

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**FACTORES PROBABILÍSTICOS DE CAPACIDAD Y DEMANDA DE EDIFICIOS
DE CONCRETO REFORZADO SUJETOS A MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE
BANDA ANGOSTA**

TESIS

QUE COMO PARTE DE LOS REQUISITOS PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRA EN CIENCIAS
(ESTRUCTURAS)**

PRESENTA

TANIA ESMERALDA GONZÁLEZ ROBLES

DIRIGIDO POR:

Dr. MARCO ANTONIO MONTIEL ORTEGA

CO-DIRIGIDO POR:

Dra. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

C.U., QUERÉTARO, QRO. NOVIEMBRE DE 2013



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Estructuras)

FACTORES PROBABILÍSTICOS DE CAPACIDAD Y DEMANDA DE EDIFICIOS
DE CONCRETO REFORZADO SUJETOS A MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE
BANDA ANGOSTA

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestra en Ciencias (Estructuras)

Presenta:
Tania Esmeralda González Robles

Dirigido por:
Dr. Marco Antonio Montiel Ortega

Co-dirigido por:
Dra. Sonia Eida Ruiz Gómez

SINODALES

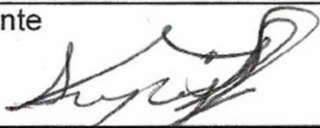
Dr. Marco Antonio Montiel Ortega
Presidente

Dra. Sonia Eida Ruiz Gómez
Secretario

Dr. Jaime Horta Rangel
Vocal

Dr. Francisco Silva González
Suplente

M. C. Guillermo Arturo Díaz de León
Suplente



Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad



Firma



Firma



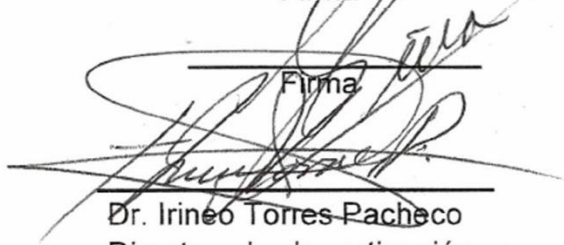
Firma



Firma



Firma



Dr. Irineo Torres Pacheco
Director de Investigación y
Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Noviembre de 2013
México

RESUMEN

Se evalúan los factores de demanda (γ) y de capacidad (ϕ), así como los niveles de confianza que se encuentran implícitos en el diseño de tres edificios (de 5, 10 y 15 niveles) de concreto reforzado 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, seguridad de vida y de servicio. La evaluación 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 ante 13 registros sísmicos seleccionados llevados hasta niveles de intensidad 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 a un cierto peligro sísmico para los estados límite de estudio. Además se efectuó una comparación de los resultados aquí obtenidos con los correspondientes a un estudio anterior realizado con otro grupo de registros sísmicos.

Palabras clave: Factores de seguridad, capacidad, demanda, niveles de confianza.

Summary

Demand and capacity factors are evaluated, as well as the confidence levels that are implicit in the structural design of three reinforced concrete buildings (5, 10 and 15-story) designed in accordance with the Construction Code for Mexico City (RCDF-2004). The buildings are assumed to be located in the Lake zone of Mexico's Valley, and designed for office use. It considers the performance of the structures for the limit states: collapse, life safety and service. The reliability of these buildings was obtained using the Demand and Capacity Factor Design (DCFD), which is based on a probabilistic frame that considers explicitly random and epistemic uncertainty on both capacity and demand. Structural capacity was obtained by applying Dynamic Incremental Analysis which produced response curves from the structure to 13 seismic records taken to the intensity level related to the ultimate structures capacity. Structural demand was obtained by running non-linear dynamic analysis in which structural response was determined for the magnitude intensity associated to a certain seismic hazard for the mentioned limits states. Additionally, a comparison was made between the results obtained here with those from a previous study made for another seismic record group.

Keywords: Safety factors, capacity, demand, confidence levels.

*“Me lo contaron y lo olvidé,
lo ví y lo entendí,
lo hice y lo aprendí”
Confucio*

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por todo su apoyo, a mi papá y a mi mamá porque sin ellos no estaría aquí; a mis hermanos Gary, Pris y Chuy porque son parte de lo que soy; a mis sobrinos por todas las sonrisas que me hacen querer seguir adelante; y en especial a Uriel mi presente siempre, por todo su apoyo y la confianza en que yo podía.

A mi familia completa (que somos muchos y no ajusta el espacio para nombrarlos a todos) por todas las porras para seguir adelante.

A los amigos que conservo a pesar de lo poco que los vi en estos dos años, y a los que puedo llamar amigos gracias a estos dos años: Luis, Roberto, Daniel, Juan, José, Isra y Karla, gracias por todo; a Jorge y Gaby, gracias por las pláticas que nada solucionaban pero que relajaban, y gracias a los chicos y chicas de MEB que hicieron más agradable mi estancia en Querétaro.

Al Dr. Edén Bojórquez, por el primer contacto con la ciencia, cuya pasión mostrada por la investigación cuando me recibió en el Verano Científico me decidió a buscar la maestría. A la Dra. Sonia Ruiz por todo el tiempo que invirtió en revisiones, por todos sus consejos y todos los conocimientos que aportó a esta tesis. Al Dr. Marco Montiel por haber dirigido mi tesis, con todo el trabajo que conlleva.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo recibido para la realización de la presente tesis.

RESUMEN	I
SUMMARY	II
AGRADECIMIENTOS	IV
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	4
1.3 JUSTIFICACIÓN	5
1.4 HIPÓTESIS	6
1.5 OBJETIVOS	7
1.5.1 OBJETIVO GENERAL	7
1.5.2 OBJETIVOS PARTICULARES	7
1.6 ALCANCES Y LIMITACIONES	7
2 MARCO TEÓRICO	9
2.1 SISMICIDAD	9
2.1.1 SISMICIDAD EN MÉXICO	9
2.1.1.1 Sismicidad del Valle de México	10
2.2 DISEÑO POR FACTORES DE CAPACIDAD Y DEMANDA (DCFD)	10
2.2.1 DEMANDA DE LOS EDIFICIOS (\hat{D})	11
2.2.1.1 Parámetro representativo de la demanda (b)	11
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.	12

2.2.1.3 Incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) y epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la demanda estructural	12
2.2.1.4 Factor de incremento de la demanda (γ)	13
2.2.2 CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS	13
2.2.2.1 Análisis estático no lienal (AENL)	14
2.2.2.2 Análisis dinámico incremental (ADI)	16
2.2.2.3 Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	19
2.2.2.4 Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) y epistémicas (σ_{CU}) asociadas a la capacidad estructural	19
2.2.2.5 Factor de reducción de la capacidad (ϕ)	20
2.2.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)	20
2.2.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_X)$	21
2.3 PROGRAMA DRAIN-2D MODIFICADO	21
2.4 ESTRUCTURAS ANALIZADAS	23
2.4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES	23
2.4.2 MODELOS ESTRUCTURALES	26
2.4.3 MODELO DE LOS MARCOS EN EL DRAIN 2D	27
2.5 MOVIMIENTOS SÍSMICOS	28
2.5.1 ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS	30
2.5.2 CURVA DE PELIGRO SÍSMICO	30
2.5.3 ESCALAMIENTO DE LA HISTORIA DE ACELERACIONES A PARTIR DE UN FACTOR DE ESCALA (FE)	31
2.5.4 ESPECTROS DE RESPUESTA	32
2.5.4.1 Historia de los espectros de respuesta	32
2.5.4.2 Historia de respuesta y concepto de pseudo-aceleración	34
2.5.4.3 Construcción de espectros de respuesta	37
2.6 FACTOR DE ESCALA	40
2.7 ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS	41
3 METODOLOGÍA	43
3.1 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS	44

3.1.1	CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS DE INTERÉS	44
3.1.2	CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS UTILIZADOS POR ÁVILA (2013)	48
3.1.3	CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA	50
3.2	EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD SÍSMICA DE LAS ESTRUCTURAS	53
3.2.1	OBTENCIÓN DE LA DEMANDA ESTRUCTURAL (\hat{D})	54
3.2.1.1	Obtención del parámetro (b) representativo de la demanda estructural	57
3.2.1.2	Determinación de la mediana de la demanda de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{D}^{v_0}) asociada a los estados límite de interés	58
3.2.1.3	Determinación de las incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) y epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la demanda estructural	59
3.2.2	OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO (r) ASOCIADO A LA CURVA DE PELIGRO SÍSMICO	59
3.2.3	OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL	60
3.2.3.1	Determinación de la Mediana de la Capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	62
3.2.3.2	Determinación de incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) y epistémicas (σ_{CU}) asociadas a la capacidad estructural	63
3.2.4	CÁLCULO DE LOS FACTORES DE CAPACIDAD (ϕ) Y DEMANDA (γ)	63
3.2.5	CÁLCULO DEL FACTOR DE CONFIANZA $\lambda_{confianza}$	63
3.2.6	OBTENCIÓN DEL NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_X)$	64
4	RESULTADOS	65
4.1	EDIFICIO DE 5 NIVELES	65
4.1.1	PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL	65
4.1.1.1	Demanda (\hat{D}) y parámetro representativo de la demanda (b)	65
4.1.1.2	Mediana de la demanda de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{D}^{v_0}) asociada a los estados límite de interés.	69
4.1.1.3	Incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) asociadas a la demanda estructural	69
4.1.1.4	Incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la demanda estructural	70
4.1.1.5	Capacidad estructural	71
4.1.1.6	Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	72

4.1.1.7 Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad estructural	73
4.1.1.8 Incertidumbres epistémicas (σ_{CU}) asociadas a la capacidad estructural	74
4.1.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ) Y FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ)	74
4.1.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)	77
4.1.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_X)$	77
4.2 EDIFICIO DE 10 NIVELES	80
4.2.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL	80
4.2.1.1 Demanda (\hat{D}) y parámetro representativo de la demanda (b)	80
4.2.1.2 Mediana de la demanda de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{D}^{v_0}) asociada a los estados límite de interés.	84
4.2.1.3 Incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) asociadas a la demanda estructural	84
4.2.1.4 Incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la demanda estructural	85
4.2.1.5 Capacidad estructural	86
4.2.1.6 Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	87
4.2.1.7 Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad estructural	88
4.2.1.8 Incertidumbres epistémicas (σ_{CU}) asociadas a la capacidad estructural	89
4.2.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ) Y FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ)	89
4.2.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)	92
4.2.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_X)$	92
4.3 EDIFICIO DE 15 NIVELES	95
4.3.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL	95
4.3.1.1 Demanda (\hat{D}) y parámetro representativo de la demanda (b)	95
4.3.1.2 Mediana de la demanda de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{D}^{v_0}) asociada a los estados límite de interés.	99
4.3.1.3 Incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) asociadas a la demanda estructural	99
4.3.1.4 Incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la demanda estructural	100
4.3.1.5 Capacidad estructural	101
4.3.1.6 Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	102

4.3.1.7 Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad estructural	103
4.3.1.8 Incertidumbres epistémicas (σ_{CU}) asociadas a la capacidad estructural	104
4.3.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ) Y FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ)	104
4.3.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)	107
4.3.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_X)$	107
4.4 RESUMEN DE RESULTADOS	110
<u>5 COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES</u>	<u>114</u>
<u>6 LITERATURA CITADA</u>	<u>116</u>
<u>APÉNDICES</u>	<u>121</u>
A SECCIONES ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS	122
A.1 EDIFICIO DE 5 NIVELES	122
A.2 EDIFICIO DE 10 NIVELES	124
A.3 EDIFICIO DE 15 NIVELES	130
B CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD	133

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
2.1 Secciones nominales del edificio de 5 niveles (Granados, 2004; $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)	25
2.2 Secciones nominales del edificio de 10 niveles (García Jarque, 2004; $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)	25
2.3 Secciones nominales del edificio de 15 niveles (Alonso, 2004; $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)	26
2.4 Periodos fundamentales medios de vibrar y coeficientes sísmicos resistentes de los marcos analizados	26
3.1 Características de los registros sísmicos utilizados	45
3.2 Estaciones de registro sísmico	45
3.3 Características de los registros sísmicos utilizados	50
3.4 Factores de escala y respuesta del edificio de 5 niveles- , para el nivel de intensidad asociado al periodo de retorno de 25 años	57
4.1 Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad, para el edificio de 5 niveles.	68
4.2 Mediana de la demanda asociada a cada estado límite (\hat{D}^{v0}) para el edificio de 5 niveles.	69
4.3 Incertidumbres aleatorias de la demanda (σ_{DR}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 5 niveles	70
4.4 Incertidumbres epistémicas de la demanda (σ_{DU}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 5 niveles	70
4.5 Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés, del edificio de 5 niveles.	73
4.6 Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a cada estado límite, para el edificio de 5 niveles	73
4.7 Incertidumbres epistémicas de la capacidad (σ_{CU}) asociadas a cada estado límite, para el edificio de 5 niveles	74
4.8 Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés para el edificio de 5 niveles.	75
4.9 Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés para el edificio de 5 niveles.	76
4.10 Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés para el edificio de 5 niveles.	76
4.11 Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés, para el edificio de 5 niveles.	77

4.12	<i>Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés, para el edificio de 5 niveles.</i>	78
4.13	<i>Niveles de confianza $\Phi(K_X)$ para los estados límite de interés del edificio de 5 niveles.</i>	78
4.14	<i>Parámetros asociados a la confiabilidad estructural del edificio de 5 niveles.</i>	79
4.15	<i>Valores de los parámetros a y b, que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad, para el edificio de 10 niveles</i>	83
4.16	<i>Mediana de la demanda asociada a cada estado límite (\widehat{D}^{v_0}) para el edificio de 10 niveles.</i>	84
4.17	<i>Incertidumbres aleatorias de la demanda (σ_{DR}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 10 niveles</i>	85
4.18	<i>Incertidumbres epistémicas de la demanda (σ_{DU}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 10 niveles</i>	85
4.19	<i>Mediana de la capacidad (\widehat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés, del edificio de 10 niveles.</i>	88
4.20	<i>Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad para cada estado límite, para el edificio de 10 niveles</i>	88
4.21	<i>Incertidumbres epistémicas de la capacidad (σ_{CU}) asociadas a cada estado límite, para el edificio de 10 niveles</i>	89
4.22	<i>Pendiente de la curva de peligro sísmico r, para los estados límite de interés para el edificio de 10 niveles.</i>	90
4.23	<i>Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés para el edificio de 10 niveles.</i>	91
4.24	<i>Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés para el edificio de 10 niveles.</i>	91
4.25	<i>Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés, para el edificio de 10 niveles.</i>	92
4.26	<i>Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés, para el edificio de 10 niveles.</i>	92
4.27	<i>Niveles de confianza $\Phi(K_X)$ para los estados límite de interés del edificio de 10 niveles.</i>	93
4.28	<i>Parámetros asociados a la confiabilidad estructural del edificio de 10 niveles</i>	94
4.29	<i>Valores de los parámetros a y b, que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad, para el edificio de 15 niveles</i>	98
4.30	<i>Mediana de la demanda asociada a cada estado límite (\widehat{D}^{v_0}) para el edificio de 15 niveles.</i>	99
4.31	<i>Incertidumbres aleatorias de la demanda (σ_{DR}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 15 niveles</i>	100
4.32	<i>Incertidumbres epistémicas de la demanda (σ_{DU}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 15 niveles</i>	100

4.33	<i>Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés, del edificio de 15 niveles.</i>	103
4.34	<i>Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad para cada estado límite, para el edificio de 15 niveles</i>	103
4.35	<i>Incertidumbres epistémicas de la capacidad (σ_{CU}) asociadas a cada estado límite, para el edificio de 15 niveles</i>	104
4.36	<i>Pendiente de la curva de peligro sísmico r, para los estados límite de interés para el edificio de 15 niveles.</i>	105
4.37	<i>Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés para el edificio de 15 niveles.</i>	106
4.38	<i>Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés para el edificio de 15 niveles.</i>	106
4.39	<i>Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés, para el edificio de 15 niveles.</i>	107
4.40	<i>Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés, para el edificio de 15 niveles.</i>	107
4.41	<i>Niveles de confianza $\Phi(K_X)$ para los estados límite de interés del edificio de 15 niveles.</i>	108
4.42	<i>Parámetros asociados a la confiabilidad estructural del edificio de 15 niveles.</i>	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
2.1 <i>Ilustración de un análisis estático no lineal (AENL)</i>	15
2.2 <i>Análisis dinámico paso a paso con aceleración en base que crece en forma lineal con el tiempo</i>	16
2.3 <i>Ilustración de un análisis dinámico incremental (ADI)</i>	17
2.4 <i>Mapa de zonificación del Distrito Federal para fines de diseño sísmico</i>	24
2.5 <i>Elevación y planta de los edificios analizados</i>	25
2.6 <i>Modelo estructural empleado en los análisis</i>	27
2.7 <i>Respuesta de desplazamiento de tres sistemas diferentes debidos a un movimiento sísmico.</i>	35
2.8 <i>Respuesta de pseudo-aceleración</i>	37
2.9 <i>Procedimiento para determinar el espectro de respuesta</i>	38
2.10 <i>Acelerograma multiplicado por Factores de Escala</i>	41
2.11 <i>Curvas de peligro sísmico para el sitio SCT, correspondientes a los periodos de vibración de las estructuras analizadas en este trabajo.</i>	42
3.1 <i>Localización de los epicentros de los sismos considerados</i>	45
3.2 <i>Registros sísmicos utilizados en el presente estudio</i>	48
3.3 <i>Espectros de respuesta individuales asociados a cada uno de los sismos utilizados en este estudio</i>	52
3.4 <i>Conjunto de espectros de respuesta utilizados en este estudio con un 5% de amortiguamiento crítico</i>	53
3.5 <i>Obtención del FE para el sismo del 25 de abril de 1989 del edificio de 5 niveles para un periodo de retorno de 25 años</i>	56
3.6 <i>Valores de la mediana de distorsión máxima de entrepiso para diferentes niveles de intensidad para el edificio de 5- niveles</i>	58
3.7 <i>Ajustes a la curva de peligro sísmico para el edificio de 5 niveles</i>	60
3.8 <i>Resultado de los ADI's para el edificio de 5 niveles</i>	62
4.1 <i>Gráfica de la mediana (\widehat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (S_a/g) para el edificio de 5 niveles.</i>	66
4.2 <i>Valores de la desviación estándar de la distorsión máxima de entrepiso ($\sigma_{ln D}$) con respecto a la intensidad (S_a/g) para el edificio de 5 niveles.</i>	67
4.3 <i>Gráfica de la mediana (\widehat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (S_a/g) para el edificio de 5 niveles, con su respectiva curva de ajuste.</i>	68
4.4 <i>Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 13 registros sísmicos seleccionados, para el edificio de 5 niveles.</i>	71

4.5	Curva de peligro sísmico para el edificio de 5 niveles	75
4.6	Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 10 niveles.	81
4.7	Valores de la desviación estándar de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{InD}) con respecto a la intensidad (Sa/g) para el edificio de 10 niveles.	82
4.8	Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 10 niveles, con su respectiva curva de ajuste.	83
4.9	Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 13 registros sísmicos seleccionados, para el edificio de 10 niveles.	86
4.10	Curva de peligro sísmico para el edificio de 10 niveles	90
4.11	Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 15 niveles.	96
4.12	Valores de la desviación estándar de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{InD}) con respecto a la intensidad (Sa/g) para el edificio de 15 niveles.	97
4.13	Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 10 niveles, con su respectiva curva de ajuste.	98
4.14	Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 13 registros sísmicos seleccionados, para el edificio de 15 niveles.	101
4.15	Curva de peligro sísmico para el edificio de 15 niveles	105

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 (Meli, 1976; Ruiz, 1993; Bojórquez y Ruiz, 2013). 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 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).

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. 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 13 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

En las últimas décadas, la recurrencia de los fenómenos naturales en el planeta se ha visto incrementada notablemente causando daños muy significativos reflejados en pérdidas humanas y de bienes materiales. En particular, los sismos han representado uno de los fenómenos que pueden causar daños de gran importancia. 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 basados en estudios probabilistas y en la opinión de ingenieros e investigadores 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 (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 tiene en cuenta tanto el rendimiento objetivo del edificio como el peligro sísmico esperado.

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 v_0 depende en gran medida de el 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

En la práctica del diseño estructural, desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica, es necesario definir los niveles de desempeño en términos cuantitativos, de tal manera que permitan al ingeniero diseñador de estructuras tener un control más adecuado sobre la relación que existe 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 en base al 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 de resistencias. En la práctica profesional el ingeniero diseñador no está obligado a evaluar cuantitativamente la confiabilidad estructural. En general, el diseñador cumple con las recomendaciones del reglamento y con eso garantiza que su diseño cuente con cierta confiabilidad. Es decir, que tiene cierta seguridad contra el colapso ante sismos fuertes, contra daños intensos ante sismos moderados, y contra daños menores ante sismos de pequeña intensidad. Es importante resaltar que como resultado de lo anteriormente mencionado al término del diseño de una edificación, en base al 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 al reglamento, 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.

Debido a que el estudio del desempeño de las estructuras ante eventos sísmicos implica el desarrollo de modelos que permitan predecir el comportamiento de cada uno de los elementos de la estructura más allá del rango elástico, es muy importante desarrollar metodologías a seguir claras y lo más simple posibles; ya que tan sólo el proceso de elaboración de los modelos implica un gran número de horas hombre y de tiempo de cómputo para su resolución; tiempo que en la práctica profesional por lo general es muy limitada.

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 solo 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 (ϕ) y Carga (γ) que se encuentran implícitos en edificios de concreto reforzado ubicados en suelo blando, y en estimar la mediana de la capacidad (C) asociada a los estados límite de servicio, seguridad de vida y colapso, para cada uno de los edificios. A partir de los valores promedio de ϕ , γ y \hat{C} , se propondrán factores de resistencia, de carga y de capacidad 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

1.4 HIPÓTESIS

Para el diseño de edificios de concreto reforzado construidos en sitios de suelo blando, cuyos movimientos sísmicos están asociados a espectros de banda angosta, los factores probabilísticos de capacidad disminuyen conforme aumenta el periodo de la estructura, mientras que los factores de demanda aumentan al aumentar el periodo de vibrar de la estructura.

1.5 OBJETIVOS

1.5.1 OBJETIVO GENERAL

Obtener los factores probabilísticos de capacidad y demanda basados en confiabilidad para edificios de 5, 10 y 15 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, para su posible incorporación en futuros códigos de diseño.

1.5.2 OBJETIVOS PARTICULARES

1. Estimar la capacidad dinámica global de los edificios para estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) asociados a un grupo de registros sísmicos seleccionados.
2. Obtener el rango de respuesta (demanda) de los edificios para diferentes niveles de intensidad sísmica asociados a periodos de retorno de interés.
3. Obtener los factores probabilísticos de capacidad y demanda para los edificios en estudio, de acuerdo con la metodología de Cornell.
4. Establecer curvas de tendencia de los diferentes factores de capacidad y demanda obtenidos en función del periodo fundamental de vibración de los edificios, para distintos grupos de sismos.
5. Comparar los resultados obtenido del análisis del grupo de registros sísmicos seleccionado con los obtenidos para otro grupo de registros.

1.6 ALCANCES Y LIMITACIONES

- Las aplicaciones de este estudio se limitan a sistemas estructurales de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles, y tres crujías, diseñados

de acuerdo con la práctica profesional en México con el RCDF (2004) para uso de oficinas, los edificios se consideran ubicados en la zona IIIb del Valle 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 1.5s

2 MARCO TEÓRICO

2.1 SISMICIDAD

Se denomina sismicidad al análisis del número de sismos que se suceden en una región geográfica determinada. Tal estudio registra en un mapa a los diversos epicentros existentes, además de tomar en cuenta la frecuencia con que se suceden estos fenómenos.

Las zonas sísmicas más activas en el planeta, de acuerdo al epicentro de los eventos sísmicos registrados son: el denominado cinturón Circum-Pacífico, que tiene una extensión aproximada de 40,000 km, comprende la parte oeste del continente americano, desde Alaska hasta el sur de Chile y desde la parte norte de las islas Aleutinas, siguiendo las islas de Japón, Indonesia, Nueva Zelanda, hasta las islas Fiji y Holanda al sur. Cerca del 85% de la energía total liberada anualmente por los sismos corresponde a dicha zona. Mientras que otro de los cinturones recorre desde

2.1.1 SISMICIDAD EN MÉXICO

Por su ubicación geográfica México se encuentra sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden derivar en una situación de desastres; entre las calamidades a las que mayormente está expuesto el territorio nacional resaltan los sismos.

Nuestro país, debido a la presencia de fallas geológicas y la acción de las placas continentales está asociado a una gran zona generadora de sismos y estos han ocurrido a lo largo de millones de años.

La mayor parte de los sismos de grandes magnitudes (mayores de 7, por ejemplo) y que son los que ocasionan grandes perjuicios para el hombre, tienen

epicentros en la costa del pacífico, a lo largo de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca. Sin embargo, también han ocurrido grandes sismos en el centro y sur de Veracruz y Puebla, partes norte y centro de Oaxaca, Chiapas, Estado de México y la península de Baja California, especialmente en la zona fronteriza con los Estados Unidos. En la ciudad capital, a esos elementos se suman las características del subsuelo y la gran densidad poblacional, originando una situación de riesgo sísmico.

2.1.1.1 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 y a 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.

2.2 DISEÑO POR FACTORES DE CAPACIDAD Y DEMANDA (DCFD)

El formato DCFD está constituido por factores de capacidad ϕ y demanda γ , 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 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 riesgo 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 $v = k(S_a/g)^{-r}$, donde k y r , son parámetros de regresión de la curva que representa la tasa media anual de excedencia de la intensidad (S_a/g).

