$$

El valor de $1.8 > 1$ indica que hay una seguridad alta en el diseño del edificio.

4.1.5 OBTENCIÓN DEL NIVEL DE CONFIANZA $\phi(K_x)$

El nivel de confianza $\phi(K_x)$ se obtiene a partir de la ecuación 2.9 propuesta por Jalayer y Cornell (2003), al obtener el valor del cuartil asociado a una distribución normal que varía en función de la relación de los parámetros γ , así como de las incertidumbres epistémicas totales $\sigma_{UT} = \sqrt{(\sigma_{Cu})^2 + (\sigma_{Du})^2}$ y del nivel de confianza. Sustituyendo en la ecuación 2.9 se tiene:

$$K_x = 0.92 * \left[\frac{1}{2} \frac{1.72}{1.32} 0.5 + \frac{\text{Ln}(1.83)}{0.5} \right] \approx 0.99$$

El valor de 0.99 indica que el resultado de la confiabilidad obtenida en la sección anterior tiene un nivel de confianza elevado.

4.2 RESULTADOS PARA OTROS EDIFICIOS

El resultado de aplicar la metodología a los 15 edificios se puede observar en la tabla 4.5. En dicha tabla se muestran los valores de la confiabilidad y los factores que influyen en ésta, con ella, podremos observar el comportamiento de los edificios y cómo afecta su configuración en la capacidad y demanda de los edificios.

Tabla 4.5. Resultados para los 15 edificios en estudio

NIVELES	Longitud(m)		N. crujiás		b	r	\tilde{D}	σ_{DR}	\hat{C}	σ_{CR}	ϕ	γ	λ	σ_{UT}	$\phi(Kx)$
	x	y	x	y											
8	9	9	3	3	1.121	2.395	0.028	0.163	0.048	0.017	0.877	1.173	1.267	0.495	88%
	8	8	4	3	1.371	2.335	0.016	0.403	0.041	0.010	0.901	1.274	1.795	0.495	99%
	6	8	3	3	1.178	2.315	0.013	0.085	0.025	0.008	0.887	1.136	1.245	0.495	82%
9	9	9	3	3	1.034	2.150	0.017	0.173	0.050	0.016	0.880	1.172	2.170	0.495	99%
	8	8	4	3	1.405	2.137	0.019	0.466	0.039	0.008	0.911	1.295	1.311	0.495	84%
	6	8	3	3	1.604	2.104	0.018	0.542	0.068	0.000	0.923	1.313	2.583	0.495	99%
10	9	9	3	3	1.798	2.072	0.026	0.465	0.049	0.010	0.932	1.215	1.469	0.495	99%
	8	8	4	3	2.086	1.984	0.015	0.877	0.048	0.012	0.943	1.528	1.955	0.495	99%
	6	8	3	3	1.125	1.896	0.025	0.227	0.077	0.020	0.902	1.158	2.406	0.495	99%
11	9	9	3	3	1.400	1.808	0.021	0.513	0.047	0.012	0.924	1.283	1.290	0.495	77%
	8	8	4	3	1.320	1.720	0.020	0.383	0.047	0.012	0.923	1.192	1.832	0.495	99%
	6	8	3	3	3.190	1.632	0.027	0.986	0.082	0.000	0.969	1.323	2.209	0.495	99%
12	9	9	3	3	1.402	1.544	0.024	0.531	0.043	0.011	0.935	1.249	1.338	0.495	80%
	8	8	4	3	1.126	1.456	0.018	0.220	0.045	0.013	0.924	1.117	2.013	0.495	99%
	6	8	3	3	1.346	1.368	0.027	0.464	0.073	0.022	0.939	1.187	2.139	0.495	99%
PROMEDIO											0.918	1.241	1.801		93%

Al obtener el promedio podemos observar que para los factores ϕ y γ , los valores son aproximadamente 0.92 y 1.25, respectivamente, mientras que para λ y $\phi(Kx)$ se obtiene, $\lambda=1.8$ y $\phi(Kx)=93\%$. Es deseable realizar más estudios para comprobar si estos promedios son representativos de todos los edificios de 8 a 12 niveles o si es que estos varían para diferentes configuraciones de edificios.

5 Conclusiones

Los edificios se pudieron analizar de una manera satisfactoria, ya que la tabla de resultados finales, la cual muestra la confiabilidad de los edificios, permite apreciar que todos los edificios se analizaron y diseñaron de una manera adecuada, pues se obtuvieron confiabilidades razonables y congruentes. También se puede apreciar que la confiabilidad de los edificios que tienen claros mayores y un menor número de crujiás es menor que la de los otros edificios. Esto destaca la importancia de estos estudios ya que con ellos podemos observar la tendencia de la resistencia de las estructuras, realizando este tipo de análisis a diversas estructuras se podrían mejorar el desempeño y la confiabilidad sísmica de éstas.

Por lo anterior, es deseable que se aplique el procedimiento de evaluación de factores de seguridad y de la confiabilidad estructural a otro tipo de estructuras, así como a edificios ubicados en otras zonas sísmicas de la ciudad de México y del país, como para otros grupos de sismos con el fin de obtener un promedio de valores que permitan relacionar los factores de capacidad y demanda con el valor del periodo fundamental de vibrar de la estructura. Así como poder apreciar y verificar tendencias de comportamientos en las diferentes configuraciones en las que se puede presentar una estructura.