2.2.1 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), describiendo la pendiente, en escala lognormal, de dicha relación (Cornell, 1996), dado por la ecuación:

$$v = k(S_a/g)^{-r} \quad 2.1$$

$$\hat{D} = a(S_a/g)^b \quad 2.2$$

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) asociado a los periodos de retorno de interés.

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 entrepiso para cada sismo y estado límite, 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 siguiente expresión:

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

Las incertidumbres aleatorias representan el nivel de dispersión de la respuesta máxima de entrepiso, medida como la distorsión máxima de entrepiso, para los diferentes niveles de peligro sísmico asociadas a los distintos estados límite de interés.

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/b representa la sensibilidad al cambio de la probabilidad de excedencia de la demanda.

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

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:

- El análisis estático no lineal.
- El 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).

2.2.2.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL)

El objetivo del *AENL* es evaluar el comportamiento de un sistema estructural estimando sus demandas de resistencia y deformación mediante una serie de análisis estáticos consecutivos. Este tipo de análisis puede verse como un método que permite predecir la fuerza sísmica y la demanda de deformación en una estructura, debido a que toma en cuenta la redistribución de las fuerzas internas que ocurre cuando la estructura se somete a fuerzas que sobrepasan el límite elástico de la estructura (Krawinkler et al., 1998).

El análisis estático no lineal consiste en representar la estructura mediante un modelo en 2D o 3D que tome en cuenta los principales parámetros que influyen en la respuesta lineal y no lineal del sistema. Posteriormente se aplican las cargas de gravedad seguidas de las cargas laterales. Estas últimas se encuentran distribuidas de acuerdo a formas predeterminadas que tratan de representar las fuerzas relativas de inercia generadas en los lugares donde se concentran las masas. La estructura se “empuja” mediante el incremento de este patrón de cargas laterales, realizando un análisis estático no lineal incremental para cada estado de fuerzas laterales hasta que la estructura llegue a un cierto desplazamiento objetivo asociado con un nivel de desempeño específico.

En la Figura 2.1 se muestra un ejemplo de un *AENL* (“*push-over*”). Las cargas gravitacionales se aplican primeramente a la estructura y las cargas laterales se aplican de forma creciente hasta llegar a un desplazamiento objetivo.

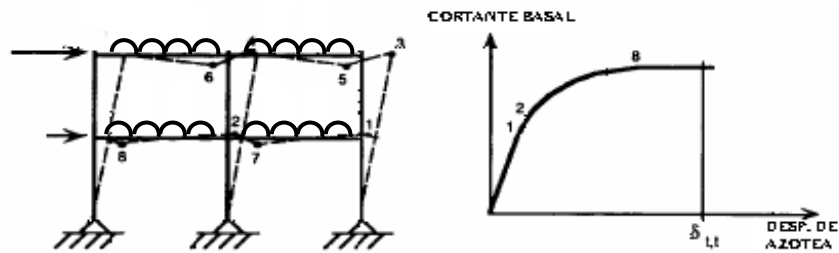
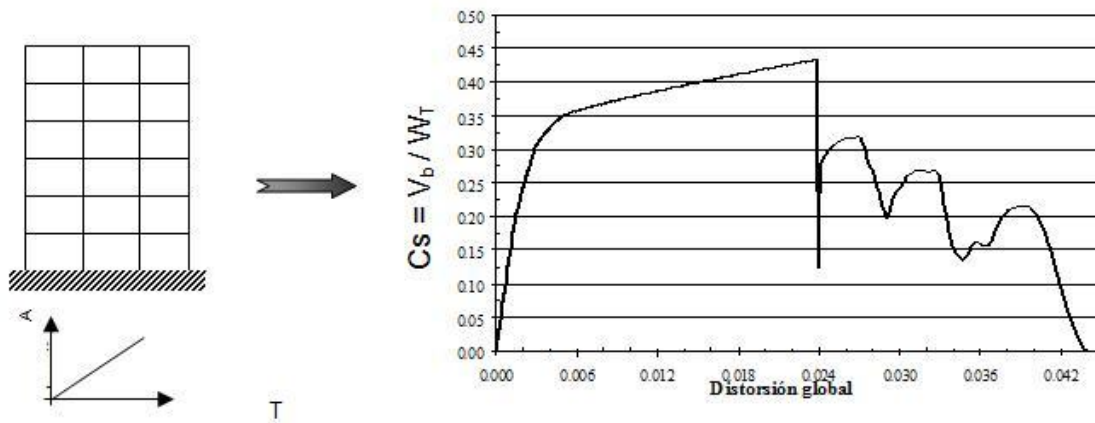


Figura 2.1 Ilustración de un análisis estático no lineal (AENL)

Para nuestro estudio se realiza una metodología alterna equivalente al análisis “*push-over*”. En vez de usar un patrón de cargas laterales concentradas en sus masas, se utiliza una aceleración en la base que crece de forma lineal con el tiempo (ver Figura 2.2) hasta alcanzar la capacidad última de la estructura. Se realiza un análisis no lineal “paso a paso” en el tiempo mediante una versión modificada del DRAIN 2D (Campos y Esteva, 1997), y se obtiene una curva como la que se muestra en la Figura 2.2. A partir de esta curva se puede determinar de modo directo la capacidad última por medio de la caída de la fuerza resistente mediante un criterio establecido (por ejemplo para el 80% de la capacidad de resistencia máxima). En adelante este procedimiento de análisis se nombra simplemente como *push-over* (P.O.).



a) Aceleración lineal en la base

b) Curva del AENL equivalente

Figura 2.2 Análisis dinámico paso a paso con aceleración en base que crece en forma lineal con el tiempo

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 2.3 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.e. cambios en la forma de la deformación máxima de los entrepisos con respecto a la altura de la estructura, degradaciones de rigidez y resistencia, etc.).
- Obtener la capacidad dinámica global y de entrepiso de la estructura.

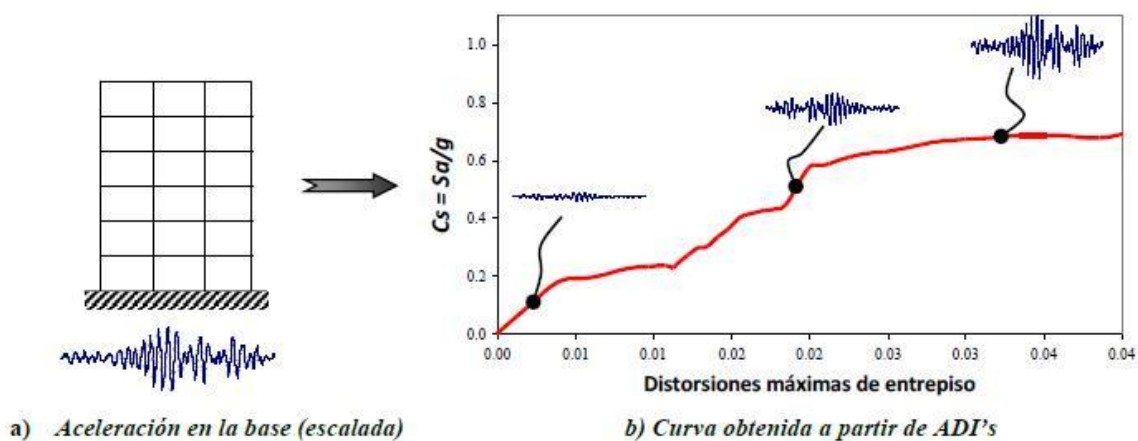


Figura 2.3 Ilustración de un análisis dinámico incremental (ADI)

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 ADI's 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 ADI's 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 ADI's se obtiene la mediana de la capacidad (\hat{C}) estructural asociada a cada uno de los estados límite.

La mediana de la capacidad fue obtenida para los siguientes estados límite de interés:

- Mediana de la capacidad para el estado límite de servicio (\hat{C}_y) el cual se asocia con la distorsión máxima de entrepiso cuando se presenta la fluencia de la estructura.
- Mediana de la capacidad para el estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida}) el cual se asocia con el valor de la mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso promedio entre límite de servicio y de colapso.
- 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 asociadas con la estimación de la capacidad de los edificios en estudio (σ_{CR}), se obtienen a partir de la dispersión de los valores de la capacidad asociados a los estados límite de interés, siendo el estado límite de servicio asociado directamente con la fluencia de la estructura, el de colapso con la inestabilidad de la estructura y el de seguridad de vida asociado a la aceleración promedio entre servicio y colapso.

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

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

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^2_{CT}). Mientras que r/b representa la sensibilidad al cambio de la probabilidad de excedencia de la capacidad.

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

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

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 ($\gamma \hat{D}^{v_0}$):

$$\lambda_{confianza} = \frac{\phi \hat{C}}{\gamma \hat{D}^{v_0}} \geq 1 \quad 2.8$$

Cuando $\lambda_{confianza}$ es mayor que la unidad, la capacidad factorizada de la estructura ($\phi\hat{C}$) es mayor que la demanda factorizada de la estructura ($\gamma\hat{D}^{v_0}$), implicando que la estructura se encuentra del lado de la seguridad, lo cual implica que la estructura tiene una tasa media anual de falla estimada (v_F) menor o igual a una tasa media anual de falla objetivo (v_0).

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):

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

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 $\sigma_{UT} = \sqrt{\sigma_{CU}^2 + \sigma_{DU}^2}$. K_X es el cuantil asociado a un nivel de confianza x de una distribución normal estándar, de tal forma que al obtener el valor de la función de 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 PROGRAMA DRAIN-2D MODIFICADO

El análisis dinámico que se realiza con el programa DRAIN-2D modificado por Campos y Esteva (1997) incorpora un modelo histerético asociado al daño que presentan los elementos de concreto reforzado. Este programa idealiza la estructura como un ensamble de elementos planos discretos, los cuales pueden formar configuraciones variables. El análisis se realiza por medio del método

directo de rigidez, con los desplazamientos nodales como incógnitas. Cada nodo posee tres grados de libertad, tal que el número total de incógnitas puede ser mucho menor que el número de nodos por tres, debido a que algún grado de libertad puede especificarse como completamente restringido (tener desplazamiento cero con respecto al terreno). Por otro lado, los desplazamientos rotacionales o traslacionales de un grupo de nodos pueden ser declarados o tener un mismo valor de desplazamiento. La masa de la estructura se define como concentrada en los nodos y como consecuencia la matriz de masa es diagonal. La excitación sísmica es definida por medio de acelerogramas que pueden ser diferentes en la dirección horizontal y vertical.

Todos los puntos de soporte se supone que se mueven en fase (diafragmas rígidos). Los cargas estáticas pueden aplicarse con anterioridad a las cargas dinámicas, pero no es permitida la fluencia de los elementos bajo cargas estáticas. Los elementos estructurales pueden ser de tipo virtual, se pueden incluir nuevos elementos si se desea. Es decir que las subrutinas de las que el programa está compuesto pueden ser enriquecidas con otras, haciendo el programa muy versátil. Los tipos de elementos base que maneja el programa son:

1. Elementos armadura que pueden fluir en tensión y/o pandearse elásticamente y fluir inelásticamente en compresión.
2. Elementos viga-columna, que pueden ser de sección variable y que fluyen debido a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de dichos elementos. La interacción entre fuerzas axiales y momentos se puede tener en cuenta para secciones de acero o concreto reforzado. Los valores de fuerzas y momentos pueden especificarse. Los efectos $P-\Delta$ se pueden tener en cuenta incluyendo una rigidez geométrica basada en las fuerzas axiales bajo cargas estáticas.
3. Conexiones semi-rígidas, con relaciones momento-rotación bilineal.

2.4 ESTRUCTURAS ANALIZADAS

En este trabajo se utilizaron tres edificios de concreto reforzado (de 5, 10 y 15 niveles y tres crujías) diseñados de acuerdo con la práctica profesional en México con el RCDF (2004).

2.4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Los tres edificios de 5, 10 y 15 fueron diseñados altruistamente por reconocidas firmas de ingeniería estructural: PROYECT, cuyo Gerente General es el Ing. Raúl Granados Granados, GARCÍA JARQUE INGENIEROS, S.C., representado por el Ing. Francisco García Jarque, y ALONSO Y ASOCIADOS, cuyo Gerente es el M.I. Javier Alonso García. En el apéndice A se muestran las secciones estructurales detalladas de cada uno de los edificios.

Los edificios se diseñaron de acuerdo con el texto principal del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF, 2004) así como sus Normas Técnicas Complementarias (2004), para uso de oficinas (Grupo B). Se suponen ubicados cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, zona IIIb) (ver Figura 2.4). Se usó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$ y un coeficiente sísmico de diseño elástico $C_s = 0.45$. Se utilizó concreto clase I. Las distorsiones de entrepiso se limitaron a $\delta/h = 0.012$. Los edificios se estructuran a base de marcos de concreto reforzado, y presentan una planta cuadrada de 30 x 30 m, formada por tres crujías separadas por una distancia de 10 m, con alturas de entrepiso de 4m, además se diseñaron para cumplir con los requisitos de regularidad marcados en las (NTCS, 2004) por lo que se consideran estructuras regulares. Las características geométricas nominales en planta y elevación de los edificios se muestran en la Figura 2.5. Las secciones de diseño para marcos

exteriores e interiores se muestran en el apéndice 1. En Tabla 2.1, Tabla 2.2 y Tabla 2.3 se presentan los valores nominales de las secciones de las trabes y de las columnas de los tres edificios. En estas tablas también se señalan los esfuerzos nominales resistentes del concreto y el acero de refuerzo.

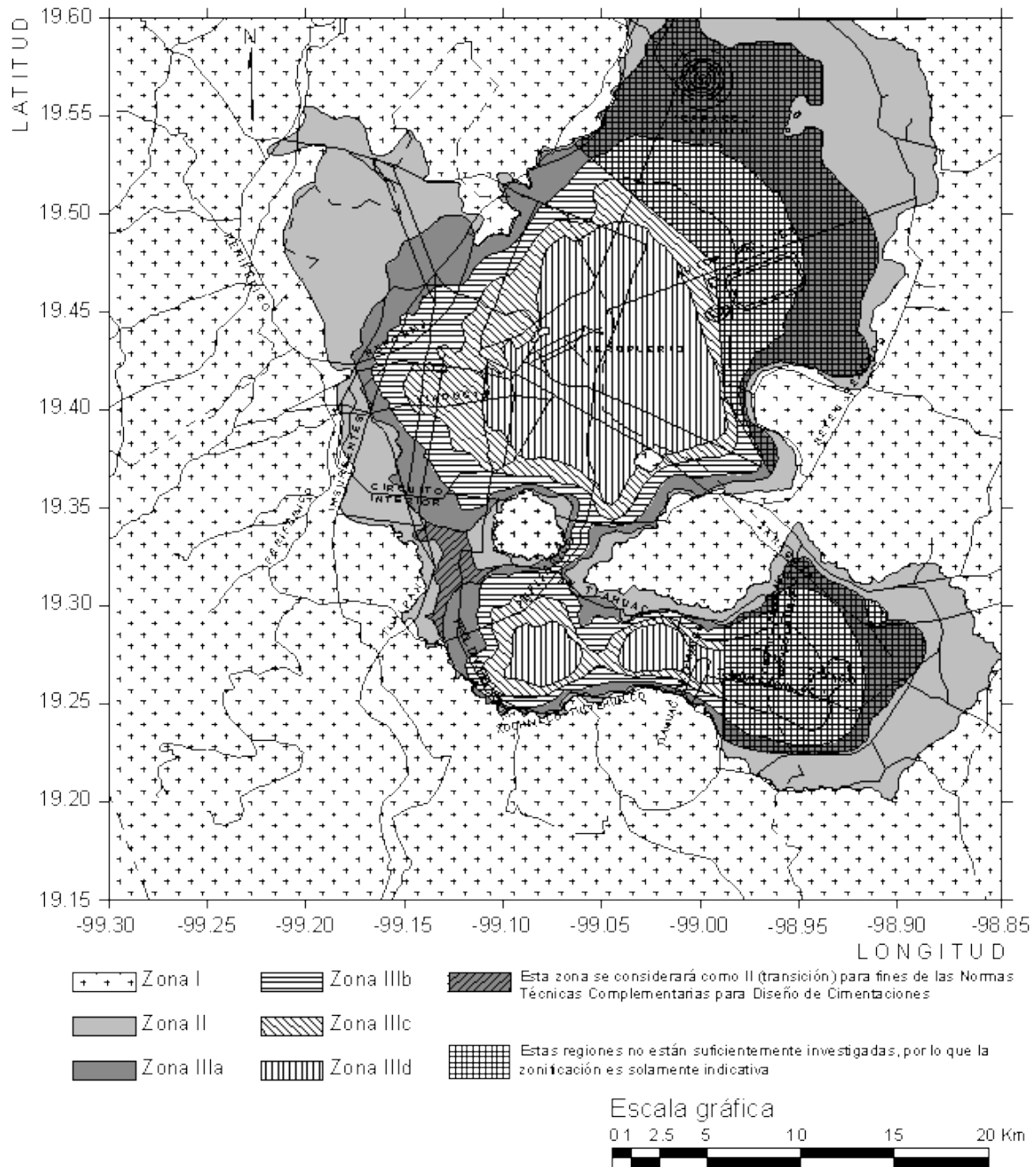


Figura 2.4 Mapa de zonificación del Distrito Federal para fines de diseño sísmico

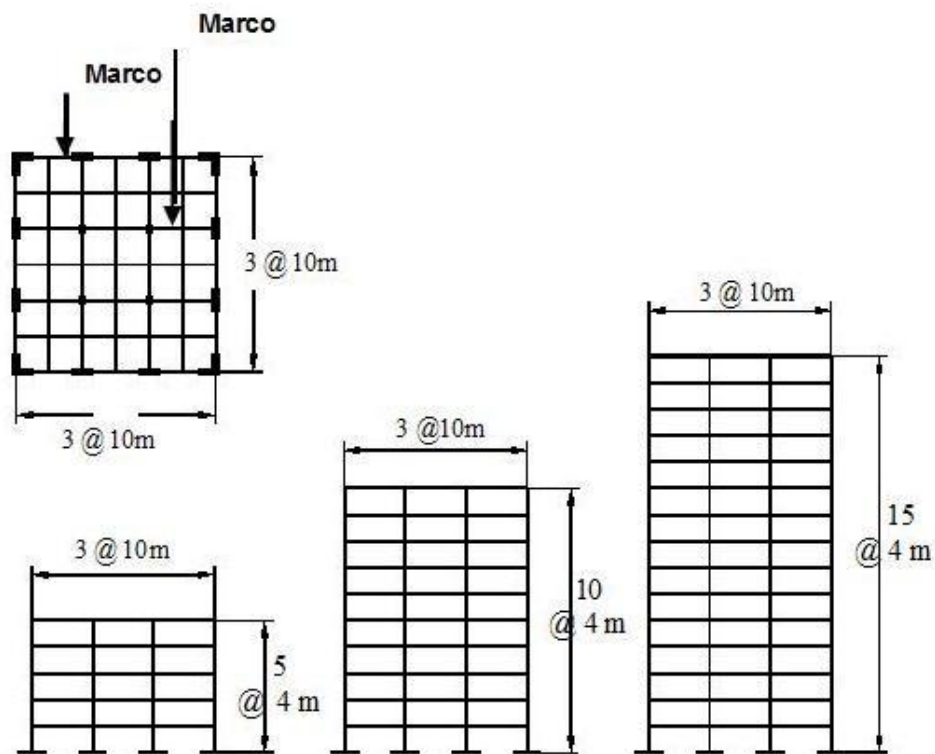


Figura 2.5 Elevación y planta de los edificios analizados

Tabla 2.1 Secciones nominales del edificio de 5 niveles (Granados, 2004; $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

Marco	Nivel	Trabes (cm)	Columnas (cm)
Interior	1-5	40 x 90	70 x 70
Exterior	1-5	35 x 100	75 x 75

Tabla 2.2 Secciones nominales del edificio de 10 niveles (García Jarque, 2004; $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

Marco	Nivel	Trabe (cm)	Columna Interior (cm)	Columna Exterior (cm)
Interior	1-7	35 x 90	110 x 110	150 x 50
	8-10		90 x 90	

<i>Exterior</i>	1-10	45 x 130	50 x 150	150 x 150 x 50 (Sección L)
-----------------	------	----------	----------	-------------------------------

Tabla 2.3 Secciones nominales del edificio de 15 niveles (Alonso, 2004; $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

<i>Marco</i>	<i>Nivel</i>	<i>Trabe (cm)</i>	<i>Columna Interior (cm)</i>	<i>Columna Exterior (cm)</i>
<i>Interior</i>	1-15	30 x 100	130 x 130	250 x 100
<i>Exterior</i>	1-15	40 x 160	250 x 100	250 x 250 x 60 (Sección L)

Tabla 2.4 Periodos fundamentales medios de vibrar y coeficientes sísmicos resistentes de los marcos analizados

<i>Número de niveles</i>	<i>Periodo fundamental T_0 (s)</i>	<i>Coficiente sísmico resistente C_r</i>
5	0.67	0.34
10	1.17	0.40
15	1.65	0.17

2.4.2 MODELOS ESTRUCTURALES

Los marcos de la periferia de los edificios de 10 y 15 niveles poseen secciones diferentes a los marcos interiores (ver Tabla 2.2 y Tabla 2.3), por lo que presentan diferentes aportaciones a la rigidez lateral de la estructura. La rigidez lateral es uno de los principales parámetros que influyen en la respuesta sísmica de una estructura. Para tomar en cuenta la aportación de ambos marcos (exterior e interior) en la rigidez del sistema se utilizó un modelo que toma en cuenta las diferencias de rigidez entre los marcos exteriores e interiores. Dicho modelo se forma por un marco exterior ligado a un marco interior por medio de elementos conectores (articulados en los extremos) y sólo con rigidez axial que simulan la interacción que existe entre ambos marcos. La masa del modelo es la suma de la masa correspondiente a un marco exterior y uno interior (mitad de la masa total

del edificio) y una rigidez lateral igual a la suma de las rigideces laterales de un marco exterior y uno interior de tal forma que proporcionan el mismo periodo fundamental que el edificio en tres dimensiones (considerando los dos marcos exteriores y los dos interiores). Se ignora la aportación debida a la rigidez torsional de los elementos. En la Figura 2.6 se ilustra el modelo estructural empleado en este estudio.

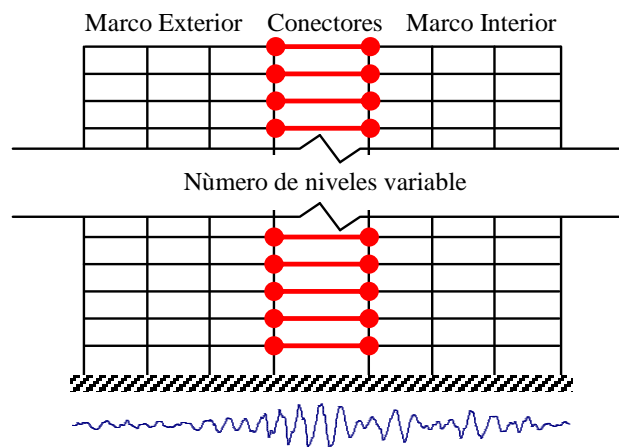


Figura 2.6 Modelo estructural empleado en los análisis

2.4.3 MODELO DE LOS MARCOS EN EL DRAIN 2D

Para los análisis dinámicos no lineales de las estructuras se utilizó el programa DRAIN 2D-modificado por Campos y Esteva (1997). Dicho programa considera la degradación ante cargas cíclicas tanto de la resistencia como de la rigidez en los elementos de concreto reforzado.

Algunas consideraciones incluidas en los análisis dinámicos de los edificios son las siguientes.

- Se considera la degradación de la resistencia y rigidez de los elementos estructurales.
- Para la obtención de la capacidad de deformación y resistencia de las traveses se consideró la contribución de la losa.
- Se toma en cuenta la capacidad última de rotación de los elementos.

- No se consideran efectos P-D.
- No se consideran efectos bidireccionales de fuerzas sísmicas ni efectos torsionantes.
- No se considera el efecto de la interacción suelo-estructura.

Los marcos de la periferia de los edificios de 5, 10 y 15 niveles poseen secciones diferentes de trabes y columnas a los marcos interiores (ver Tabla 2.1, Tabla 2.2 y Tabla 2.3), por lo que contribuyen de manera diferente a la rigidez lateral de la estructura. Para tomar en cuenta la aportación de ambos marcos (exterior e interior) en la rigidez del sistema se utilizó un modelo que toma en cuenta las diferencias de rigidez entre los marcos. Dicho modelo se forma por un marco exterior ligado a un marco interior por medio de elementos conectores (articulados en los extremos y con sólo rigidez axial) que simulan la interacción que existe entre ambos marcos.

En este modelo se verificó que la masa del modelo y su rigidez lateral (correspondientes a un marco exterior y uno interior) correspondan al mismo periodo de vibrar que el edificio en tres dimensiones. En la Figura 2.6 se muestra el modelo estructural que se usó para los análisis.

2.5 MOVIMIENTOS SÍSMICOS

La variación de la aceleración del suelo en el tiempo es la forma más común para definir los movimientos de la tierra durante un sismo. La aceleración del suelo $u_g(t)$ gobierna la respuesta de las estructuras sometidas a excitaciones sísmicas. Por ésto, para una aceleración dada del suelo, el problema a resolver es definido completamente por un sistema masa-resorte-amortiguador, con propiedades de rigidez y amortiguamiento.

El instrumento básico para recopilar las tres componentes del suelo durante un sismo es el acelerógrafo, el cual no realiza una recopilación continua pero es activado por las primeras ondas del sismo a su llegada. La recopilación continua

de estos instrumentos resultaría un desperdicio, ya que incluso en regiones propensas a sismo, dichos eventos pueden no ocurrir en meses. Una vez activado el instrumento, el registro continúa por algunos minutos o hasta que el movimiento de la tierra disminuye a niveles imperceptibles. Claramente, los instrumentos deben estar bajo constante mantenimiento para que se obtengan buenos registros cuanto éste ocurra.

Un acelerógrafo está conformado por un elemento transductor, el cual puede describirse en una forma simple como un sistema de masa-resorte-amortiguador. El elemento transductor se caracteriza por tener una frecuencia natural (f_n) y amortiguamiento específicos (ξ), por ejemplo los acelerógrafos análogos modernos tienen una $f_n = 25\text{Hz}$ y un $\xi = 60\%$, mientras que los acelerógrafos digitales tienen una $f_n = 50\text{Hz}$ y un $\xi = 70\%$. Estos parámetros transductores habilitan al instrumento digital para registrar sin distorsión excesiva funciones de tiempo-aceleración, incluyendo frecuencias muy bajas de hasta 30Hz, mientras que el instrumento análogo tiene un nivel de precisión adecuado en un rango de frecuencias muy estrechas de hasta 15Hz.

Por muchos años el registro de fuertes movimientos del suelo fue escaso, por lo que se tienen registros débiles de sismos que causaron gran destrucción. Cuando un sismo fuerte ocurre, sería deseable contar con muchas estaciones instrumentadas para registrar el movimiento de la tierra; sin embargo, como no se sabe cuándo ni dónde exactamente ocurrirán los sismos, y debido a las limitaciones en los presupuestos para la instalación y mantenimiento de los instrumentos especializados, sólo es posible obtener dichos registros en las regiones instrumentadas que son aquellas en las que se han registrado movimientos de gran magnitud.

La aceleración del suelo es definida por valores numéricos en instantes de tiempo discretizados. Estos instantes de tiempo deben ser espaciados

cercanamente para describir de manera precisa la alta variación irregular de la aceleración con respecto al tiempo. Es común que el intervalo de tiempo sea elegido entre 1/100 y 1/50 de segundo.

2.5.1 ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS

Cuando una estructura se somete a eventos sísmicos con distintas características tales como la intensidad, forma espectral y periodo de recurrencia, es posible obtener una serie de niveles de respuesta que permiten evaluar la tasa anual de excedencia de ciertos niveles de interés; sin embargo, para obtener una historia representativa de respuestas se requiere una cantidad significativa de registros con los cuales no se cuenta, por lo que es necesario generar acelerogramas artificias.

Entre algunas alternativas para generar acelerogramas artificiales, se encuentra el escalamiento de registro reales (Chan, 2002), el cual es empleado con el fin de analizar las respuestas de las estructuras a diferentes niveles de intensidad sísmica, es necesario multiplicar las amplitudes de los movimientos sísmicos por un Factor de Escala (FE). Éste es un valor numérico que modifica la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura por analizar tenga una intensidad dada. Ésta se asocia a cierto periodo de recurrencia por medio de las curvas de peligro sísmico.

2.5.2 CURVA DE PELIGRO SÍSMICO

Una curva de peligro sísmico puede expresarse como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad en un cierto sitio y en cierto periodo de tiempo, dichas curvas deben estar asociadas a los sitios en los que serán desplantadas las estructuras, así como los periodos fundamentales de vibrar de dichos sistemas.

Las curvas de peligro sísmico son representadas en gráficas en las que el valor de las abscisas está dado en términos de la intensidad y las ordenadas representan el valor de la tasa media anual de excedencia de una intensidad. Debido a que los fenómenos naturales como los sismos no se pueden predecir a priori, las curvas de peligro sísmico poseen incertidumbres y son obtenidas empleando teoría de probabilidades.

2.5.3 ESCALAMIENTO DE LA HISTORIA DE ACELERACIONES A PARTIR DE UN FACTOR DE ESCALA (FE)

El factor de escala es un valor numérico obtenido para un acelerograma dado. Este multiplica a la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura a analizar tenga una intensidad (pseudo-aceleración, pseudo-desplazamiento, etc.) específica. A su vez, esta intensidad se asocia al periodo de retorno de una curva de peligro sísmico, según sea el nivel de desempeño que se trate (Chan, 2002).

A continuación se presenta el procedimiento detallado para determinar el factor de escala propuesto por Chan, Ruiz y Montiel (2005):

1. Se obtiene el periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura en estudio.
2. Se proponen los periodos de retorno de los sismos (T_R) para los cuales resistirá la estructura. La tasa de excedencia se determina como:

$$v = \frac{1}{T_R} \quad 2.10$$

3. Se debe contar con una curva de peligro sísmico (CPS) para el periodo fundamental de la estructura, que además corresponda a cierta demanda de ductilidad, y a cierto amortiguamiento crítico.

4. Con la tasa de excedencia del paso 2 se encuentra la intensidad correspondiente, en la presente investigación la intensidad se refiere a la pseudoaceleración normalizada respecto a la aceleración de la gravedad (Sa/g).

5. Se traza el espectro de pseudoaceleración, del acelerograma que se desea escalar, para la misma demanda de la ductilidad y amortiguamiento crítico considerando la curva de peligro sísmico.

6. con el periodo de la estructura (T_0) se entra al espectro de respuesta para definir la intensidad espectral. La intensidad espectral deberá ser del mismo tipo de intensidad obtenida de la curva de peligro sísmico, de modo que el factor de escala sea adimensional.

7. el factor de escala se calcula obteniendo el cociente de la pseudoaceleración obtenida de la curva de peligro sísmico, y la pseudoaceleración obtenida a partir del espectro de respuesta, como se indica en la siguiente ecuación:

$$FE = \frac{(Sa/g)_{TR}}{(Sa/g)_{esp}} \quad 2.11$$

2.5.4 ESPECTROS DE RESPUESTA

2.5.4.1 HISTORIA DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuesto por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores.

Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área de diseño sismorresistente. En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de

la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento ξ .

El concepto de los espectros de respuesta comenzó a gestarse gracias a una idea de Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokio, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto de registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un sismo. Unos años después, Hugo Benioff publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos con los cuales se podría determinar el valor máximo de respuesta y construir una curva (lo que hoy conocemos como espectro de desplazamiento elástico) cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del sismo. Finalmente, fue Maurice Biot en el Instituto Tecnológico de California, quien propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Debemos aclarar que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del sismo sobre la estructura dependen no sólo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

La realización de un espectro de respuesta requiere de la ejecución de numerosos cálculos, dado que es necesario resolver la ecuación de equilibrio dinámico para determinar la historia (variación en el tiempo) de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para una gran cantidad de estructuras con diferentes periodos de vibración, T , y factores de amortiguamiento ξ . En la actualidad, esto no representa un problema de importancia por la gran capacidad de cálculo de las computadoras modernas, las cuales pueden realizar un espectro de respuesta elástica en décimas de segundo. Cuando estos tipos de gráficos fueron desarrollados en su etapa inicial, hace varias décadas, la situación era muy diferente. Como anécdota, es interesante mencionar que Housner calculaba los espectros mediante un procedimiento gráfico que requería aproximadamente de un día de trabajo para calcular un punto del espectro. Posteriormente, se desarrolló un método más rápido usando un péndulo de torsión (“computadora análoga”) que permitía determinar los espectros mediante una analogía matemática entre los dos fenómenos. En este caso, el tiempo requerido para calcular un punto del espectro se redujo a 15 minutos.

2.5.4.2 HISTORIA DE RESPUESTA Y CONCEPTO DE PSEUDO-ACELERACIÓN

La Figura 2.7 muestra la respuesta de desplazamiento de tres sistemas diferentes debido a un movimiento sísmico, gráficos similares a los presentados en Chopra (1995). En la Figura 2.7 derecha el periodo de vibración T_n es el mismo para los tres sistemas y la diferencia radica en el amortiguamiento. A mayor amortiguamiento, menor desplazamiento.

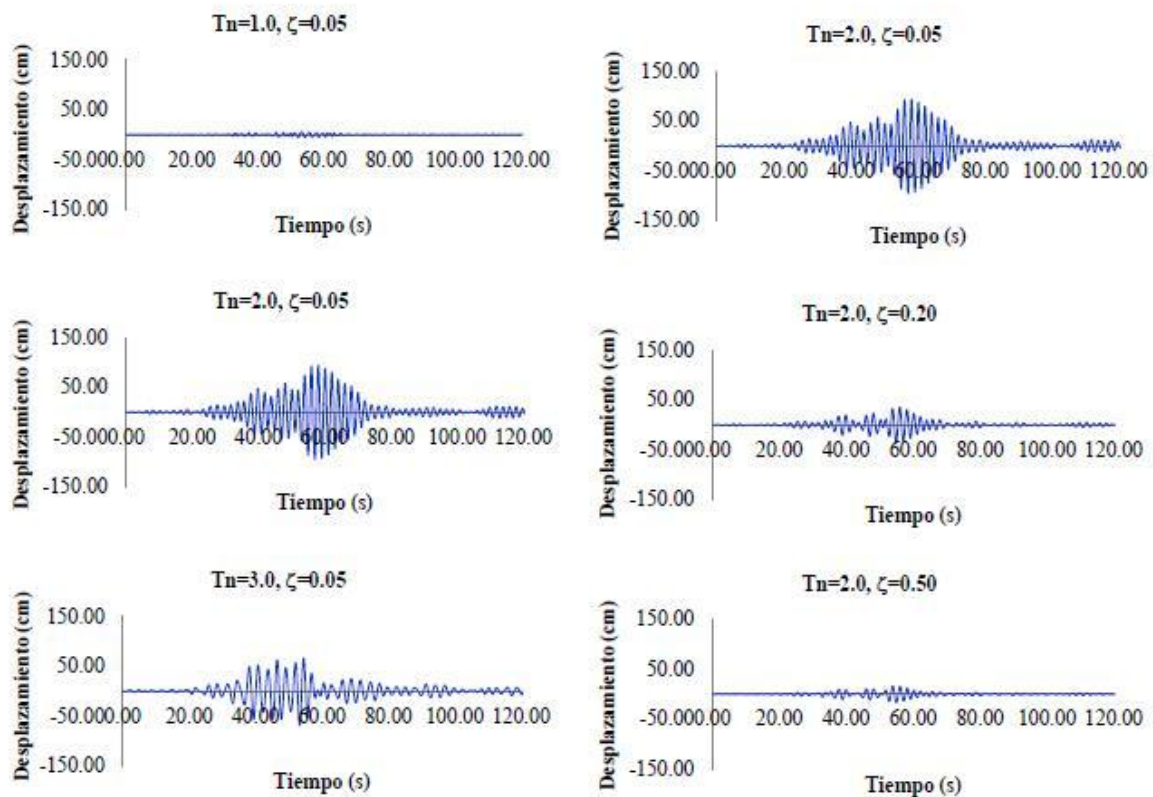


Figura 2.7 Respuesta de desplazamiento de tres sistemas diferentes debidos a un movimiento sísmico.

Una vez que la historia de desplazamiento $u(t)$ ha sido evaluada por análisis dinámico de la estructura, las fuerzas internas pueden determinarse por métodos estáticos en cada momento (Chopra, 1995)

$$f_s(t) = ku(t) \tag{2.12}$$

Donde k es la rigidez lateral del sistema. Expresando k en términos de la masa m

$$f_s(t) = m\omega_n^2 u(t) = mA(t) \quad 2.13$$

Donde

$$A(t) = \omega_n^2 u(t) \quad 2.14$$

La fuerza estática equivalente es m veces $A(t)$, no m veces la aceleración total $u_g(t)$.

Es decir, la pseudo-aceleración $A(t) = S_A$, puede obtenerse a partir de la respuesta de desplazamiento $u(t)$.

Multiplicando cada respuesta $u(t)$ correspondiente a los tres sistemas de la Figura 2.7 por su respectivo valor $\omega_n^2 = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2$, se obtiene la respuesta de pseudo-aceleración de los sistemas (ver Figura 2.8).

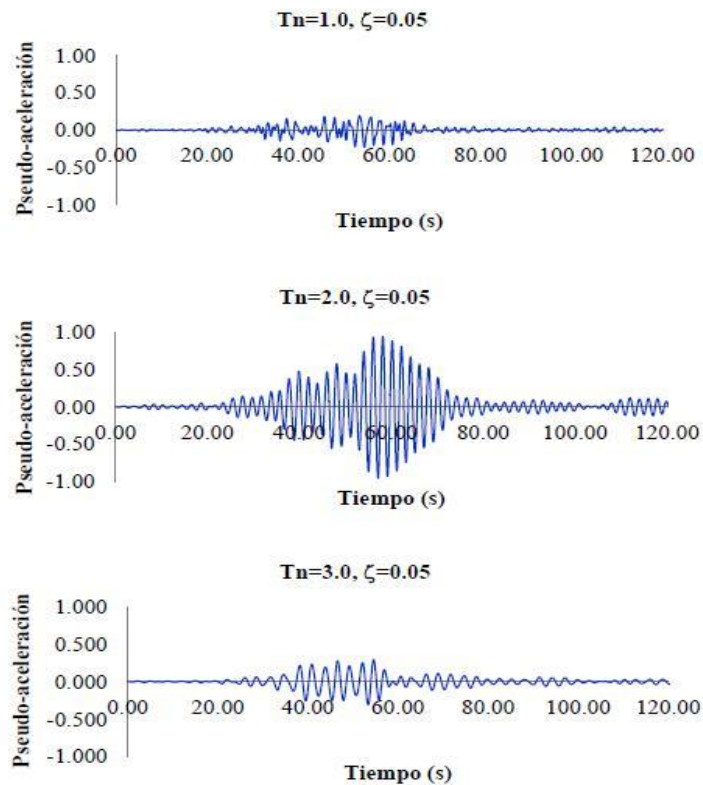


Figura 2.8 Respuesta de pseudo-aceleración

2.5.4.3 CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA

El espectro muestra la respuesta de valores máximos de un Sistema de 1 Grado de Libertad (S1GL) de una componente en particular del movimiento del suelo, como se muestra en la Figura 2.9. También provee un acercamiento práctico para aplicar el conocimiento de la dinámica estructural para diseñar la estructura y la magnitud de las fuerzas laterales (Chopra, 1995).

A la gráfica que representa el valor máximo de una respuesta en función del periodo natural de vibrar T_n del sistema o a la frecuencia circular ω_n o a la frecuencia cíclica f_n se le llama Espectro de Respuesta. Cada gráfica para un S1GL cuenta con una fracción de amortiguamiento dado ξ .

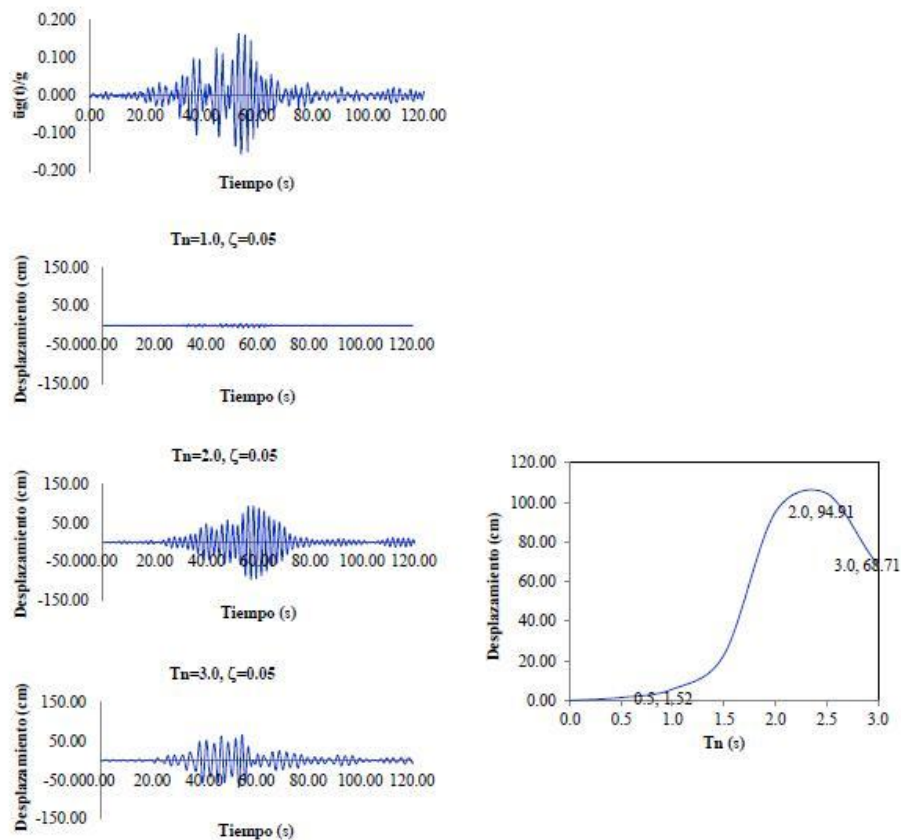


Figura 2.9 Procedimiento para determinar el espectro de respuesta

El espectro de respuesta del desplazamiento es la gráfica de u_0 vs T_n dado ξ . De igual forma para \dot{u}_0 es el espectro de respuesta de velocidad, para \ddot{u}_0 es el espectro de respuesta de aceleración.

Es decir:

$$\begin{aligned}
 u_0(T_n, \xi) &\equiv \max_t |u(t, T_n, \xi)| \\
 \dot{u}_0(T_n, \xi) &\equiv \max_t |\dot{u}(t, T_n, \xi)| \\
 \ddot{u}_0(T_n, \xi) &\equiv \max_t |\ddot{u}(t, T_n, \xi)|
 \end{aligned}
 \tag{2.15}$$

Para encontrar las fuerzas internas sólo se necesita el desplazamiento $u(t)$. Entonces, el espectro de desplazamiento da la información necesaria para encontrar los valores de desplazamiento y las fuerzas internas.

La pseudo-velocidad (S_v) se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$S_v = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad 2.16$$

Donde ω_n es la frecuencia natural del sistema.

El prefijo pseudo es usado porque (S_v) no es igual al valor máximo de la velocidad \dot{u}_0 .

La pseudo-aceleración S_A del S1GL con frecuencia ω_n se relaciona con su desplazamiento máximo $D \equiv u_0$ mediante:

$$S_A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad 2.17$$

La cantidad S_A tiene unidades de aceleración y se relaciona con el valor máximo del cortante basal V_{bo} (o al valor máximo de la fuerza estática equivalente f_{bo}).

$$V_{bo} = f_{bo} = mS_A \quad 2.18$$

El cortante basal máximo puede ser escrito como:

$$V_{bo} = \frac{S_a}{g} w \quad 2.19$$

Y $\frac{S_a}{g}$ es el coeficiente de cortante basal o coeficiente de fuerza lateral.

Donde g es el valor de la gravedad y w es el peso de la estructura.

El espectro de respuesta para una componente $\ddot{u}_g(t)$ puede desarrollarse siguiendo los pasos que a continuación se describen (Chopra, 1995):

1. Se establece un intervalo de muestreo.
2. Se selecciona un periodo natural T_n y una fracción de amortiguamiento ξ del S1GL.
3. Se procesa la información por medio de métodos numéricos (método de las ocho constantes, integral de Duhamel, etc.), y se obtiene la respuesta de desplazamiento $u(t)$ debido a una aceleración $\ddot{u}_g(t)$.
4. Se determina u_0 , el valor máximo de $u_g(t)$.
5. Las ordenadas espectrales son $D = u_0$, $S_v = \frac{2\pi}{T_n}$ y $S_A = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$.
6. Se repiten los pasos 2 al 5 para un intervalo de valores de T_n y ξ abarcando los sistemas posibles de interés.
7. Se presentan los resultados de los pasos 2 al 6 gráficamente para producir espectros.

2.6 FACTOR DE ESCALA

El factor de escala (FE) de los acelerogramas puede ser diferente o igual a la unidad y siempre es positivo; de modo que las ordenadas del acelerograma (S_a/g) podrán ser mayores, o bien menores que las del acelerograma original (Figura 2.10).

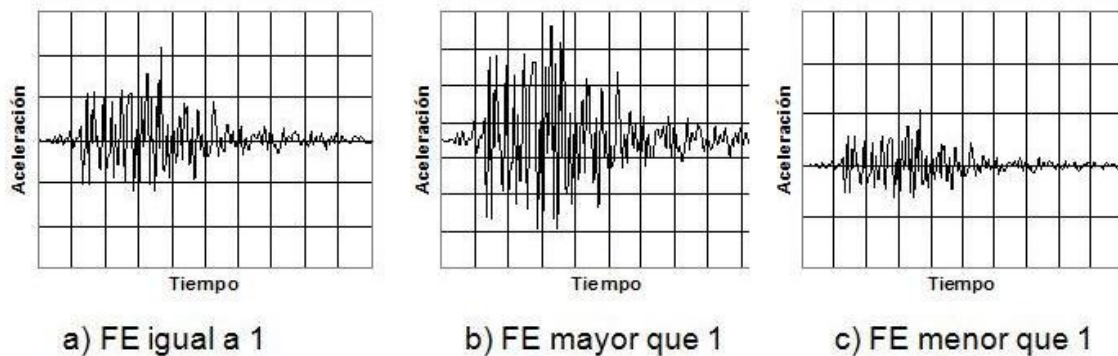


Figura 2.10 Acelerograma multiplicado por Factores de Escala

El factor de escala (FE) se calcula mediante el cociente entre la pseudoaceleración $(S_a / g)_{\nu_o}$ obtenida de la curva de peligro sísmico para la tasa de excedencia (ν_o) y la pseudoaceleración obtenida a partir del espectro de respuesta $(S_a/g)_{esp}$ para el periodo fundamental (T_o) de la estructura en estudio. Con este factor (ver ecuación 2.11) se escalan los acelerogramas.

2.7 ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

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. Dicha intensidad se asocia a un cierto periodo de retorno (T_R) . Este se obtiene a partir de una curva de peligro sísmico (CPS), según el nivel de intensidad que se quiera evaluar (S_a/g) . A estos periodos (T_R) les corresponde una tasa de excedencia (ν_o) obtenida como el inverso de T_R (es decir, $\nu_o = 1/T_R$).

Para escalar los sismos (al nivel de intensidad sísmica deseada, S_a/g) se contaron con curvas de peligro sísmico del sitio (Figura 2.11) asociadas a los

periodos fundamentales de vibración de las estructuras (T_o). A partir de estas curvas se obtiene la intensidad $(S_a/g)_{v_o}$ a la cual se escalarán los acelerogramas asociada a una cierta tasa de excedencia v_o (S_a/g).

Las curvas de peligro sísmico de la Figura 2.11 corresponden al sitio SCT, para los periodos fundamentales de los edificios (suponiendo propiedades medias), con un factor de ductilidad $\mu = 1$ y porcentaje de amortiguamiento crítico $\xi = 5\%$. Estas curvas se obtuvieron a partir de interpolar los resultados correspondientes a periodos de 0, 1, y 2s (Alamilla, 2001).

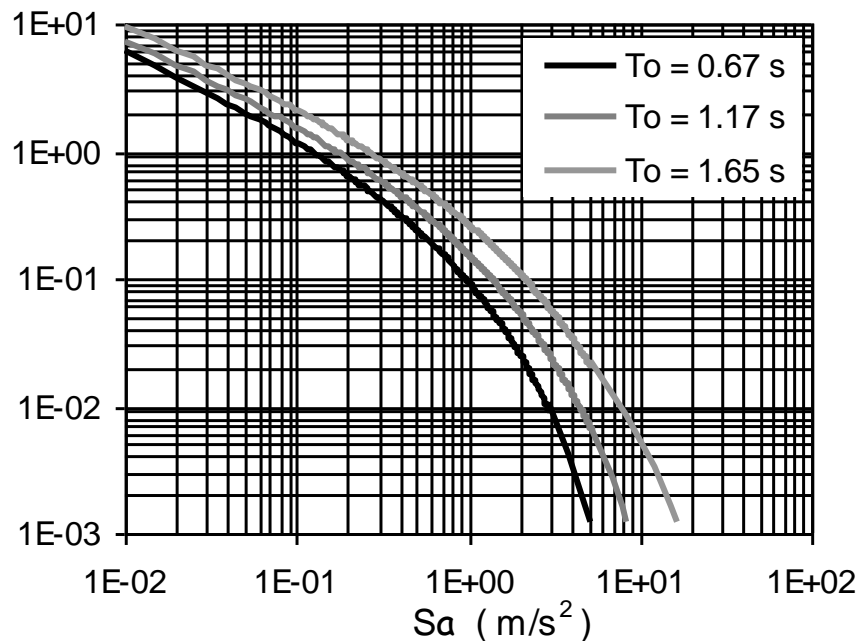
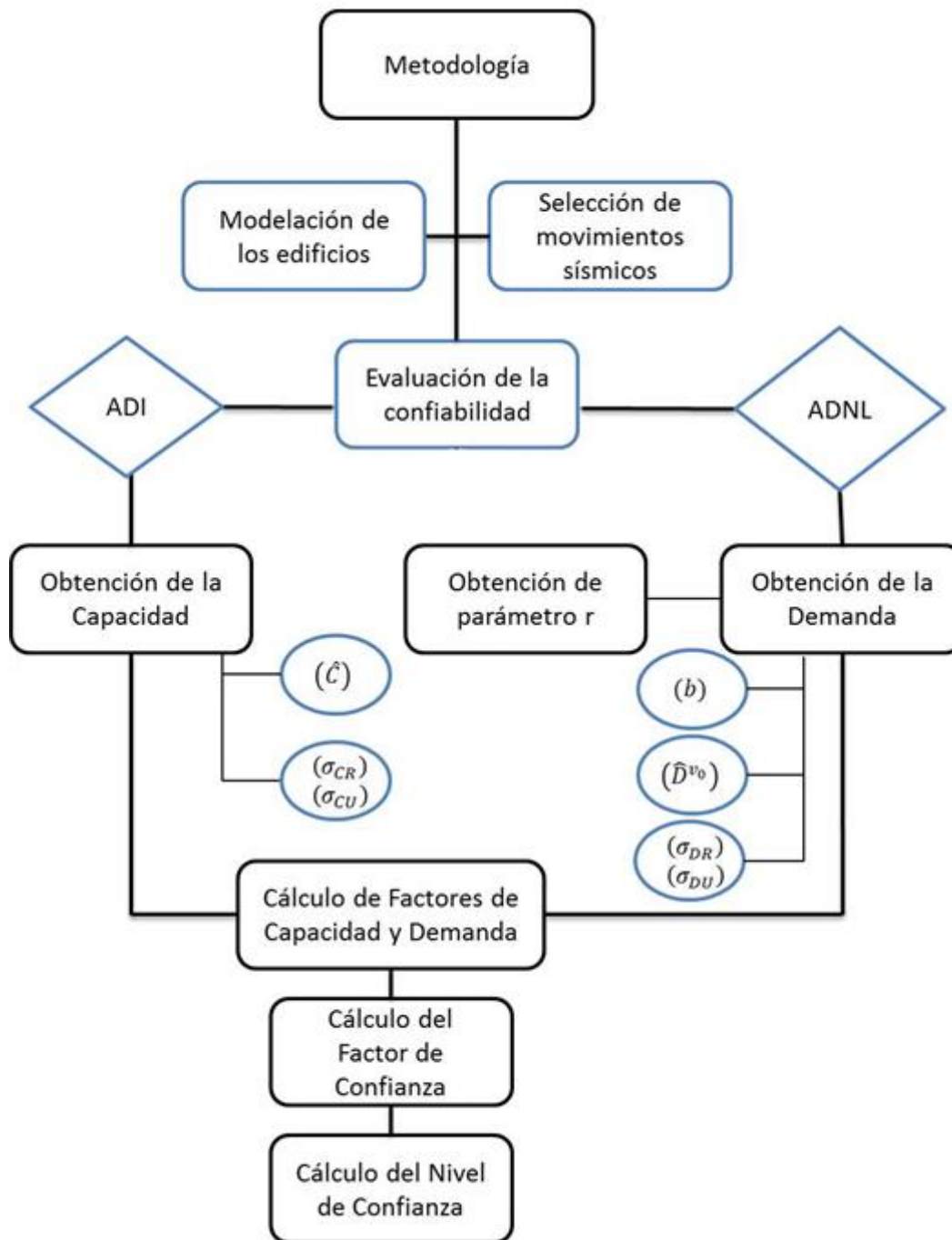


Figura 2.11 Curvas de peligro sísmico para el sitio SCT, correspondientes a los periodos de vibración de las estructuras analizadas en este trabajo.