6 Bibliografía

González, T. E. (2013). "Factores probabilísticos de capacidad y demanda de edificios de concreto reforzado sujetos a movimientos sísmicos de banda angosta", Tesis de maestría, C.U., Querétaro, Qro.

Baker, J. W. y Cornell C. A. (2005). "A Vector-Valued Ground Motion Intensity Department of Civil and Environmental Engineering". Stanford University, Stanford, U.S.A.

Bojórquez, J. y Ruiz, S. E. (2014). "Factores de carga y de resistencia para el diseño de estructuras de c/r ante cargas viva y muerta, sometido a posible publicación de la Serie I&D del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Campos D. y Esteva L. (1997). "Modelo de Comportamiento Histerético y de Daño para Vigas de Concreto Reforzado", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.

Chan, S. M. (2003). "Influencia del escalamiento de movimientos sísmicos de banda estrecha en la evaluación de la confiabilidad de edificios", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Chan S. M., Ruiz S. E. y Montiel M. A. (2005). "Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras. Revista de Ingeniería Sísmica, N° 72, pp. 1-24

Cornell, C., Jalayer, F., Hamburger, R., and Foutch, D. (2002). "Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines." J. Struct. Eng. 128, SPECIAL ISSUE: STEEL MOMENT FRAMES AFTER NORTHRIDGE—PART II, pp. 526–533.

DRAIN 2D, Powell, G. H., (1975). "Supplement to computer program DRAIN- 2D", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Ellingwood, B. R. (1978). "Reliability basis of load and resistance factors for reinforced concrete design", NBS Building Science Series 110, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington.

Ellingwood, B. R., Galambos T. V., MacGregor J. G. y Cornell, C. A., (1982). "Probability-based load criteria: load factors and load combinations", Journal of Structural Division, ASCE, Vol 108 N°5, pp. 978-997.

Esteva, L. (1968). "Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico", Tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM.

FEMA-355F, (2000). "State of Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings", SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Galambos, T. V., Ellingwood, B. R., McGregor, J.G. y Cornell C.A., (1982). "Probability based load criteria: assessment of current design practice, Journal of Structural Division, ASCE, 108 (ST5).

Jalayer, F. y Cornell, C. A., (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, Berkeley.

Kent, D.C. and Park, R. (1971). "Flexural members with confined concrete. Journal of Structural Division". American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990.

Mander J. (1984). Seismic design of bridge piers. Report 84-2. Department of Civil Engineering, University of Cantenbury, New Zealand.

Meli R. (1976). "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Meli R. y Mendoza C. J., (1991). "Reglas de verificación de calidad del concreto", Revista de Ingeniería, LXI, México D.F.

Mirza A y McGregor J. (1979). "Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars", Journal of the Structural Division (ACSE). Vol. 105, N° 5, pp. 921-937.

Nowark, A. S y Collins, K. R., 200, "Reliability of structures", McGraw-Hill, E.U.A.

Montiel M.A. y Ruiz. S.E. (2006). "Seismic design method for reliability-based rehabilitation of buildings". Earthquake Spectra, Vol. 22, N°1, pp. 189-214

Montiel M.A., y Ruiz S. E. (2007). "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. pp. 1915-1934

Montiel M.A. y Terán-Gilmore A. (2011). "Comparative reliability of two 24-story braced buildings: traditional versus innovative". The structural design of tall and special buildings. Vol 22, pp. 335-654

Park, R., Priestley M. J. N. and Gill, W. D. (1982). "Ductility of square confined concrete columns. Journal of Structural Division". Vol. 108, pp. 929-950.

Rangel G., Montiel M.A. y Ruiz S.E., (2005). "Influencia en la confiabilidad sísmica estructural de las incertidumbres en las propiedades mecánicas y en las cargas vivas", Memorias del 15 Congreso de Ingeniería Sísmica, septiembre 2005, Ciudad de México, México.

RCDF. (2004). Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Robin K. McGuire (2007). "Probabilistic seismic hazard analysis: Early history". Earthquake Engineering & Structures. Dynamics.

Ruiz S.E., Montiel M.A. y Arroyo G. M. (2010). "Probabilities of Exceeding Different Limit States for Buildings subjected to Narrow-Band Ground Motions, Earthquake Spectra", Vol. 26, No. 3, pp. 825-840.

Ruiz, S. E. y Soriano, A., (1997), "Design Live Loads for Office Buildings in Mexico and the United States, Journal of Structural Engineering".Vol.123, N°6, pp. 816-822.

Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., y Carballo, J. (1998). "Earthquake, Records, and Nonlinear MDOF Responses", Earthquake Spectra. Vol 14, N°3 pp. 469-500.

Tolentino D, Ruiz S.E., Torres M.A. y Montiel M.A. (2011). "Confiabilidad de estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo. Revista de Ingeniería Sísmica" N° 84, pp. 25-46.

Vamvatsikos D y Cornell C. A. (2002a). Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol 31, N°3, pp. 491-514.

Vamvatsikos D. y Cornell C. A., (2002b). "The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering, Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering", paper 479. London, UK.