3 METODOLOGÍA

A continuación se presenta un diagrama de la metodología utilizada para determinar el nivel de confianza de la estructura



3.1 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.

3.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS DE INTERÉS

Para este análisis, se utilizaron 13 sismos de banda angosta registrados en la región del lago de la Ciudad de México, los cuales se muestran en la Tabla 3.1. Por otro lado, la Tabla 3.2 muestra la institución de registro de cada una de las estaciones. 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, es contenido de frecuencias se centra en un intervalo de frecuencias reducido.

Las características comunes de los acelerogramas elegidos son las siguientes:

- 1) Los eventos se generaron en la zona de subducción de la República Mexicana (ver Figura 3.1),
- 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).



Figura 3.1 Localización de los epicentros de los sismos considerados

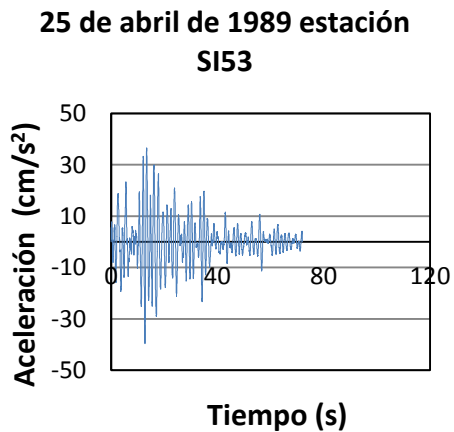
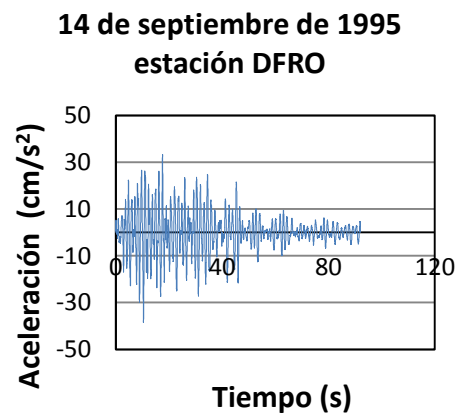
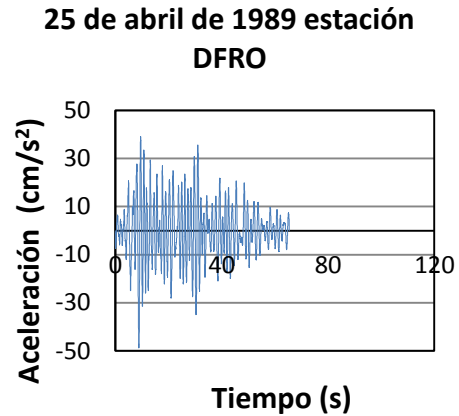
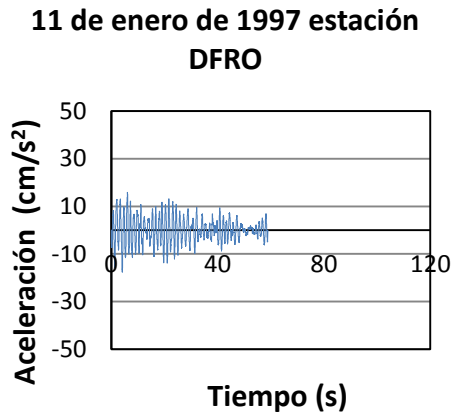
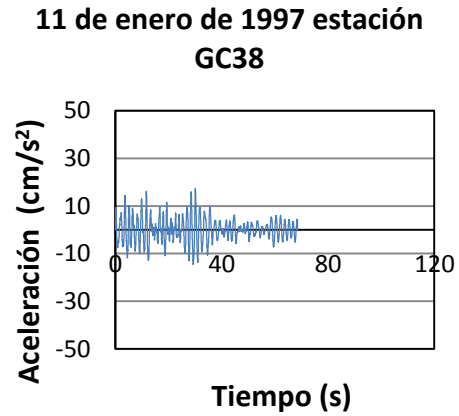
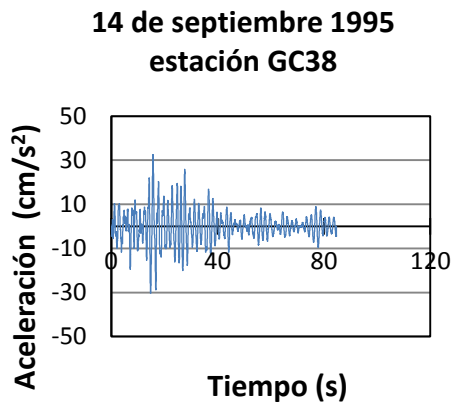
Tabla 3.1 Características de los registros sísmicos utilizados

Sismo	Fecha	Coordenada del epicentro	Magnitud	Estación de registro
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	SI53
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	SI53

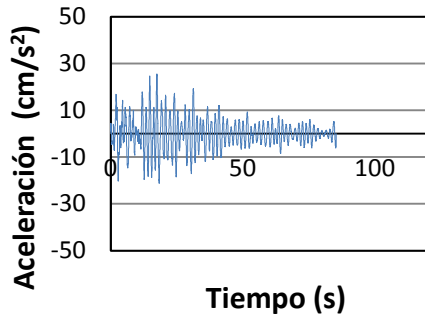
Tabla 3.2 Estaciones de registro sísmico

Estación	Institución de registro
GC38	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
DFRO	INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
SI53	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
IB22	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
CH84	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
MI15	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)

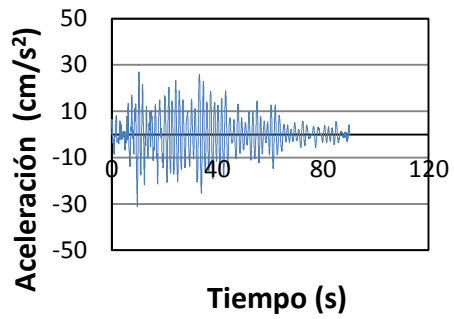
A continuación se muestran la serie de acelerogramas (tiempo-aceleración) que fueron utilizados en este estudio para someter las estructuras a diferentes movimientos sísmicos y así obtener su respuesta para posteriormente evaluar la confiabilidad sísmica estructural.



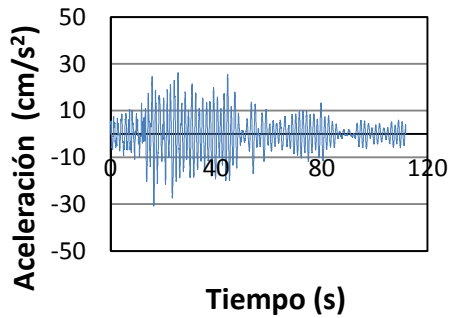
**25 de abril de 1989 estación
IB22**



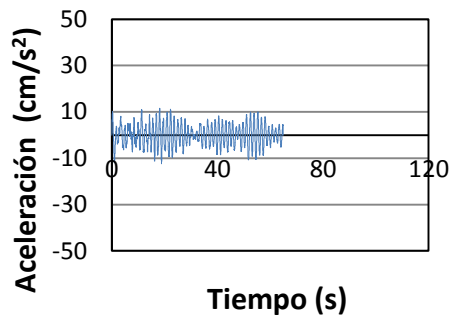
**14 de septiembre de 1995
estación IB22**



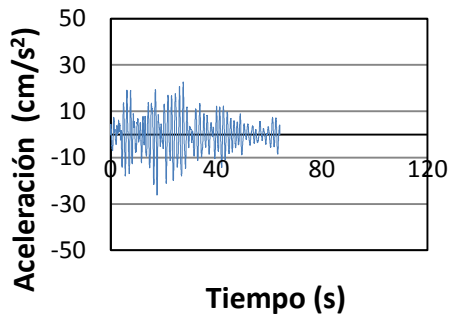
**14 de septiembre de 1995
estación CH84**



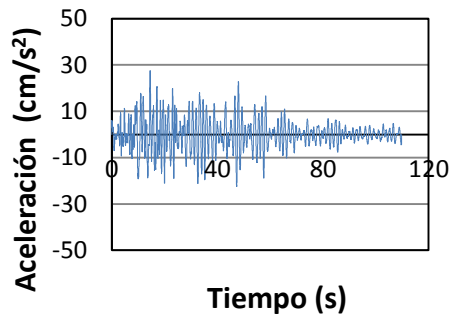
**11 de enero de 1997 estación
CH84**



**11 de enero de 1997
estación MI15**



**14 de septiembre de 1994
estación MI15**



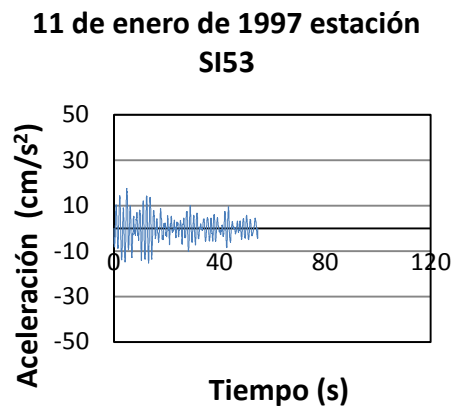


Figura 3.2 Registros sísmicos utilizados en el presente estudio

La variabilidad de los acelerogramas se puede apreciar en cuanto a amplitud máxima, duración y contenido de frecuencia lo cual afecta de manera distinta la respuesta estructural. Entre mayor amplitud mayor intensidad del sismo, mayores los desplazamientos y cortantes provocados en la estructura. A mayor duración del sismo mayor será el daño acumulado en la estructura y el contenido de frecuencia afectará de diferente manera dependiendo del periodo de vibrar fundamental de la estructura.

3.1.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS UTILIZADOS POR ÁVILA (2013)

En el presente trabajo se comparan los resultados obtenidos de los análisis realizados con los registros sísmicos presentados en el capítulo 3.1.1 con los resultados obtenidos por Ávila (2013) para un grupo de sismos diferente, por lo cual a continuación se reproduce parte del capítulo 3.21 correspondiente a las características de los registros de interés presentado en el trabajo de tesis: “Evaluación y comparación de la confiabilidad sísmica de edificios mediante el formato de diseño por factores de demanda y capacidad” presentado por Ávila (2013).

Se utilizaron catorce registros sísmicos obtenidos de la estación ubicada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en la Ciudad de México localizada en Av. Universidad entre cumbres de Maltrata y Xola, Col. Navarte, las coordenadas de la estación son 19.393 latitud N, 99.147 longitud W, la institución responsable de dicha estación es el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

De acuerdo a la zonificación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2004) del RCDF, la estación se encuentra 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, es decir, su contenido de frecuencias se centra en un intervalo de frecuencias reducido.

Los acelerogramas seleccionados cuentan con las siguientes características comunes: generados por eventos en la zona de subducción de la República Mexicana, magnitudes comprendidas entre 5.6 y 8.1.

Dichos registros se encuentran en la Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes (1993) y fueron originados por eventos de subducción, ya que son los que más afectan a la República Mexicana y los que históricamente han provocado consecuencias graves en las estructuras del Valle de México, mientras que en la zona del Bajío se ve afectada por los sismos antes mencionados y por sismos producto de fallas activas. Son los mayores sismos registrados en México, particularmente porque el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago (Reinoso, 1996). Por esta razón, son los más estudiados en México, por su frecuencia y magnitud podrían superar lo ocurrido en 1985. Se seleccionaron las componentes este-oeste (EW) y norte-sur (NS) de siete sismos, con lo cual se tiene los catorce registros antes mencionados, en la Tabla 3.3 se presentan sus principales características.

Tabla 3.3 Características de los registros sísmicos utilizados

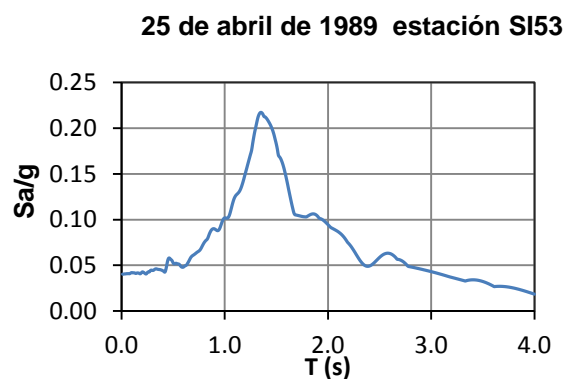
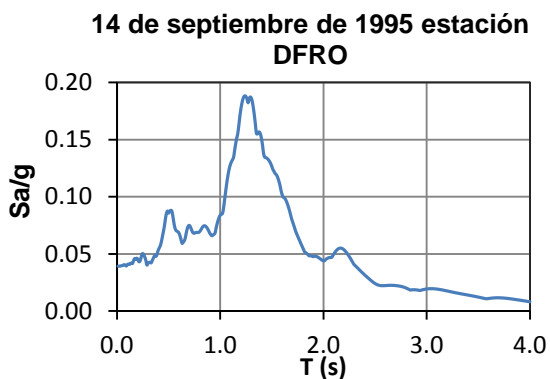
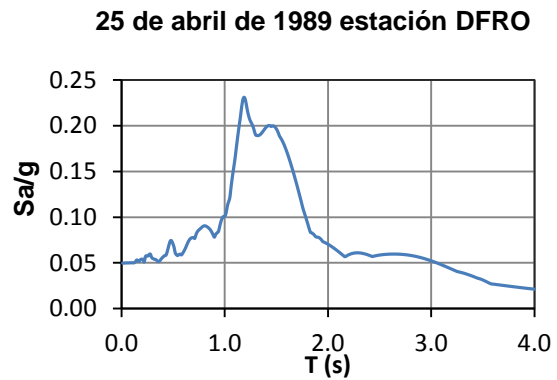
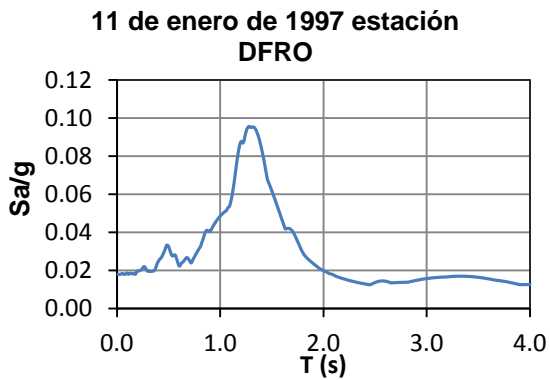
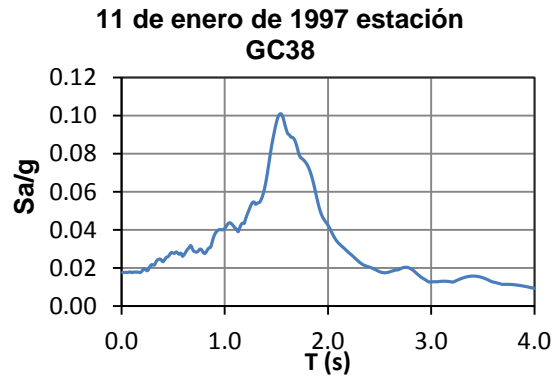
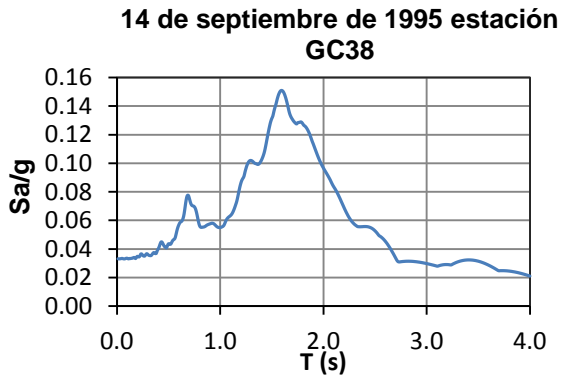
Sismo	Fecha	Componente	Distancia epicentral (km)	Periodo dominante, T_s (s)	Magnitud	Coordenadas del epicentro	
						Latitud N	Latitud W
1	19-Sep-85	EW	441.69	2.03	8.1	18.081	102.942
2	19-Sep-85	NS	441.69	2.05	8.1	18.081	102.942
3	25-Abr-89	EW	308.16	2.07	6.9	16.603	99.400
4	25-Abr-89	NS	308.16	2.19	6.9	16.603	99.400
5	24-Oct-93	EW	314.37	1.83	6.6	16.540	98.980
6	24-Oct-93	NS	314.37	1.73	6.6	16.540	98.980
7	10-Dic-94	EW	305.39	1.87	6.3	18.020	101.560
8	10-Dic-94	NS	305.39	2.02	6.3	18.020	101.560
9	22-May-97	EW	312.25	1.90	6.0	18.410	101.810
10	22-May-97	NS	312.25	1.50	6.0	18.410	101.810
11	31-May-90	EW	316.60	1.98	5.9	17.106	100.893
12	31-May-90	NS	316.60	1.50	5.9	17.106	100.893
13	23-May-94	EW	216.75	1.60	5.6	18.030	100.570
14	23-May-94	NS	216.75	1.65	5.6	18.030	100.570

3.1.3 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 modo 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.

A continuación se presentan los espectros sin escalar (naturales) de los trece registros seleccionados, a partir de los cuales se obtiene la pseudo-aceleración espectral normalizada respecto a la gravedad (S_a/g) para el periodo fundamental de cada uno de los edificios, la cual es uno de los parámetros

necesarios para obtener el factor de escala asociado a los periodos de retorno de interés para la obtención de la demanda.



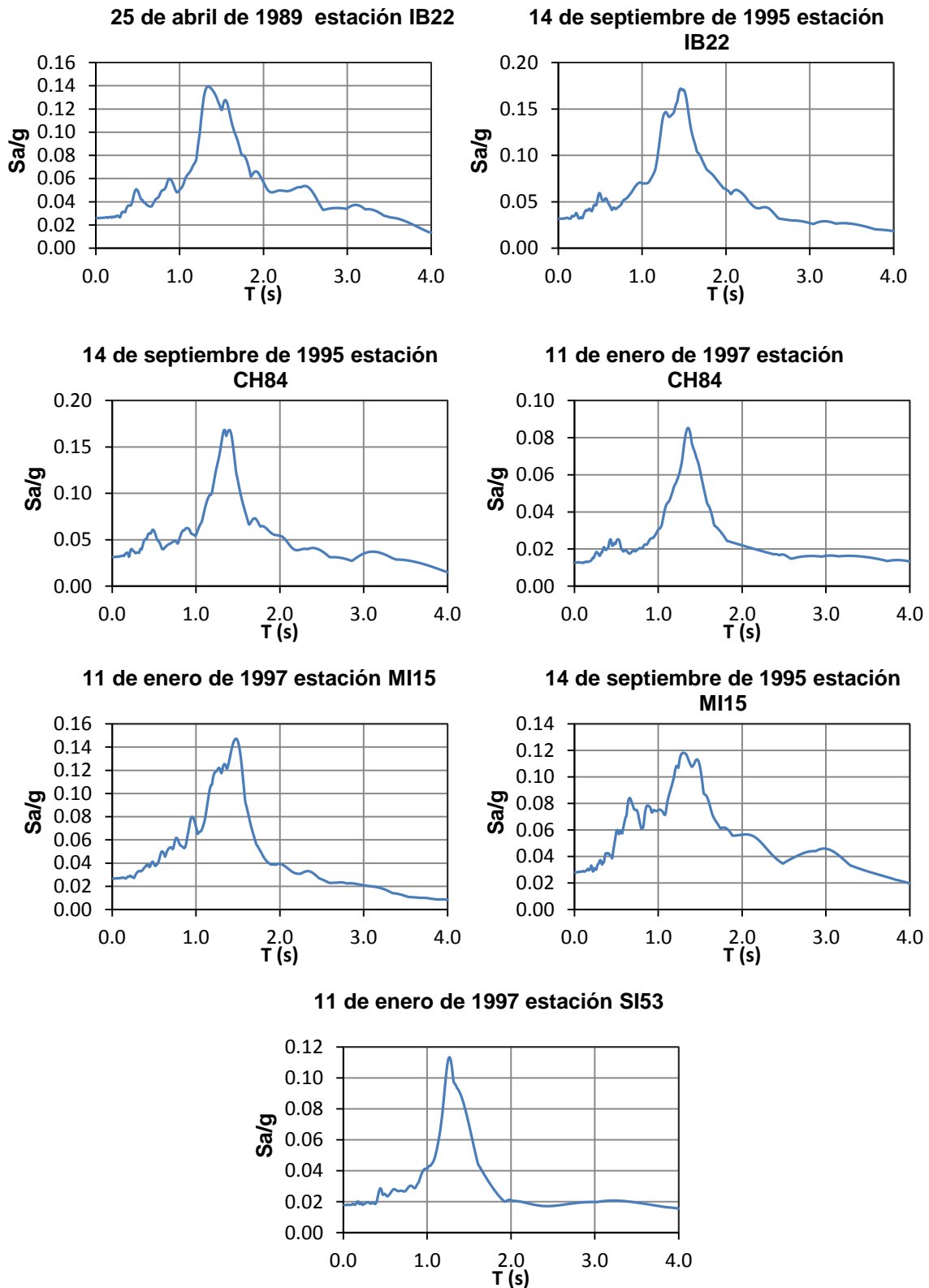


Figura 3.3 Espectros de respuesta individuales asociados a cada uno de los sismos utilizados en este estudio

En la Figura 3.4 se muestran todos los espectros de respuesta en la misma gráfica con fines de comparación. Los espectros de respuesta pueden tener formas diversas (Chan, 2002), aun cuando se traten de eventos registrados en una misma estación.

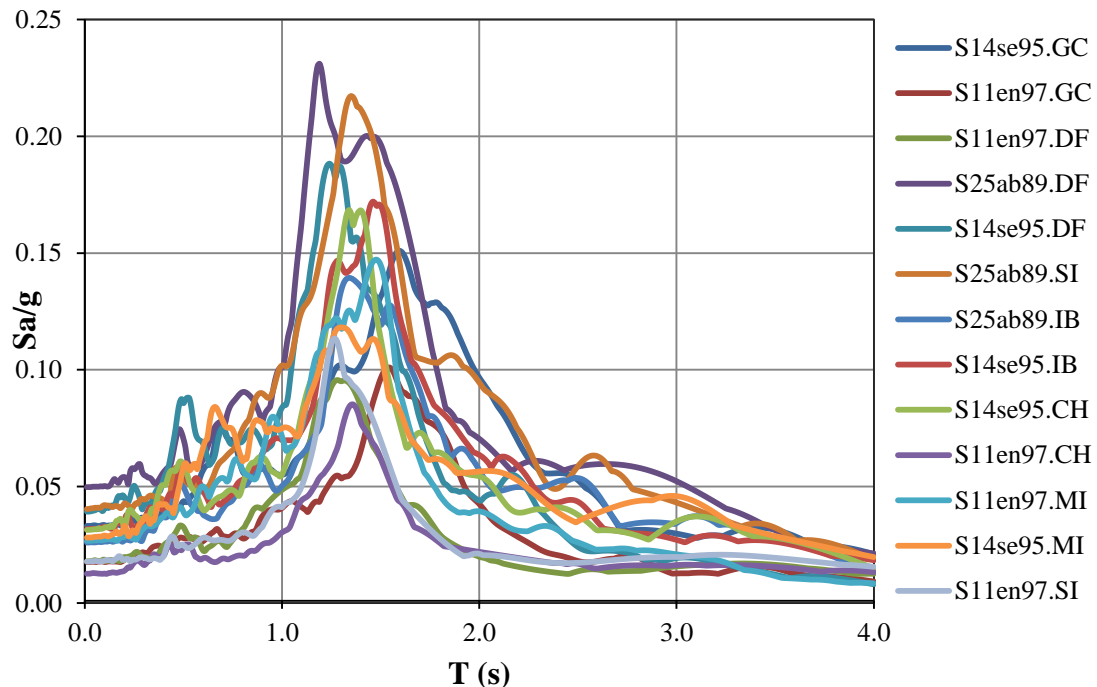


Figura 3.4 Conjunto de espectros de respuesta utilizados en este estudio con un 5% de amortiguamiento crítico

3.2 EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD SÍSMICA DE LAS ESTRUCTURAS

Se realizaron los análisis dinámicos incrementales con el propósito de obtener la historia de comportamiento estructural, esto se logra incrementando paulatinamente la historia de aceleraciones de los registros sísmicos seleccionados hasta llevar al colapso, obteniendo un conjunto de curvas a partir de los cuales se determinó la capacidad de cada uno de los edificios estudiados, lo cual se describe a detalle en la sección 2.2.2.2

Por otro lado, para determinar la demanda estructural se evaluó la respuesta de los edificios para un conjunto de intensidades obtenidas a partir de curvas de peligro sísmico y que se encuentran en función de un conjunto de periodos de recurrencia de interés (T_R), dicho procedimiento será descrito con más detalle en la sección 2.5.2

En el presente capítulo se describen los pasos seguidos para lograr la aplicación del DCFD, pero los elementos necesarios para el desarrollo de este formato fueron descritos a detalle en la sección 2.2, en donde se encuentran conceptos y ecuaciones asociadas a cada uno de los elementos que permiten el desarrollo de dicho formato.

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

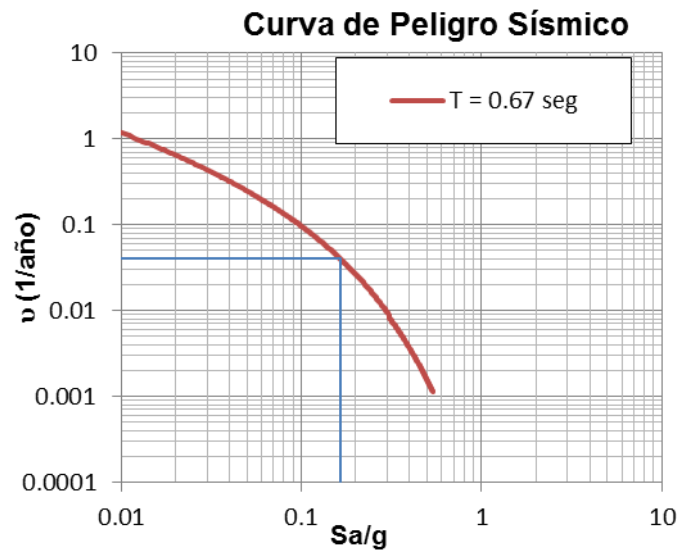
Con el objetivo de obtener la Demanda Estructural de los edificios y los parámetros asociados a ésta, fue preciso obtener la respuesta estructural para periodos de retorno de interés. En el presente trabajo se consideraron los siguientes periodos de recurrencia: $T_R = 5, 10, 20, 25, 30, 50, 60, 68, 72, 80, 90, 100, 125, 150, 250, 385, 500, 750$ y 1000 años para los edificios de 5 y 10, además de los anteriores 1012, 1250, 1500, 1750, 200, 2250, 2475 y 3000 para el de 15 niveles. De los anteriores se seleccionaron aquellos periodos de recurrencia asociados a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso).

En la sección 2.5 se presenta una descripción de lo que representan las curvas de peligro sísmico, las cuales son necesarias para obtener la respuesta estructural asociada a la demanda de las estructuras en estudio y el parámetro (r) que afecta el comportamiento de los factores de capacidad y demanda. A continuación se presentan las curvas de peligro sísmico correspondientes al sitio SCT, para los periodos fundamentales de los edificios con un factor de ductilidad $\mu = 1$ y un porcentaje de amortiguamiento crítico $\xi = 5\%$. Estas curvas se

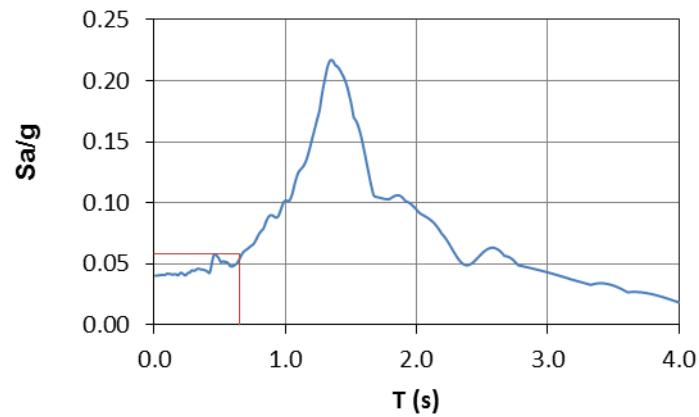
obtuvieron a partir de la interpolación de los resultados correspondientes a los periodos de 0s y 1.0s para la curva de 0.67s, y la interpolación de los resultados de 1.0s y 2.0s para las curvas de los periodos 1.17s y 1.65s (Alamilla, 2001):

Aplicando el procedimiento propuesto por Chan, Ruiz y Montiel (2005), y descrito en la sección 2.2.1, es posible estudiar el comportamiento de la estructura ante intensidades correspondientes a diversos periodos de retorno para considerar varios niveles de desempeño, obteniendo factores de escala para cada periodo de retorno, por cada evento sísmico. En la Figura 3.5 se obtiene el factor de escala para el sismo del 25 de abril de 1989, registrado en la estación SI53, del edificio de 5 niveles para un periodo de retorno de 25 años

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. Buscando ejemplificar lo descrito en esta sección, los factores de escala asociados al periodo de retorno de 25 años y a los registros seleccionados, así como la respuesta estructural para el edificio de 5 niveles son presentados en la Tabla 3.4.



25 de abril de 1989 estación SI53



$$FE = \frac{(Sa/g)_{TR}}{(Sa/g)_{esp}} = \frac{(1.62/9.81)}{0.0584} = 2.83$$

Figura 3.5 Obtención del FE para el sismo del 25 de abril de 1989 del edificio de 5 niveles para un periodo de retorno de 25 años

Tabla 3.4 Factores de escala y respuesta del edificio de 5 niveles-, para el nivel de intensidad asociado al periodo de retorno de 25 años

$v_0(T_0) = 0.04$				
$T_R = 1/v_0 = 25 \text{ años}$				
$(Sa/g)_{v_0}$				
Sismo	$(Sa/g)_{T_0}$	Factor de escala $(Sa/g)_{v_0}/(Sa/g)_{T_0}$	Demanda De (m)	Demanda Di
S14se95.GC	0.07	2.22	0.00720	0.00180
S11en97.GC	0.03	5.19	0.00690	0.00173
S11en97.DF	0.03	6.21	0.00690	0.00173
S25ab89.DF	0.08	2.15	0.00680	0.00170
S14se95.DF	0.07	2.43	0.00700	0.00175
S25ab89.SI	0.06	2.83	0.00680	0.00170
S25ab89.IB	0.04	4.53	0.00700	0.00175
S14se95.IB	0.04	3.81	0.00670	0.00168
S14se95.CH	0.04	3.67	0.00680	0.00170
S11en97.CH	0.02	9.28	0.00660	0.00165
S11en97.MI	0.05	3.17	0.00690	0.00173
S14se95.MI	0.08	1.98	0.00690	0.00173
S11en97.SI	0.03	6.12	0.00660	0.00165

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

Una vez obtenidos los valores de distorsión máxima de entrepiso para un nivel de intensidad asociado a un periodo de retorno a cada uno de los registros seleccionados, se obtiene la mediana de la demanda a partir de la ecuación 2.3. Una vez que se obtienen las medianas de la demanda para cada periodo de retorno seleccionado, es posible realizar el ajuste del modelo de la ecuación 2.2 para obtener los parámetros (a) y (b) . 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 (Sa/g) , del edificio de 5 niveles. Se puede observar que la demanda aumenta con la intensidad, el aumento de la demanda se dispara a partir de 0.35 g.

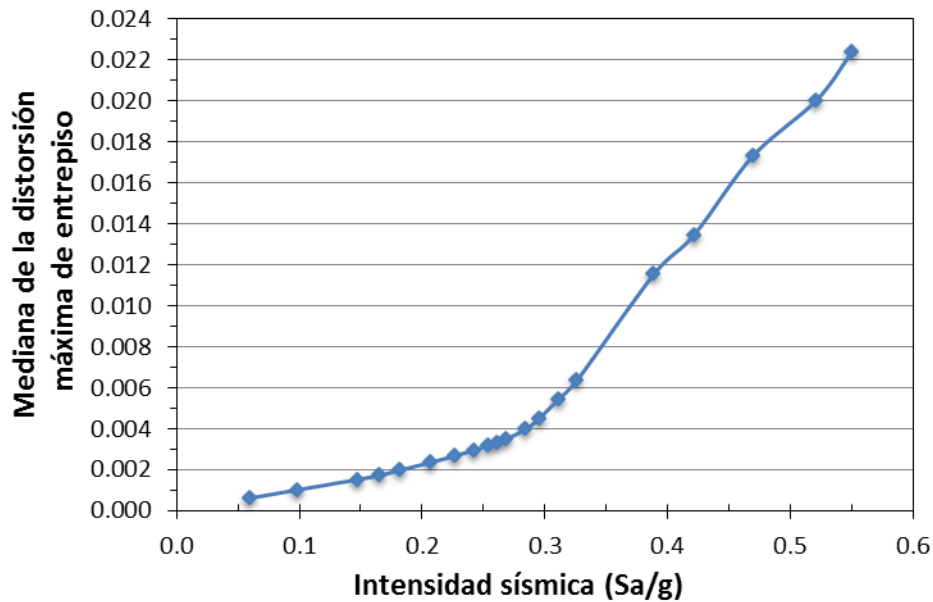


Figura 3.6 Valores de la mediana de distorsión máxima de entrepiso para diferentes niveles de intensidad para el edificio de 5- niveles

3.2.1.2 DETERMINACIÓN DE LA MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A LOS ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS

Como se mencionó con anterioridad se eligieron periodos de retorno desde $T_R = 5$ años hasta $T_R = 3000$ años; sin embargo fue necesario establecer para cada uno de los edificios los periodos asociados a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso), para los cuales se obtuvo la mediana de la demanda y su factor (b) correspondiente. En el capítulo 4 serán presentados los periodos de retorno asociados a los estados límite de interés para cada uno de los edificios.

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

Una vez establecidos los niveles de peligro asociados a los estados límite de interés, es posible determinar las incertidumbres aleatorias, las cuales son obtenidas a partir de la ecuación 2.4 y representan el nivel de dispersión de la distorsión máxima de entrepiso. Las incertidumbres epistémicas son proporcionadas a juicio ingenieril (Ruiz y Montiel, 2008), 0.20 para el estado límite de servicio, y 0.35 para seguridad de vida y colapso.

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

Como se mencionó en la sección 2.2 existe un parámetro que afecta el comportamiento de los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ), el cual depende de la curva de peligro sísmico y es obtenido a partir de la ecuación 2.1

En la Figura 3.7 se observan las aproximaciones (las tres rectas mostradas) a la curva de peligro sísmico para el edificio de 5 niveles para determinar el parámetro (r) de interés asociados a cada estado límite de interés.

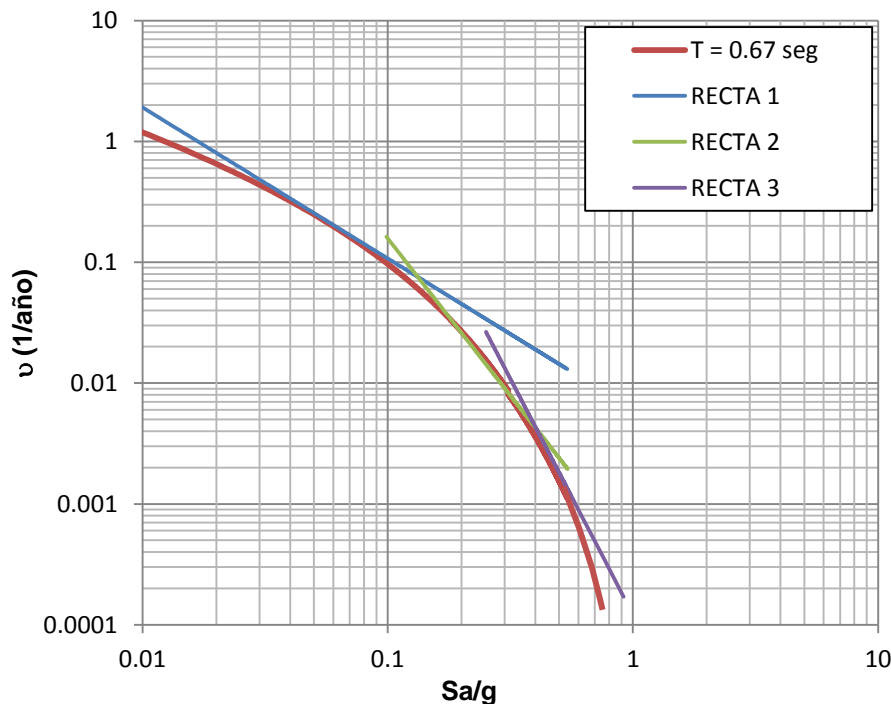


Figura 3.7 Ajustes a la curva de peligro sísmico para el edificio de 5 niveles

3.2.3 OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Con el propósito de obtener la capacidad de los edificios se recurre a la realización de Análisis Dinámicos Incrementales (ADI's), los cuales permiten visualizar la evolución de la respuesta sísmica a medida que la intensidad crece y permiten 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. La sección 2.2.2.2 presenta una descripción más detallada de un ADI, sus propósitos, consideraciones y factores que pueden afectar los resultados obtenidos a partir de dicho método.

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 (5, 10 y 15 niveles):

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 T_0 .
3. Realizar una gráfica cuyo eje de las abscisas presenta la distorsión máxima de entrepiso y el eje de las ordenas la pseudo-aceleración normalizada respecto a la aceleración de la gravedad modificada por el factor de escala ($FE * Sa/g$) determinado en el inciso anterior.
4. Incrementar el factor de escala del acelerograma, lo cual nos dará 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, 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 determinan los límites de servicio, seguridad de vida y colapso del edificio, asociados a cada uno de los registros.

Con la finalidad de ejemplificar un conjunto de curvas ADI's, en la Figura 3.8 se representan las curvas ADI's para el edificio de 5 niveles sometido a los registros sísmicos seleccionados para este estudio.

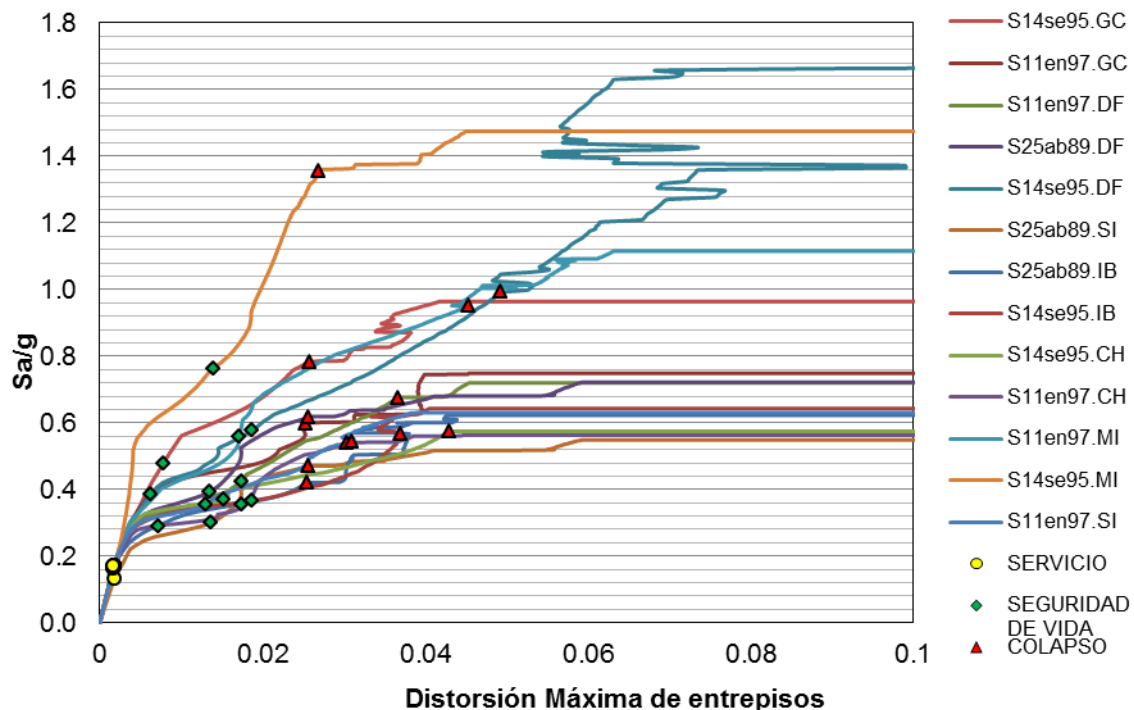


Figura 3.8 Resultado de los ADI's para el edificio de 5 niveles

3.2.3.1 DETERMINACIÓN DE LA MEDIANA DE LA CAPACIDAD DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{c})

A partir de los datos observados en las curvas ADI's, la mediana para cada estado límite de interés se obtiene como el exponencial del promedio de los logaritmos de los datos observados (Benjamín y Cornell, 1970)

Los estados límite de interés considerados en el presente estudio son: servicio, seguridad de vida y colapso. En la sección 2.2.2.3 se presentó una descripción detallada de la obtención de la mediana de la capacidad para los estados límite mencionados.

3.2.3.2 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 son obtenidas a partir de la ecuación 2.6 y representan el nivel de dispersión de los valores de la capacidad asociados a los estados límite de interés. Las incertidumbres epistémicas son proporcionadas a juicio ingenieril al igual que las incertidumbres epistémicas asociadas a la demanda.

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

Los factores de capacidad y 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 .

El factor de la capacidad (ϕ) es un factor de reducción que es obtenido a partir de la ecuación 2.7 deberá tener un valor menor que 1. Mientras que el factor de demanda (γ) es obtenido 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 presenta una descripción detallada de dichos factores.

3.2.5 CÁLCULO DEL FACTOR DE CONFIANZA $\lambda_{confianza}$

El factor de confianza es la relación entre la capacidad factorizada ($\phi\hat{C}$) y la demanda factorizada ($\gamma\hat{D}^{v_0}$), siendo obtenido a partir de la ecuación 2.8. En la sección 2.2.3 se encuentra una descripción detallada de tal factor.

3.2.6 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 cuantil K_X asociado a una distribución normal que varía en función de la relación de los parámetros r y b , así como de las incertidumbres epistémicas totales $\sigma_{UT} = \sqrt{\sigma_{CU}^2 + \sigma_{DU}^2}$ y del nivel de confianza. En la sección 2.2.4 se presenta una descripción completa del nivel de confianza.

4 RESULTADOS

La sección 4.1 presenta los resultados correspondientes al edificio de 5 niveles. Los valores relacionados al edificio de 10 niveles se pueden encontrar en la sección 4.2; mientras que la información relativa al edificio de 15 niveles se encuentra en la sección 4.3. Cada una de estas secciones contiene la misma distribución de los datos, se incluye una tabla comparativa de los parámetros asociados a la confiabilidad estructural entre los datos obtenidos para el grupo de 13 sismos seleccionados (que en adelante se referirá como grupo de sismos 1) con los resultados obtenidos por Ávila (2013) cuyo grupo de sismos en adelante se referirá como grupo 2.

4.1 EDIFICIO DE 5 NIVELES

En esta sección se presentan los resultados correspondientes al edificio de 5 niveles; la subsección 4.1.1 muestra los parámetros asociados a la confiabilidad estructural, 4.1.2 los factores de capacidad y demanda, 4.1.3 el factor de confianza y el nivel de confianza es mostrado en la subsección 4.1.4.

4.1.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

4.1.1.1 DEMANDA (\hat{D}) Y PARÁMETRO REPRESENTATIVO DE LA DEMANDA (b)

A continuación se presentan los resultados asociados a la determinación de la demanda del edificio de 5 niveles, diseñado con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal. Para esto fue preciso obtener la mediana de la demanda (\hat{D}) para los 13 registros sísmicos seleccionados. Los registros fueron escalados a niveles de intensidad sísmica (Sa/g) asociados a los periodos de recurrencia de $T_R = 5, 10, 20, 25, 30, 50, 60, 68, 72, 80, 90, 100, 125, 150, 250, 385, 500, 750$ y 1000 años.

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, el aumento de la demanda se dispara a partir de 0.35 g.

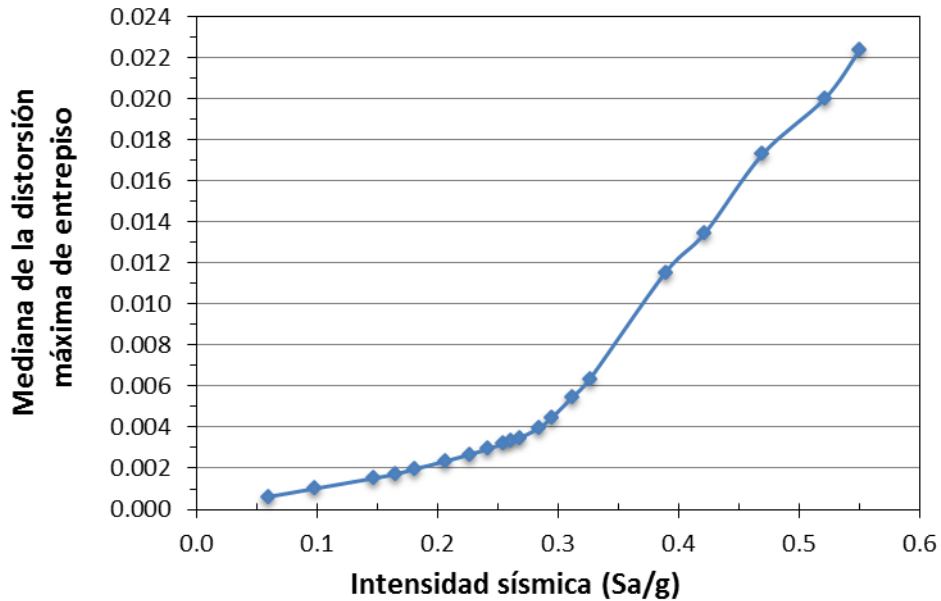


Figura 4.1 Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (S_a/g) para el edificio de 5 niveles.

En la Figura 4.2 se observa la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso ($\sigma_{\ln D}$) con respecto a los niveles de intensidad analizados (S_a/g). Para intensidades pequeñas la desviación estándar del logaritmo natural de la distorsión ($\sigma_{\ln D}$) es pequeña, mientras que para intensidades mayores a 0.35g la $\sigma_{\ln D}$ se incrementa hasta valores cercanos a 1.

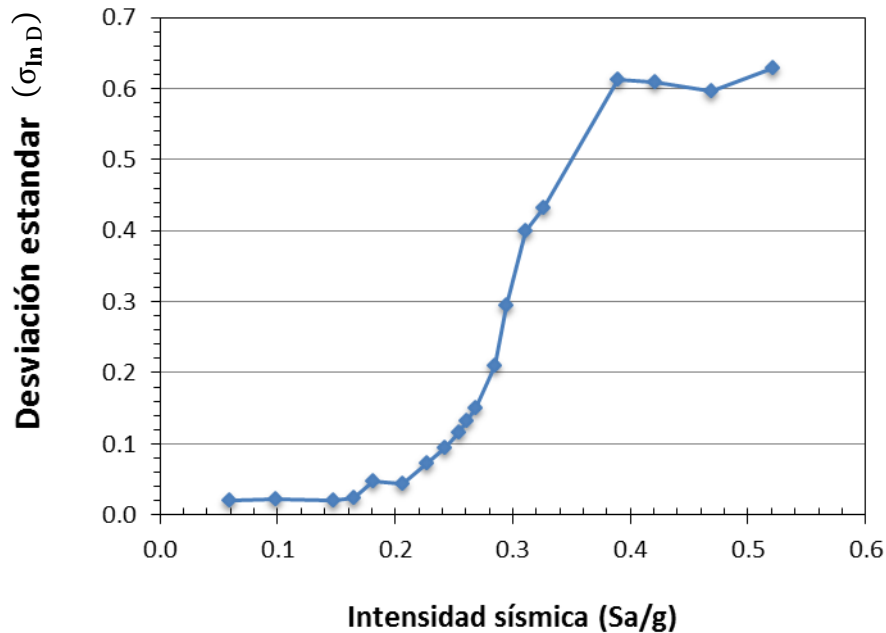


Figura 4.2 Valores de la desviación estándar del logaritmo natural de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{lnD}) con respecto a la intensidad (S_a/g) para el edificio de 5 niveles.

A continuación se presenta la obtención del parámetro (b) representativo del comportamiento de la demanda de la estructura con la intensidad (S_a/g), el cual describe la pendiente de dicha relación. Este parámetro se obtiene al ajustar la ecuación 2.2 a los valores presentados en la Figura 4.1. Este ajuste es presentado en la Figura 4.3.

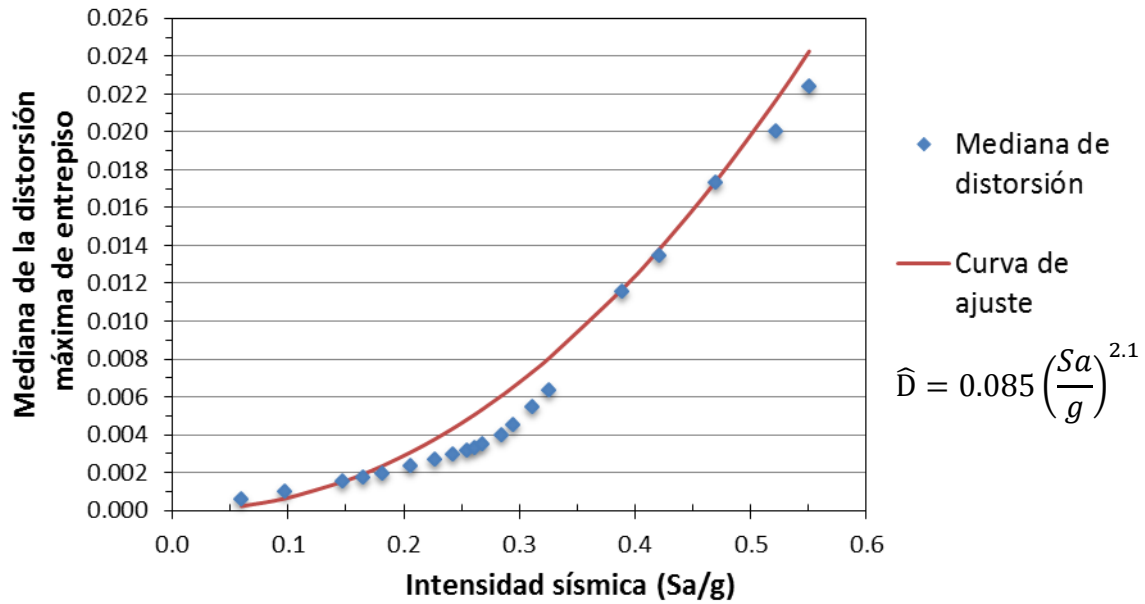


Figura 4.3 Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 5 niveles, con su respectiva curva de ajuste.

A partir del ajuste mostrado en la Figura 4.3 se obtienen los valores de los parámetros a y b , los cuales se muestran en la Tabla 4.1. El valor del parámetro b será utilizado posteriormente para obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ).

Tabla 4.1 Valores de los parámetros (a) y (b), que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad, para el edificio de 5 niveles.

	Parámetro (b) de ajuste	Parámetro (a) de ajuste
Edificio de 5 niveles	2.1	0.085

4.1.1.2 MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A LOS ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS.

En la Tabla 4.2 se presentan las medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}). Dichos valores fueron calculados a partir de la obtención de la respuesta de las estructuras (distorsión máxima de entrepiso) mediante análisis dinámicos no lineales para el conjunto de sismos seleccionados, los cuales fueron escalados a partir de las curvas de peligro sísmico asociadas con los periodos de retorno asociados a los estados límite de servicio, seguridad de vida y colapso. La mediana de la demanda (descrita en el Capítulo 2), se define como el exponencial promedio de los logaritmos naturales de los datos observados, la distorsión máxima de entrepiso en este caso.

Tabla 4.2 Mediana de la demanda asociada a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para el edificio de 5 niveles.

	Estado límite de servicio (\hat{D}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{D}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{D}_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 5 niveles	$T_R = 25$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 385$ años
	0.0017	0.0064	0.0134

4.1.1.3 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{DR}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.3 se presentan las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la mediana de la demanda presentes en la Tabla 4.2. Estas incertidumbres se obtienen a partir de la ecuación 2.4. Como se explicó en el capítulo 2, representan la dispersión de la respuesta máxima de entrepiso (distorsión máxima de entrepiso) para los diferentes niveles de intensidad,

obtenidos a partir de la curva de peligro sísmico, asociados a los estados límite de interés para el conjunto de sismos seleccionados.

Tabla 4.3 Incertidumbres aleatorias de la demanda (σ_{DR}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 5 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DRy})	Estado límite de seguridad de vida (σ_{DRvida})	Estado límite de colapso ($\sigma_{DRcolapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 5 niveles	$T_R = 25$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 385$ años
	0.024	0.433	0.610

4.1.1.4 INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{DU}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.4 se presentan las incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas con la estimación de la demanda, las cuales fueron obtenidas de trabajos previos realizados por Ruiz y Montiel (2008), los cuales proponen dichas incertidumbres a juicio ingenieril y están asociadas con las incertidumbres en el procedimiento de análisis no lineales.

Tabla 4.4 Incertidumbres epistémicas de la demanda (σ_{DU}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 5 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DUy})	Estado límite de seguridad de vida (σ_{DUvida})	Estado límite de colapso ($\sigma_{DUcolapso}$)
Edificio de 5 niveles	0.20	0.35	0.35

4.1.1.5 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Con la finalidad de obtener la capacidad de desplazamiento lateral de los edificios se recurrió al Análisis Dinámico Incremental (ADI) para los 13 registros sísmicos seleccionados. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 4.4, donde se aprecia las gráficas correspondientes al desempeño estructural medido mediante la distorsión máxima de entrepiso en el eje de las abscisas y el nivel de intensidad sísmica en el eje de las ordenadas, dicho nivel de intensidad es medido como la pseudo-aceleración espectral normalizada respecto a la gravedad asociada al periodo fundamental de la estructura para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico dividido entre la gravedad ($SaT_0, 5\%/g$) y multiplicado por diferentes factores de escala hasta alcanzar el colapso de la estructura (capacidad última).

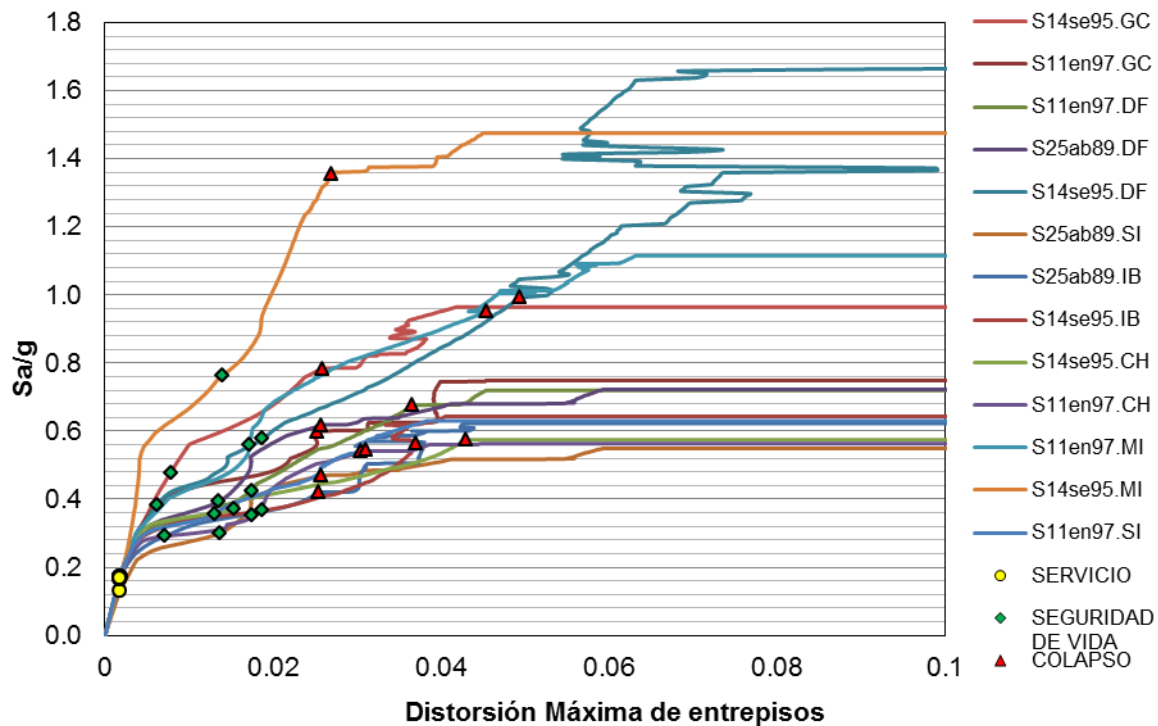


Figura 4.4 Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 13 registros sísmicos seleccionados, para el edificio de 5 niveles.

En la Figura 4.4 los círculos amarillos (servicio) corresponden al instante en el que existe un cambio de pendiente significativo respecto a la pendiente inicial y corresponde al límite del estado de servicio (fluencia) del edificio. Los triángulos rojos (colapso) representan el instante en el que para un pequeño incremento en la intensidad sísmica la respuesta estructural se dispara y a partir de entonces la respuesta se vuelve plana o casi plana, es decir, es el punto en el que se aprecia un cambio de pendiente positiva a pendiente cero o casi cero. Los rombos verdes (seguridad de vida), se determinaron a partir del promedio de la intensidad entre el estado límite de servicio y el de colapso, para cada sismo. Las curvas de los ADI's en un principio se presentan linealmente para intensidades pequeñas y conforme la intensidad crece el efecto del contenido de frecuencia del sismo afecta de manera diferente a la estructura por lo cual se pierde la linealidad.

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

La mediana de la capacidad estructural (\hat{C}) es el exponencial del promedio de los logaritmos de los datos observados como se describió en el capítulo 2, y los datos necesarios para obtener dicho valor son obtenidos de las curvas ADI's, los cuales se encuentran asociados a cada uno de los estados límite de interés. Se obtuvo la mediana de la distorsión máxima de entrepiso para el estado límite de servicio (\hat{C}_y) el cual se presenta cuando las estructuras alcanzan la fluencia (presentados en la Figura 4.4 por círculos amarillos), para el estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida}) igual al promedio entre el estado límite de servicio y colapso (presentados en la Figura 4.4 por rombos verdes), y para el estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$) el cual se presenta cuando las estructuras se vuelven inestables (presentados en la Figura 4.4 por triángulos rojos). La mediana de la capacidad asociada a los estados límite de interés para el edificio de 5 niveles son presentadas en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés, del edificio de 5 niveles.

	Estado límite de servicio (\hat{C}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$)
Edificio de 5 niveles	0.0018	0.0131	0.0319

La mediana de la demanda (ver Tabla 4.2) en cada uno de los estados límite es menor que la correspondiente capacidad, lo que implica una estructura del lado de la seguridad.

4.1.1.7 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) ASOCIADAS A LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.6 se presentan las incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) de la capacidad asociadas a cada estado límite, las cuales representan la dispersión de los valores de la mediana de la capacidad mostrados en la Tabla 4.5. Como se describió anteriormente, las incertidumbres asociadas al estado límite de servicio se relacionan con la fluencia de las estructuras, el de colapso con su inestabilidad, mientras que el estado límite de seguridad de vida se obtuvo del valor promedio entre los estados anteriores.

Tabla 4.6 Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a cada estado límite, para el edificio de 5 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{CR_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{CR_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{CR_{colapso}}$)
Edificio de 5 niveles	0.024	0.433	0.610

4.1.1.8 INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS A LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.7 se muestran las incertidumbres epistémicas asociadas a la estimación de la capacidad del edificio de 5 niveles, al igual que las incertidumbres epistémicas asociadas con la estimación de la demanda, los valores utilizados se obtuvieron de estudios previos realizados por Ruiz y Montiel (2008).

Tabla 4.7 Incertidumbres epistémicas de la capacidad (σ_{CU}) asociadas a cada estado límite, para el edificio de 5 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DU_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DU_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DU_{colapso}}$)
Edificio de 5 niveles	0.20	0.35	0.35

4.1.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ) Y FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ)

Los valores de los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ) fueron obtenidos mediante las ecuaciones 2.7 y 2.5 respectivamente, presentadas en el Capítulo 2, y requieren de la determinación de los factores b y r . Los valores del factor b , se presentaron en la Tabla 4.1, mientras que el parámetro r se obtiene a partir de la ecuación 2.1, mediante la cual son propuestas tangentes que se ajustan a la curva de peligro sísmico del edificio de 5 niveles con $T_0=0.67s$; para lo cual se entra a la curva con el inverso del periodo de retorno de interés ($v = 1/T_R$) asociado a un estado límite de interés y es seleccionado identificando la tangente correspondiente y con esto el valor del parámetro r ,

Tabla 4.8 Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés para el edificio de 5 niveles.

	Estado límite de servicio (r_y)	Estado límite de seguridad de vida (r_{vida})	Estado límite de colapso ($r_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 5 niveles	$T_R = 25$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 385$ años
	1.3	2.6	3.9

En la Figura 4.5 se muestra la curva de peligro sísmico para el edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04, así como las rectas que se ajustan a dicha curva

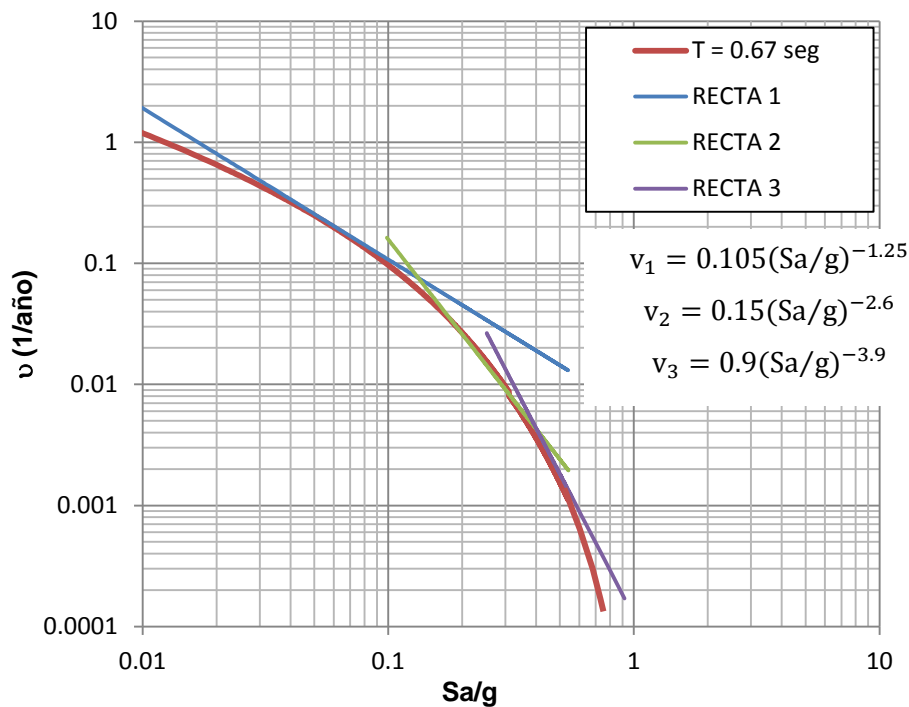


Figura 4.5 Curva de peligro sísmico para el edificio de 5 niveles

A partir de los parámetros b y r , y de la suma de los cuadrados de las incertidumbres aleatorias y epistémicas para la demanda y la capacidad es posible

obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ), los cuales son mostrados en la Tabla 4.9 y Tabla 4.10, respectivamente.

Tabla 4.9 Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés para el edificio de 5 niveles.

	Estado límite de servicio (ϕ_y)	Estado límite de seguridad de vida (ϕ_{vida})	Estado límite de colapso ($\phi_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 5 niveles	$T_R = 25$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 385$ años
	0.99	0.85	0.84

Tabla 4.10 Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés para el edificio de 5 niveles.

	Estado límite de servicio (γ_y)	Estado límite de seguridad de vida (γ_{vida})	Estado límite de colapso ($\gamma_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 5 niveles	$T_R = 25$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 385$ años
	1.01	1.21	1.58

Mientras menor es el valor del factor de capacidad (ϕ) existe una mayor incertidumbre asociada a la capacidad, mientras que mayor sea el factor de incremento de la demanda (γ) mayor será la incertidumbre en la estimación de la misma.

4.1.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)

El factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) es la relación entre las medianas de la capacidad factorizada y la demanda factorizada, la Tabla 4.11 se muestran los valores obtenidos para el edificio de 5 niveles.

Tabla 4.11 Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés, para el edificio de 5 niveles.

	Estado límite de servicio (λ_y)	Estado límite de seguridad de vida (λ_{vida})	Estado límite de colapso ($\lambda_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 5 niveles	$T_R = 25$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 385$ años
	1.01	1.44	1.27

Se puede observar que los valores son mayores que 1 por lo que implica una estructura del lado de la seguridad para los niveles de intensidad relacionados a los periodos de retorno (T_R) a los que se sometió la estructura.

4.1.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_X)$

Con el objetivo de obtener el nivel de confianza $\Phi(K_X)$ para cada uno de los estados límite de interés es necesario determinar las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}), las cuales se obtienen con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las incertidumbres epistémicas de la demanda y de la capacidad, cuyos valores son presentados en la Tabla 4.12

Tabla 4.12 Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés, para el edificio de 5 niveles.

	Estado límite de servicio (σ_{UT_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{UT_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{UT_{colapso}}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 5 niveles	$T_R = 25$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 385$ años
	0.3	0.5	0.5

Para determinar el nivel de confianza $\Phi(K_X)$ se recurre a la ecuación 2.9, la cual incluye los parámetros r y b , las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}) y el factor de confianza ($\lambda_{confianza}$). Los niveles de confianza para el edificio de 5 niveles se presentan en la Tabla 4.13

Tabla 4.13 Niveles de confianza $\Phi(K_X)$ para los estados límite de interés del edificio de 5 niveles.

	Estado límite de servicio $\Phi(K_{X_y})$	Estado límite de seguridad de vida $\Phi(K_{X_{vida}})$	Estado límite de colapso $\Phi(K_{X_{colapso}})$
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 5 niveles	$T_R = 25$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 385$ años
	63%	85%	86%

En los resultados mostrados en la Tabla 4.13 se puede observar que existe una mayor confiabilidad para los estados límites de seguridad de vida y colapso que para el estado límite de servicio, lo que implica que los sismos pequeños le afectan más a esta estructura de periodo corto.

La Tabla 4.14 presenta un resumen de los factores involucrados en la determinación del factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) y nivel de confianza $\Phi(K_X)$ del edificio de 5 niveles.

Tabla 4.14 Parámetros asociados a la confiabilidad estructural del edificio de 5 niveles.

	Grupo de sismos 1			Grupo de sismos 2		
	Servicio T_R = 25 años	Seguridad de vida T_R = 150 años	Colapso T_R = 385 años	Servicio T_R = 50 años	Seguridad de vida T_R = 150 años	Colapso T_R = 250 años
Mediana de la demanda de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{D}^{v_0})	0.0017	0.0064	0.0134	0.0024	0.0039	0.0059
Incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) asociadas a la demanda estructural	0.024	0.433	0.610	0.060	0.239	0.488
Incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la demanda estructural	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	0.0018	0.0131	0.0319	0.0043	0.02	0.0447
Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad estructural	0.024	0.433	0.610	0.241	0.224	0.198
Incertidumbres epistémicas (σ_{CU}) asociadas a la capacidad estructural	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Valores del parámetro b	2.1	2.1	2.1	1.38	1.38	1.38
Valores del parámetro r	1.3	2.6	3.9	2.6	2.6	4.0
Valores del factor ϕ	0.99	0.85	0.84	0.91	0.85	0.76
Valores del factor γ	1.01	1.21	1.58	1.04	1.18	1.69
Factor de confianza λ	1.01	1.44	1.27	1.54	3.63	3.57
Incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT})	0.3	0.5	0.5	0.3	0.5	0.5
Nivel de confianza $\Phi(K_X)$	63%	85%	86%	96%	99%	99%

Como se puede observar en el último renglón de la Tabla 4.14 se obtuvo una mayor confiabilidad para el grupo de sismos 2 lo cual implica que el efecto de

los sismos sobre la estructura es mayor para el grupo 1 por su cercanía al periodo dominante del suelo (1.5s)

4.2 EDIFICIO DE 10 NIVELES

En esta sección se presentan los resultados correspondientes al edificio de 10 niveles; la subsección 4.2.1 muestra los parámetros asociados a la confiabilidad estructural, 4.2.2 los factores de capacidad y demanda, 4.2.3 el factor de confianza y el nivel de confianza es mostrado en la subsección 4.2.4.

4.2.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

4.2.1.1 DEMANDA (\hat{D}) Y PARÁMETRO REPRESENTATIVO DE LA DEMANDA (b)

A continuación se presentan los resultados asociados a la determinación de la demanda del edificio de 10 niveles, diseñado con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal. Para esto fue preciso obtener la mediana de la demanda (\hat{D}) para los 13 registros sísmicos seleccionados. Los registros fueron escalados a niveles de intensidad sísmica (Sa/g) asociados a los periodos de recurrencia de $T_R = 5, 10, 20, 25, 30, 50, 60, 68, 72, 80, 90, 100, 125, 150, 250, 385, 500, 750$ y 1000 años.

En la Figura 4.6 se muestran los valores de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g), como se puede observar a mayor intensidad sísmica se presenta una mayor demanda (distorsión).

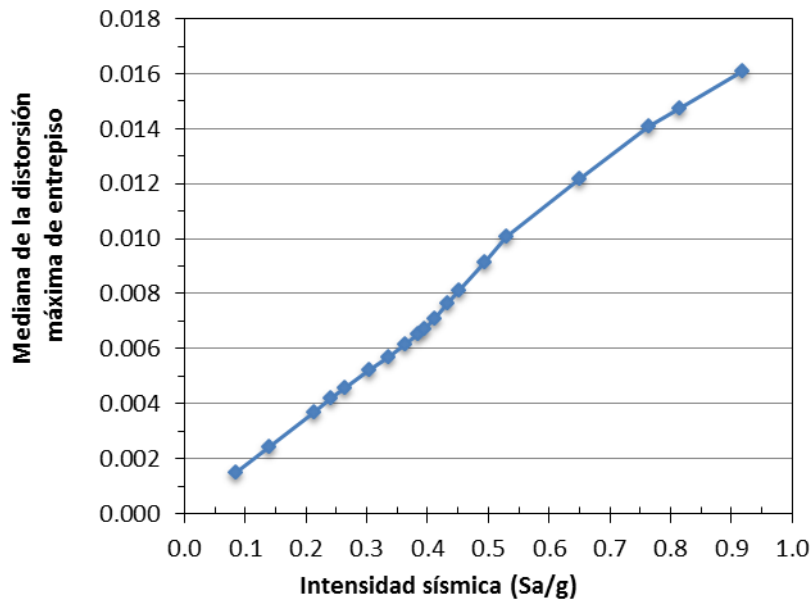


Figura 4.6 Gráfica de la mediana (\bar{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 10 niveles.

En la Figura 4.7 se observa la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso ($\sigma_{\ln D}$) con respecto a los niveles de intensidad analizados (Sa/g).

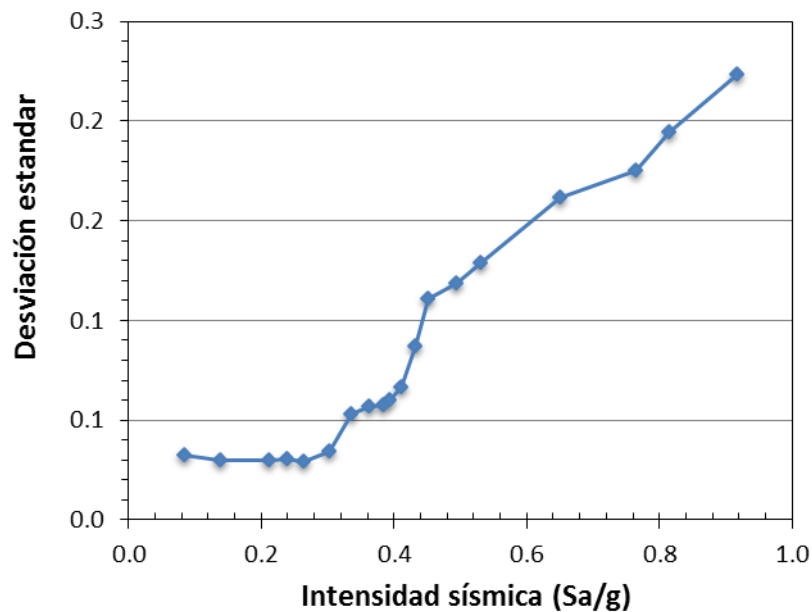


Figura 4.7 Valores de la desviación estándar del logaritmo natural de la distorsión máxima de entrepiso ($\sigma_{\ln D}$) con respecto a la intensidad (Sa/g) para el edificio de 10 niveles.

A continuación se presenta la obtención del parámetro (b) representativo del comportamiento de la demanda de la estructura con la intensidad (Sa/g), el cual describe la pendiente de dicha relación. Este parámetro se obtiene al ajustar la ecuación 2.2 a los valores presentados en la Figura 4.6. Este ajuste es presentado en la Figura 4.8.

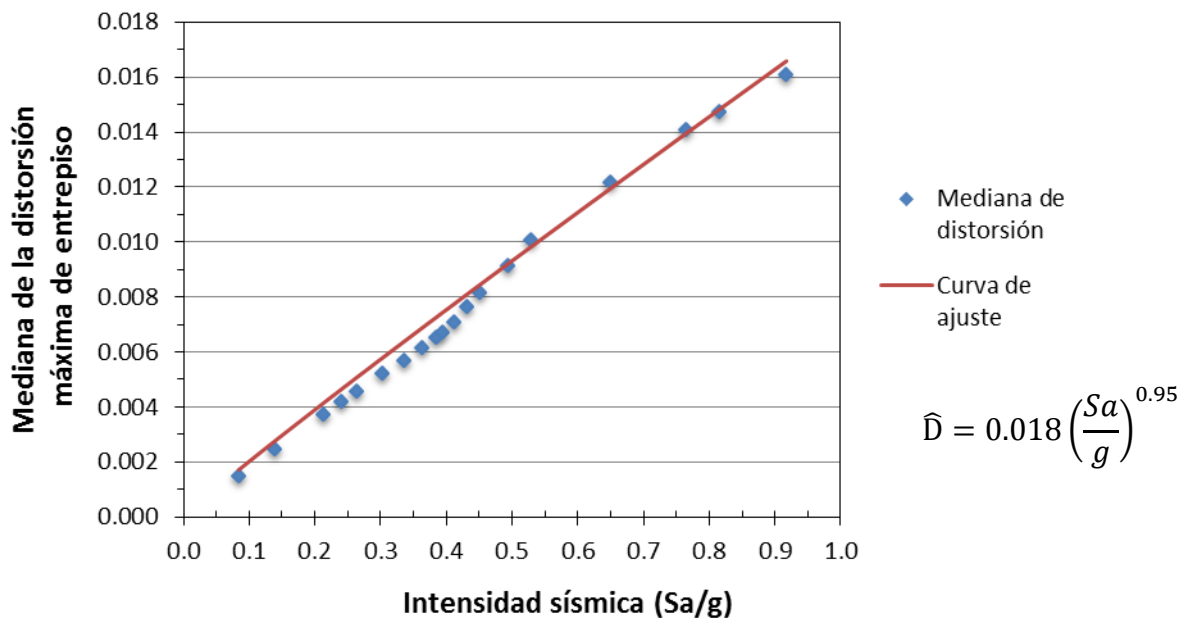


Figura 4.8 Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 10 niveles, con su respectiva curva de ajuste.

A partir del ajuste mostrado en la Figura 4.8 se obtienen los valores de los parámetros a y b , los cuales se muestran en la Tabla 4.15. El valor del parámetro b será utilizado posteriormente para obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ).

Tabla 4.15 Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad, para el edificio de 10 niveles

	Parámetro b de ajuste	Parámetro a de ajuste
Edificio de 10 niveles	0.95	0.018

4.2.1.2 MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A LOS ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS.

En la Tabla 4.16 se presentan las medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}). Dichos valores fueron calculados a partir de la obtención de la respuesta de las estructuras (distorsión máxima de entrepiso) mediante análisis dinámicos no lineales para el conjunto de sismos seleccionados, los cuales fueron escalados a partir de las curvas de peligro sísmico asociadas con los periodos de retorno asociados a los estados límite de servicio, seguridad de vida y colapso. La mediana de la demanda (descrita en el Capítulo 2), se define como el exponencial promedio de los logaritmos naturales de los datos observados, la distorsión máxima de entrepiso en este caso.

Tabla 4.16 Mediana de la demanda asociada a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para el edificio de 10 niveles.

	Estado límite de servicio (\hat{D}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{D}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{D}_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 10 niveles	$T_R = 50$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 1000$ años
	0.0057	0.0101	0.0173

4.2.1.3 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{DR}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.17 se presentan las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la mediana de la demanda presentes en la Tabla 4.16. Estas incertidumbres se obtienen a partir de la ecuación 2.4. Como se explicó en el capítulo 2, representan la dispersión de la respuesta máxima de entrepiso (distorsión máxima de entrepiso) para los diferentes niveles de intensidad,

obtenidos a partir de la curva de peligro sísmico, asociados a los estados límite de interés para el conjunto de sismos seleccionados.

Tabla 4.17 Incertidumbres aleatorias de la demanda (σ_{DR}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 10 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DR_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DR_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DR_{colapso}}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 10 niveles	$T_R = 50$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 1000$ años
	0.05	0.13	0.24

4.2.1.4 INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{DU}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.18 se presentan las incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas con la estimación de la demanda, las cuales fueron obtenidas de trabajos previos realizados por Ruiz y Montiel (2008), los cuales proponen dichas incertidumbres a juicio ingenieril y están asociadas con las incertidumbres en el procedimiento de análisis no lineales.

Tabla 4.18 Incertidumbres epistémicas de la demanda (σ_{DU}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 10 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DU_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DU_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DU_{colapso}}$)
Edificio de 10 niveles	0.20	0.35	0.35

4.2.1.5 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Con la finalidad de obtener la capacidad de desplazamiento lateral de los edificios se recurrió al Análisis Dinámico Incremental (ADI) para los 13 registros sísmicos seleccionados. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 4.9, donde se aprecia las gráficas correspondientes al desempeño estructural medido mediante la distorsión máxima de entrepiso en el eje de las abscisas y el nivel de intensidad sísmica en el eje de las ordenadas, dicho nivel de intensidad es medido como la pseudo-aceleración espectral normalizada respecto a la gravedad asociada al periodo fundamental de la estructura para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico dividido entre la gravedad ($SaT_0, 5\%/g$) y multiplicado por diferentes factores de escala hasta alcanzar el colapso de la estructura (capacidad última).

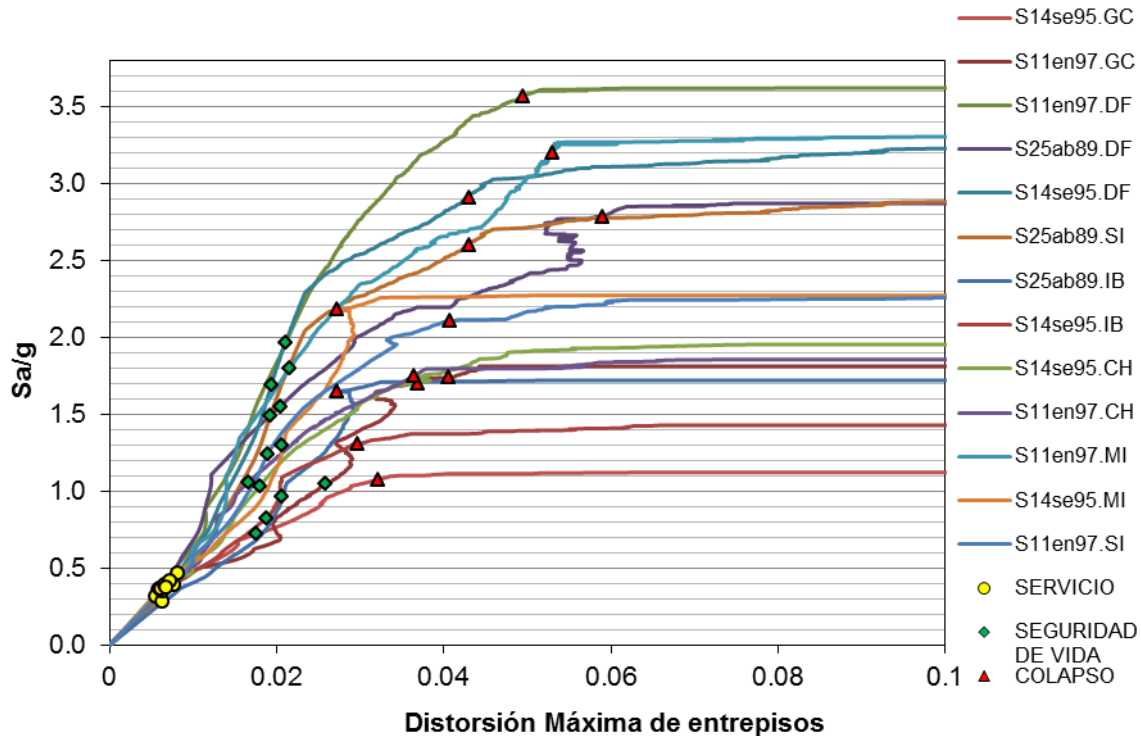


Figura 4.9 Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 13 registros sísmicos seleccionados, para el edificio de 10 niveles.

En la Figura 4.9 los círculos amarillos (servicio) corresponden al instante en el que existe un cambio de pendiente significativo respecto a la pendiente inicial y corresponde al límite del estado de servicio (fluencia) del edificio. Los triángulos rojos (colapso) representan el instante en el que para un pequeño incremento en la intensidad sísmica la respuesta estructural se dispara y a partir de entonces la respuesta se vuelve plana o casi plana, es decir, es el punto en el que se aprecia un cambio de pendiente positiva a pendiente cero o casi cero. Los rombos verdes (seguridad de vida), se determinaron a partir del promedio de la intensidad entre el estado límite de servicio y el de colapso, para cada sismo.

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

La mediana de la capacidad estructural (\hat{C}) es el exponencial promedio de los logaritmos de los datos observados como se describió en el capítulo 2, y los datos necesarios para obtener dicho valor son obtenidos de las curvas ADI's, los cuales se encuentran asociados a cada uno de los estados límite de interés. Se obtuvo la mediana de la distorsión máxima de entrepiso para el estado límite de servicio (\hat{C}_y) el cual se presenta cuando las estructuras alcanzan la fluencia (presentados en la Figura 4.9 por círculos amarillos), para el estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida}) igual al promedio entre el estado límite de servicio y colapso (presentados en la Figura 4.9 por rombos verdes), y para el estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$) el cual se presenta cuando las estructuras se vuelven inestables (presentados en la Figura 4.9 por triángulos rojos). La mediana de la capacidad asociada a los estados límite de interés para el edificio de 10 niveles son presentadas en la Tabla 4.19.

Tabla 4.19 Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés, del edificio de 10 niveles.

	Estado límite de servicio (\hat{C}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$)
Edificio de 10 niveles	0.0066	0.0198	0.0388

4.2.1.7 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) ASOCIADAS A LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.20 se presentan las incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) de la capacidad asociadas a cada estado límite, las cuales representan la dispersión de los valores de la mediana de la capacidad mostrados en la Tabla 4.19. Como se describió anteriormente, las incertidumbres asociadas al estado límite de servicio se relacionan con la fluencia de las estructuras, el de colapso con su inestabilidad, mientras que el estado límite de seguridad de vida se obtuvo del valor promedio entre los estados anteriores.

Tabla 4.20 Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad para cada estado límite, para el edificio de 10 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{CRy})	Estado límite de seguridad de vida (σ_{CRvida})	Estado límite de colapso ($\sigma_{CRcolapso}$)
Edificio de 10 niveles	0.106	0.11	0.245

4.2.1.8 INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS A LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.21 se muestran las incertidumbres epistémicas asociadas a la estimación de la capacidad del edificio de 10 niveles, al igual que las incertidumbres epistémicas asociadas con la estimación de la demanda, los valores utilizados se obtuvieron de estudios previos realizados por Ruiz y Montiel (2008).

Tabla 4.21 Incertidumbres epistémicas de la capacidad (σ_{CU}) asociadas a cada estado límite, para el edificio de 10 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DU_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DU_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DU_{colapso}}$)
Edificio de 10 niveles	0.20	0.35	0.35

4.2.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ) Y FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ)

Los valores de los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ) fueron obtenidos mediante las ecuaciones 2.7 y 2.5 respectivamente, presentadas en el Capítulo 2, y requieren de la determinación de los factores b y r . Los valores del factor b , se presentaron en la Tabla 4.22, mientras que el parámetro r se obtiene a partir de la ecuación 2.1, mediante la cual son propuestas tangentes que se ajustan a la curva de peligro sísmico del edificio de 10 niveles con $T_0=1.17s$; para lo cual se entra a la curva con el inverso del periodo de retorno de interés ($v = 1/T_R$) asociado a un estado límite de interés y es seleccionado identificando la tangente correspondiente y con esto el valor del parámetro r .

Tabla 4.22 Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés para el edificio de 10 niveles.

	Estado límite de servicio (r_y)	Estado límite de seguridad de vida (r_{vida})	Estado límite de colapso ($r_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 10 niveles	$T_R = 50$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 1000$ años
	1.8	3.4	3.4

En la Figura 4.10 se muestra la curva de peligro sísmico para el edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04, así como las rectas que se ajustan a dicha curva

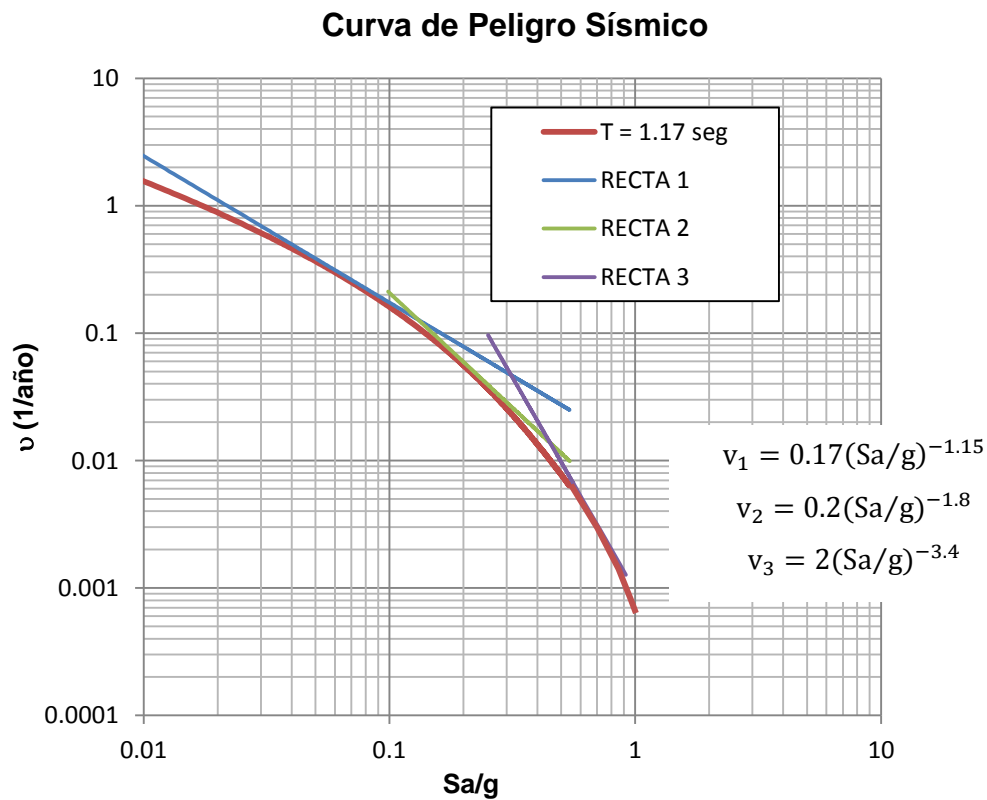


Figura 4.10 Curva de peligro sísmico para el edificio de 10 niveles

A partir de los parámetros b y r , y de la suma de los cuadrados de las incertidumbres aleatorias y epistémicas para la demanda y la capacidad es posible obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ), los cuales son mostrados en la Tabla 4.23 y Tabla 4.24, respectivamente.

Tabla 4.23 Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés para el edificio de 10 niveles.

	Estado límite de servicio (ϕ_y)	Estado límite de seguridad de vida (ϕ_{vida})	Estado límite de colapso ($\phi_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 10 niveles	$T_R = 50$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 1000$ años
	0.95	0.79	0.725

Tabla 4.24 Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés para el edificio de 10 niveles.

	Estado límite de servicio (γ_y)	Estado límite de seguridad de vida (γ_{vida})	Estado límite de colapso ($\gamma_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 10 niveles	$T_R = 50$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 1000$ años
	1.04	1.28	1.38

Mientras menor es el valor del factor de capacidad (ϕ) existe una mayor incertidumbre asociada a la capacidad, mientras que mayor sea el factor de incremento de la demanda (γ) mayor será la incertidumbre en la estimación de la misma.

4.2.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)

El factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) es la relación entre las medianas de la capacidad factorizada y la demanda factorizada, la Tabla 4.25 se muestran los valores obtenidos para el edificio de 10 niveles.

Tabla 4.25 Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés, para el edificio de 10 niveles.

	Estado límite de servicio (λ_y)	Estado límite de seguridad de vida (λ_{vida})	Estado límite de colapso ($\lambda_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 10 niveles	$T_R = 50$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 1000$ años
	1.06	1.21	1.18

4.2.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_X)$

Con el objetivo de obtener el nivel de confianza $\Phi(K_X)$ para cada uno de los estados límite de interés es necesario determinar las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}), las cuales se obtienen con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las incertidumbres epistémicas de la demanda y de la capacidad, cuyos valores son presentados en la Tabla 4.26.

Tabla 4.26 Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés, para el edificio de 10 niveles.

	Estado límite de servicio (σ_{UTy})	Estado límite de seguridad de vida (σ_{UTvida})	Estado límite de colapso ($\sigma_{UTcolapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 10 niveles	$T_R = 50$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 1000$ años
	0.3	0.5	0.5

Para determinar el nivel de confianza $\Phi(K_X)$ se recurre a la ecuación 2.9, la cual incluye los parámetros r y b , las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}) y el factor de confianza ($\lambda_{confianza}$). Los niveles de confianza para el edificio de 10 niveles se presentan en la Tabla 4.27.

Tabla 4.27 Niveles de confianza $\Phi(K_X)$ para los estados límite de interés del edificio de 10 niveles.

	Estado límite de servicio $\Phi(K_{Xy})$	Estado límite de seguridad de vida $\Phi(K_{Xvida})$	Estado límite de colapso $\Phi(K_{Xcolapso})$
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 10 niveles	$T_R = 50$ años	$T_R = 150$ años	$T_R = 1000$ años
	78%	94%	93%

La Tabla 4.28 presenta un resumen de los factores involucrados en la determinación del factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) y nivel de confianza $\Phi(K_X)$ del edificio de 10 niveles. Se puede observar en el último renglón que la mayor confiabilidad pertenece al grupo sísmico 2 lo que puede indicar que el efecto de este grupo sísmico sobre la estructura es mayor para el grupo 1.

Tabla 4.28 Parámetros asociados a la confiabilidad estructural del edificio de 10 niveles

	Grupo de sismos 1			Grupo de sismos 2		
	Estado límite de servicio $T_R = 50$ años	Estado límite de seguridad de vida $T_R = 150$ años	Estado límite de colapso $T_R = 1000$ años	Servicio $T_R = 25$ años	Seguridad de vida $T_R = 80$ años	Colapso $T_R = 250$ años
Mediana de la demanda de la distorsión máxima de entrespiso (\bar{D}^{v_0})	0.0057	0.0101	0.0173	0.0040	0.0069	0.0147
Incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) asociadas a la demanda estructural	0.05	0.13	0.24	0.056	0.086	0.314
Incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la demanda estructural	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrespiso (\bar{C})	0.0066	0.0198	0.0388	0.0071	0.02	0.0378
Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad estructural	0.106	0.11	0.245	0.084	0.093	0.105
Incertidumbres epistémicas (σ_{CU}) asociadas a la capacidad estructural	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Valores del parámetro b	0.95	0.95	0.95	1.4	1.4	1.4
Valores del parámetro r	1.8	3.4	3.4	1.8	2.6	2.6
Valores del factor ϕ	0.95	0.79	0.725	0.97	0.89	0.88
Valores del factor γ	1.04	1.28	1.38	1.03	1.13	1.23
Factor de confianza λ	1.06	1.21	1.18	1.68	2.27	1.87
Incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT})	0.3	0.5	0.5	0.3	0.5	0.5
Nivel de confianza $\Phi(K_X)$	78%	94%	93%	97%	99%	97%

4.3 EDIFICIO DE 15 NIVELES

En esta sección se presentan los resultados correspondientes al edificio de 15 niveles; la subsección 4.3.1 muestra los parámetros asociados a la confiabilidad estructural, 4.3.2 los factores de capacidad y demanda, 4.3.3 el factor de confianza y el nivel de confianza es mostrado en la subsección 4.3.4.

4.3.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

4.3.1.1 DEMANDA (\hat{D}) Y PARÁMETRO REPRESENTATIVO DE LA DEMANDA (b)

A continuación se presentan los resultados asociados a la determinación de la demanda del edificio de 15 niveles, diseñado con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal. Para esto fue preciso obtener la mediana de la demanda (\hat{D}) para los 13 registros sísmicos seleccionados. Los registros fueron escalados a niveles de intensidad sísmica (Sa/g) asociados a los periodos de recurrencia de $T_R = 5, 10, 20, 25, 30, 50, 60, 68, 72, 80, 90, 100, 125, 150, 250, 385, 500, 750, 1000, 1012, 1250, 1500, 2000, 2250, 2475$ y 3000 años.

En la Figura 4.11 se muestran los valores de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g).

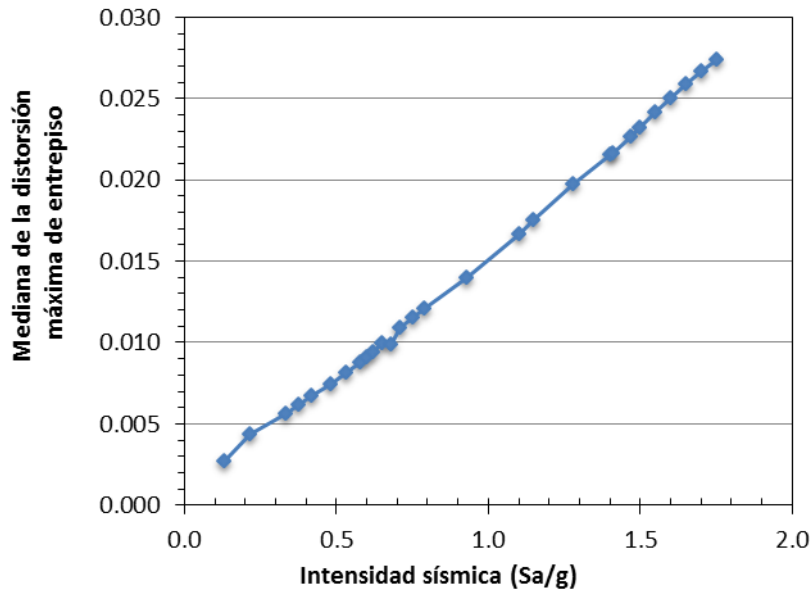


Figura 4.11 Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 15 niveles.

En la Figura 4.12 se observa la desviación estándar de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{lnD}) con respecto a los niveles de intensidad analizados (Sa/g), conforme la intensidad sísmica crece a partir de 1g baja la desviación estándar del logaritmo de la distorsión (σ_{lnD}), lo que implica que este edificio se sale de la zona de resonancia.

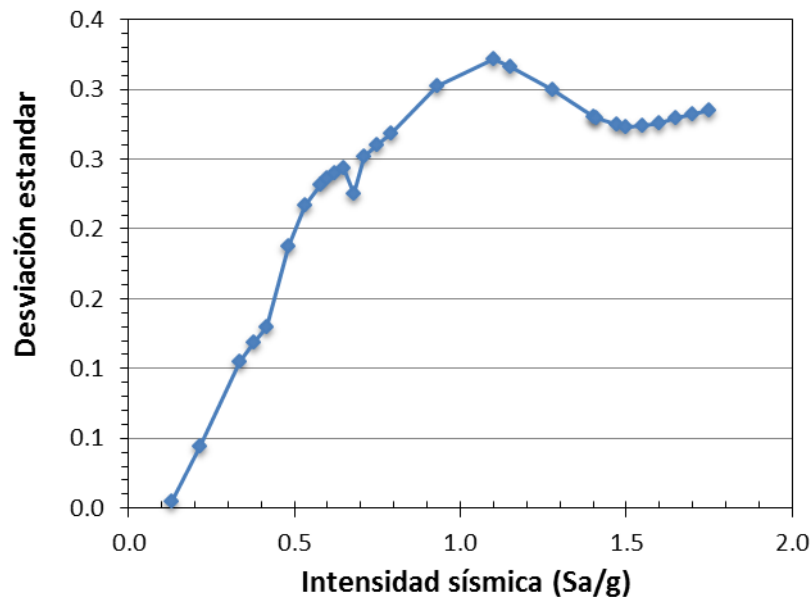


Figura 4.12 Valores de la desviación estándar del logaritmo natural de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{lnD}) con respecto a la intensidad (Sa/g) para el edificio de 15 niveles.

A continuación se presenta la obtención del parámetro (b) representativo del comportamiento de la demanda de la estructura con la intensidad (Sa/g), el cual describe la pendiente de dicha relación. Este parámetro se obtiene al ajustar la ecuación 2.2 a los valores presentados en la Figura 4.11. Este ajuste es presentado en la Figura 4.13.

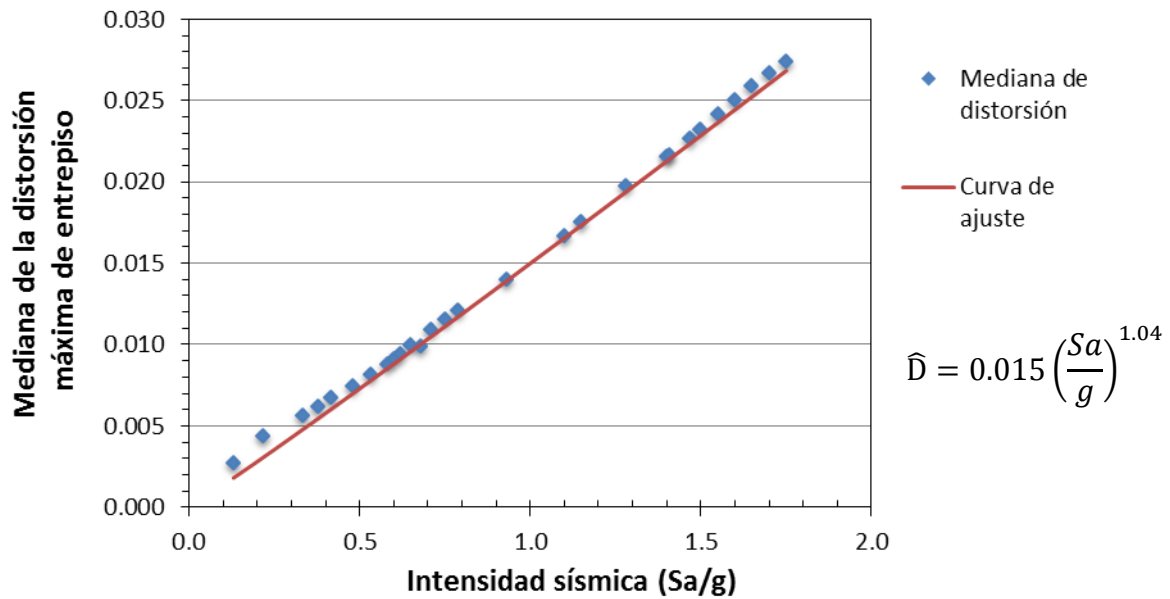


Figura 4.13 Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para el edificio de 10 niveles, con su respectiva curva de ajuste.

A partir del ajuste mostrado en la Figura 4.13 se obtienen los valores de los parámetros a y b , los cuales se muestran en la Tabla 4.29. El valor del parámetro b será utilizado posteriormente para obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ).

Tabla 4.29 Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad, para el edificio de 15 niveles

	Parámetro b de ajuste	Parámetro a de ajuste
Edificio de 15 niveles	1.04	0.015

4.3.1.2 MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A LOS ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS.

En la Tabla 4.30 se presentan las medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}). Dichos valores fueron calculados a partir de la obtención de la respuesta de las estructuras (distorsión máxima de entrepiso) mediante análisis dinámicos no lineales para el conjunto de sismos seleccionados, los cuales fueron escalados a partir de las curvas de peligro sísmico asociadas con los periodos de retorno asociados a los estados límite de servicio, seguridad de vida y colapso. La mediana de la demanda (descrita en el Capítulo 2), se define como el exponencial promedio de los logaritmos naturales de los datos observados, la distorsión máxima de entrepiso en este caso.

Tabla 4.30 Mediana de la demanda asociada a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para el edificio de 15 niveles.

	Estado límite de servicio (\hat{D}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{D}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{D}_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5 \text{ años}$	$T_R = 250 \text{ años}$	$T_R = 3000 \text{ años}$
	0.0027	0.0140	0.0274

4.3.1.3 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{DR}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.31 se presentan las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la mediana de la demanda presentes en la Tabla 4.30. Estas incertidumbres se obtienen a partir de la ecuación 2.4. Como se explicó en el capítulo 2, representan la dispersión de la respuesta máxima de entrepiso (distorsión máxima de entrepiso) para los diferentes niveles de intensidad,

obtenidos a partir de la curva de peligro sísmico, asociados a los estados límite de interés para el conjunto de sismos seleccionados.

Tabla 4.31 Incertidumbres aleatorias de la demanda (σ_{DR}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 15 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DR_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DR_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DR_{colapso}}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5$ años	$T_R = 250$ años	$T_R = 3000$ años
	0.004	0.30	0.29

4.3.1.4 INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{DU}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.32 se presentan las incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas con la estimación de la demanda, las cuales fueron obtenidas de trabajos previos realizados por Ruiz y Montiel (2008), los cuales proponen dichas incertidumbres a juicio ingenieril y están asociadas con las incertidumbres en el procedimiento de análisis no lineales.

Tabla 4.32 Incertidumbres epistémicas de la demanda (σ_{DU}) asociadas a cada estado límite para el edificio de 15 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DU_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DU_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DU_{colapso}}$)
Edificio de 15 niveles	0.20	0.35	0.35

4.3.1.5 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Con la finalidad de obtener la capacidad de desplazamiento lateral de los edificios se recurrió al Análisis Dinámico Incremental (ADI) para los 13 registros sísmicos seleccionados. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 4.14, donde se aprecia las gráficas correspondientes al desempeño estructural medido mediante la distorsión máxima de entrepiso en el eje de las abscisas y el nivel de intensidad sísmica en el eje de las ordenadas, dicho nivel de intensidad es medido como la pseudo-aceleración espectral normalizada respecto a la gravedad asociada al periodo fundamental de la estructura para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico dividido entre la gravedad ($SaT_0, 5\%/g$) y multiplicado por diferentes factores de escala hasta alcanzar el colapso de la estructura (capacidad última).

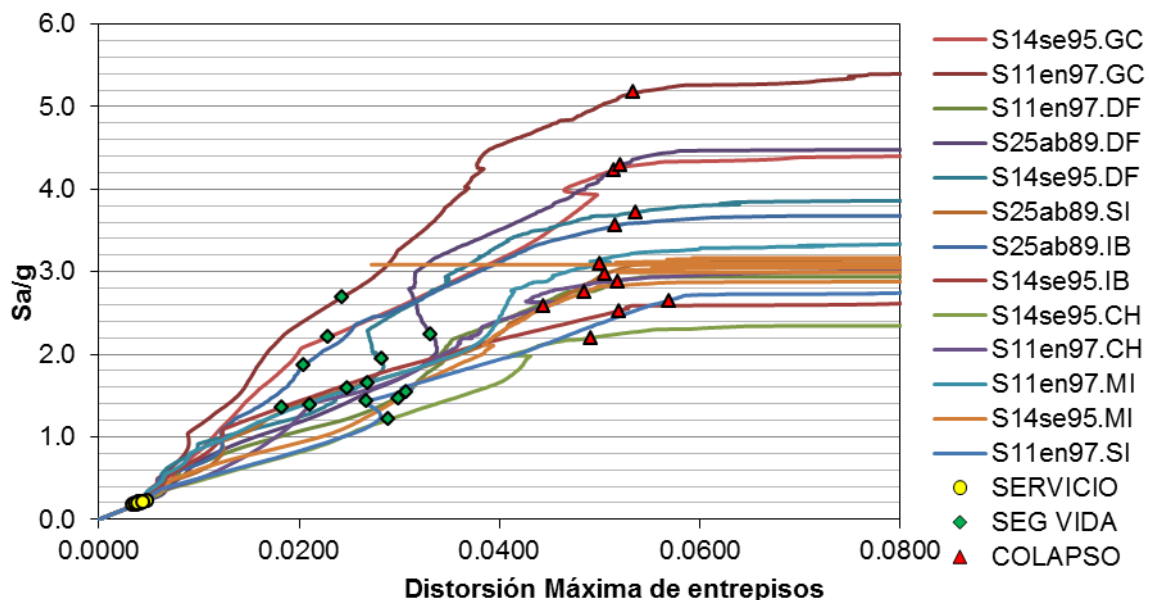


Figura 4.14 Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 13 registros sísmicos seleccionados, para el edificio de 15 niveles.

En la Figura 4.14 los círculos amarillos (servicio) corresponden al instante en el que existe un cambio de pendiente significativo respecto a la pendiente

inicial y corresponde al límite del estado de servicio (fluencia) del edificio. Los triángulos rojos (colapso) representan el instante en el que para un pequeño incremento en la intensidad sísmica la respuesta estructural se dispara y a partir de entonces la respuesta se vuelve plana o casi plana, es decir, es el punto en el que se aprecia un cambio de pendiente positiva a pendiente cero o casi cero. Los rombos verdes (seguridad de vida), se determinaron a partir del promedio de la intensidad entre el estado límite de servicio y el de colapso, para cada sismo.

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

La mediana de la capacidad estructural (\hat{C}) es el exponencial promedio de los logaritmos de los datos observados como se describió en el capítulo 2, y los datos necesarios para obtener dicho valor son obtenidos de las curvas ADI's, los cuales se encuentran asociados a cada uno de los estados límite de interés. Se obtuvo la mediana de la distorsión máxima de entrepiso para el estado límite de servicio (\hat{C}_y) el cual se presenta cuando las estructuras alcanzan la fluencia (presentados en la Figura 4.14 por círculos amarillos), para el estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida}) igual al promedio entre el estado límite de servicio y colapso (presentados en la Figura 4.14 por rombos verdes), y para el estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$) el cual se presenta cuando las estructuras se vuelven inestables (presentados en la Figura 4.14 por triángulos rojos). La mediana de la capacidad asociada a los estados límite de interés para el edificio de 15 niveles son presentadas en la Tabla 4.33.

Tabla 4.33 Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés, del edificio de 15 niveles.

	Estado límite de servicio (\hat{C}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$)
Edificio de 15 niveles	0.0041	0.0255	0.0511

4.3.1.7 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) ASOCIADAS A LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.34 se presentan las incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) de la capacidad asociadas a cada estado límite, las cuales representan la dispersión de los valores de la mediana de la capacidad mostrados en la Tabla 4.33. Como se describió anteriormente, las incertidumbres asociadas al estado límite de servicio se relacionan con la fluencia de las estructuras, el de colapso con su inestabilidad, mientras que el estado límite de seguridad de vida se obtuvo del valor promedio entre los estados anteriores.

Tabla 4.34 Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad para cada estado límite, para el edificio de 15 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{CR_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{CR_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{CR_{colapso}}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5 \text{ años}$	$T_R = 250 \text{ años}$	$T_R = 3000 \text{ años}$
	0.086	0.176	0.059

4.3.1.8 INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS A LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.35 se muestran las incertidumbres epistémicas asociadas a la estimación de la capacidad del edificio de 15 niveles, al igual que las incertidumbres epistémicas asociadas con la estimación de la demanda, los valores utilizados se obtuvieron de estudios previos realizados por Ruiz y Montiel (2008).

Tabla 4.35 Incertidumbres epistémicas de la capacidad (σ_{CU}) asociadas a cada estado límite, para el edificio de 15 niveles

	Estado límite de servicio (σ_{DU_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DU_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DU_{colapso}}$)
Edificio de 15 niveles	0.20	0.35	0.35

4.3.2 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ) Y FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ)

Los valores de los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ) fueron obtenidos mediante las ecuaciones 2.7 y 2.5 respectivamente, presentadas en el Capítulo 2, y requieren de la determinación de los factores b y r . Los valores del factor b , se presentaron en la Tabla 4.36, mientras que el parámetro r se obtiene a partir de la ecuación 2.1, mediante la cual son propuestas tangentes que se ajustan a la curva de peligro sísmico del edificio de 15 niveles con $T_0=1.65s$; para lo cual se entra a la curva con el inverso del periodo de retorno de interés ($v = 1/T_R$) asociado a un estado límite de interés y es seleccionado identificando la tangente correspondiente y con esto el valor del parámetro r ,

Tabla 4.36 Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés para el edificio de 15 niveles.

	Estado límite de servicio (r_y)	Estado límite de seguridad de vida (r_{vida})	Estado límite de colapso ($r_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5$ años	$T_R = 250$ años	$T_R = 3000$ años
	1.6	2.7	2.7

En la Figura 4.15 se muestra la cura de peligro sísmico para el edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04, así como las rectas que se ajustan a dicha curva

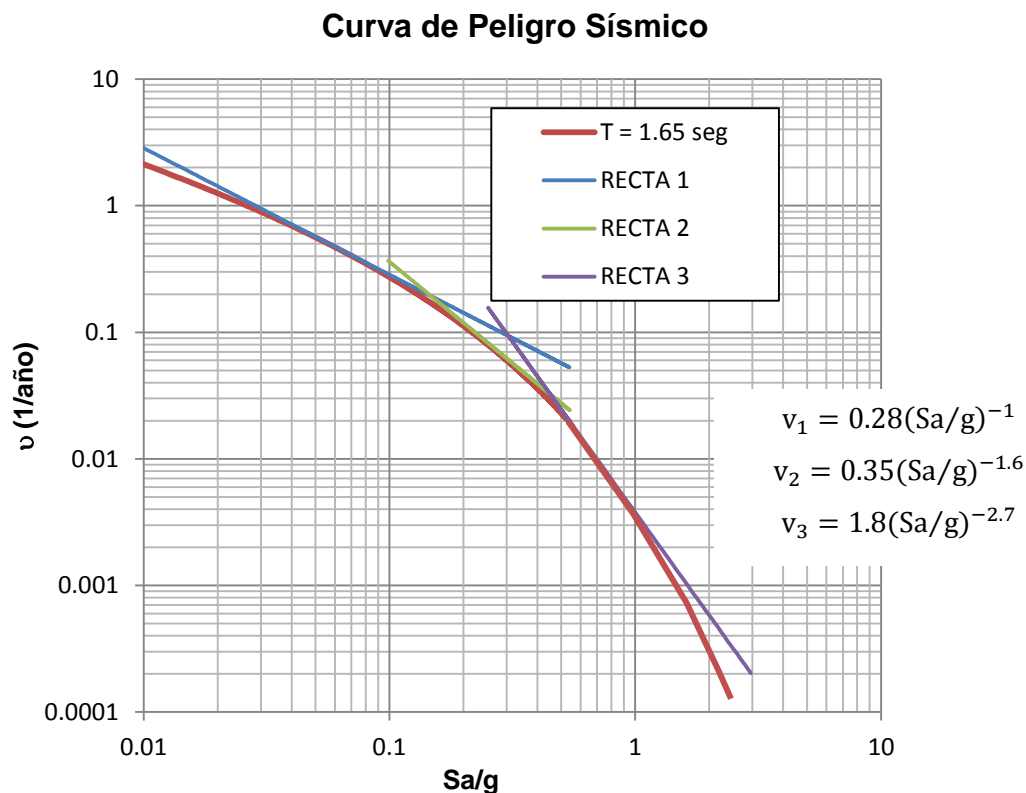


Figura 4.15 Curva de peligro sísmico para el edificio de 15 niveles

A partir de los parámetros b y r , y de la suma de los cuadrados de las incertidumbres aleatorias y epistémicas para la demanda y la capacidad es posible obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ), los cuales son mostrados en la Tabla 4.37 y Tabla 4.38, respectivamente.

Tabla 4.37 Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés para el edificio de 15 niveles.

	Estado límite de servicio (ϕ_y)	Estado límite de seguridad de vida (ϕ_{vida})	Estado límite de colapso ($\phi_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5$ años	$T_R = 250$ años	$T_R = 3000$ años
	0.96	0.82	0.85

Tabla 4.38 Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés para el edificio de 15 niveles.

	Estado límite de servicio (γ_y)	Estado límite de seguridad de vida (γ_{vida})	Estado límite de colapso ($\gamma_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5$ años	$T_R = 250$ años	$T_R = 3000$ años
	1.03	1.32	1.30

Mientras menor es el valor del factor de capacidad (ϕ) existe una mayor incertidumbre asociada a la capacidad, mientras que mayor sea el factor de incremento de la demanda (γ) mayor será la incertidumbre en la estimación de la misma.

4.3.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)

El factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) es la relación entre las medianas de la capacidad factorizada y la demanda factorizada, la Tabla 4.39 se muestran los valores obtenidos para el edificio de 15 niveles.

Tabla 4.39 Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés, para el edificio de 15 niveles.

	Estado límite de servicio (λ_y)	Estado límite de seguridad de vida (λ_{vida})	Estado límite de colapso ($\lambda_{colapso}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5$ años	$T_R = 250$ años	$T_R = 3000$ años
	1.40	1.13	1.21

4.3.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_X)$

Con el objetivo de obtener el nivel de confianza $\Phi(K_X)$ para cada uno de los estados límite de interés es necesario determinar las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}), las cuales se obtienen con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las incertidumbres epistémicas de la demanda y de la capacidad, cuyos valores son presentados en la Tabla 4.40.

Tabla 4.40 Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés, para el edificio de 15 niveles.

	Estado límite de servicio (σ_{UT_y})	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{UT_{vida}}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{UT_{colapso}}$)
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5$ años	$T_R = 250$ años	$T_R = 3000$ años
	0.3	0.5	0.5

Para determinar el nivel de confianza $\Phi(K_X)$ se recurre a la ecuación 2.9, la cual incluye los parámetros r y b , las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}) y el factor de confianza ($\lambda_{confianza}$). Los niveles de confianza para el edificio de 15 niveles se presentan en la Tabla 4.41.

Tabla 4.41 Niveles de confianza $\Phi(K_X)$ para los estados límite de interés del edificio de 15 niveles.

	Estado límite de servicio $\Phi(K_{Xy})$	Estado límite de seguridad de vida $\Phi(K_{Xvida})$	Estado límite de colapso $\Phi(K_{Xcolapso})$
	Periodo de retorno asociado		
Edificio de 15 niveles	$T_R = 5$ años	$T_R = 250$ años	$T_R = 3000$ años
	96%	91%	93%

La Tabla 4.42 presenta un resumen de los factores involucrados en la determinación del factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) y nivel de confianza $\Phi(K_X)$ del edificio de 15 niveles. Se puede observar que la mayor confiabilidad para colapso pertenece al grupo 2, mientras que para seguridad de vida y servicio al grupo 1. Es decir que no existe una tendencia clara para saber con cuál grupo resulta más confiable el edificio, será en función del nivel de intensidad sísmica y cómo se aproxime el periodo de la estructura con el contenido de frecuencia del sismo.

Tabla 4.42 Parámetros asociados a la confiabilidad estructural del edificio de 15 niveles.

	Grupo de sismos 1			Grupo de sismos 2		
	Estado límite de servicio $T_R = 5$ años	Estado límite de seguridad de vida $T_R = 250$ años	Estado límite de colapso $T_R = 3000$ años	Servicio $T_R = 5$ años	Seguridad de vida $T_R = 50$ años	Colapso $T_R = 250$ años
Mediana de la demanda de la distorsión máxima de entrespiso (\bar{D}^{v_0})	0.0027	0.0140	0.0274	0.0027	0.0094	0.0143
Incertidumbres aleatorias (σ_{DR}) asociadas a la demanda estructural	0.004	0.30	0.29	0.013	0.240	0.295
Incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas a la demanda estructural	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrespiso (\bar{C})	0.0041	0.0255	0.0511	0.0047	0.02	0.0568
Incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) asociadas a la estimación de la capacidad estructural	0.086	0.176	0.059	0.108	0.0102	0.088
Incertidumbres epistémicas (σ_{CU}) asociadas a la capacidad estructural	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Valores del parámetro b	1.04	1.04	1.04	0.7	0.7	0.7
Valores del parámetro r	1.6	2.7	2.7	1	1.8	2.6
Valores del factor ϕ	0.06	0.82	0.85	0.86	0.84	0.79
Valores del factor γ	1.03	1.32	1.30	1.03	1.26	1.48
Factor de confianza λ	1.40	1.13	1.21	1.61	1.421	2.11
Incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT})	0.3	0.5	0.5	0.3	0.5	0.5
Nivel de confianza $\Phi(K_X)$	96%	91%	93%	96%	87%	99%

4.4 RESUMEN DE RESULTADOS

Factor de capacidad

A continuación se presentan los valores del factor de capacidad para cada uno de los grupos de sismos y estados límite de interés asociados al periodos de los edificios.

Tabla 4.43 Valores del factor de capacidad correspondiente a cada estado límite y al periodo del edificio

Factor de capacidad (ϕ)						
Grupo 1				Grupo 2		
To	Servicio	Seguridad de Vida	Colapso	Servicio	Seguridad de Vida	Colapso
0.65	0.99	0.85	0.85	0.91	0.85	0.76
1.17	0.95	0.79	0.72	0.97	0.89	0.88
1.65	0.96	0.81	0.84	0.86	0.84	0.79

En la gráficas de la Figura 4.16 se puede ver una comparación de los valores obtenidos para el factor de capacidad en este estudio (correspondientes a la leyenda: Grupo 1), y lo obtenidos por Ávila (2013) (Grupo 2), (ver Tabla 4.43). Se observa que para los edificios de 5 y 15 niveles, $T_0 = 0.67s$ y $T_0 = 1.65s$ respectivamente, son mayores los valores obtenidos para el grupo de sismos 1 para los estados límite de servicio y colapso, mientras que para seguridad de vida la diferencia es muy pequeña. Para el edificio de 10 niveles $T_0 = 1.17s$ se obtuvieron valores similares para el estado límite de servicio, mientras que para seguridad de vida y colapso fueron mayores los obtenidos a partir del grupo de sismos 2.

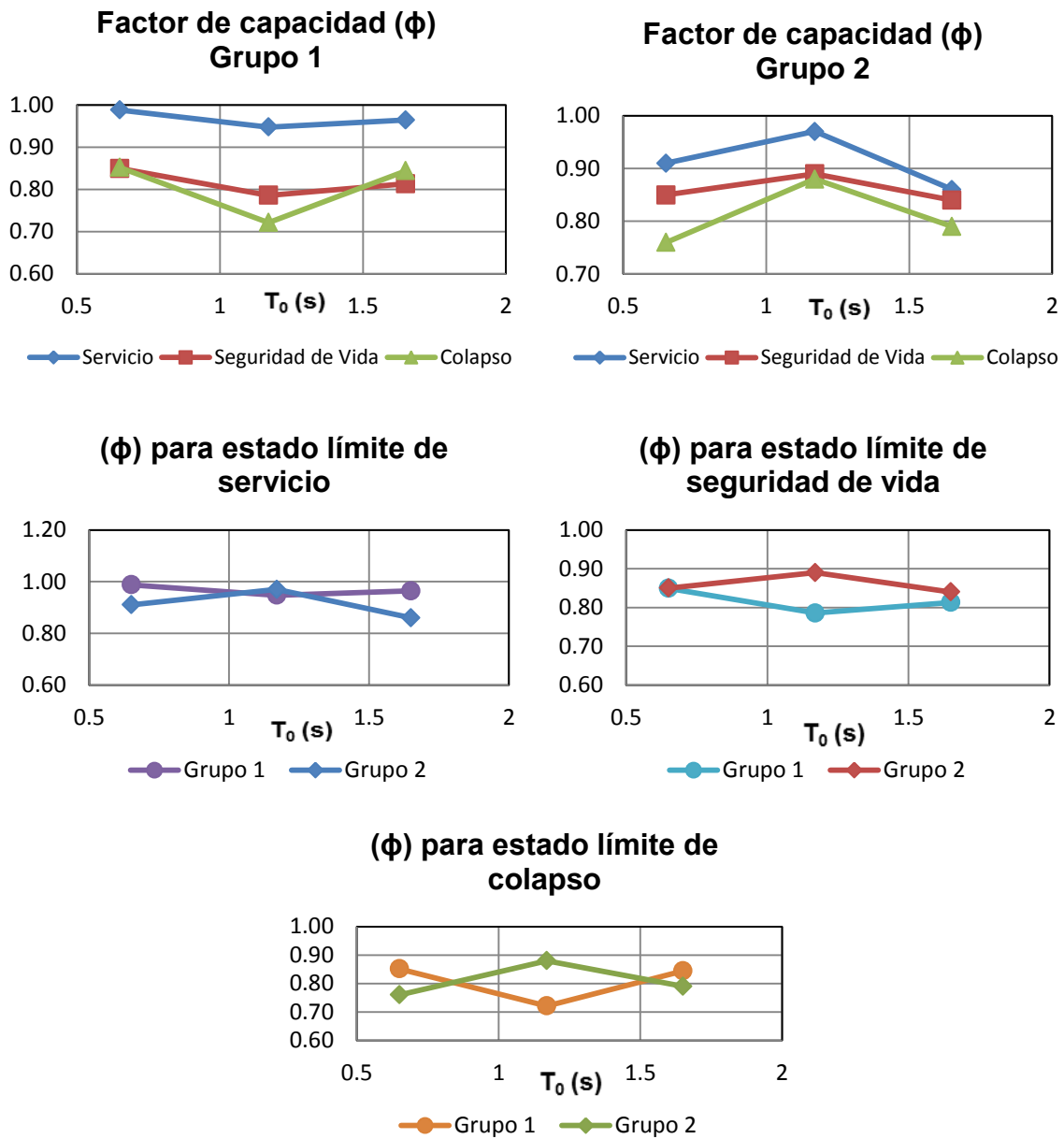


Figura 4.16 Factor de capacidad (ϕ) para cada uno de los estados límite de interés de los edificios en estudio ante el grupo de sismos 1 y 2

Mientras menor es el valor del factor de capacidad, existe una mayor incertidumbre asociada a la capacidad.

Factor de demanda

A continuación se presentan los valores del factor de capacidad para cada uno de los grupos de sismos y estados límite de interés asociados al periodos de los edificios.

Tabla 4.44 Valores del factor de demanda correspondiente a cada estado límite y al periodo del edificio

Factor de demanda (γ)							
		Grupo 1			Grupo 2		
To	Servicio	Seguridad de Vida	Colapso	Servicio	Seguridad de Vida	Colapso	
0.65	1.012	1.05	1.55	1.04	1.03	1.69	
1.17	1.05	1.28	1.39	1.03	1.13	1.23	
1.65	1.03	1.33	1.32	1.03	1.26	1.48	

En la gráficas de la Figura 4.17 se puede ver una comparación de los valores obtenidos para el factor de demanda en este estudio (correspondientes a la leyenda: Grupo 1), y lo obtenidos por Ávila (2013) (Grupo 2), (Ver Tabla 4.44). Se observa que para el estado límite de servicio en el grupo 2 se tiene una tendencia a la baja conforme aumenta el periodo del edificio, mientras que para el grupo 1 es mayor dicho factor para el edificio de 10 niveles; para el estado límite de seguridad de vida ambos resultados muestran una tendencia a aumentan conforme es mayor el periodo del edificio; finalmente, para el estado límite de colapso el grupo 1 muestra una tendencia a disminuir al aumentar el periodo del edificio, mientras que el grupo 2 al factor de demanda alcanza su valor menor en el periodo correspondiente al edificio de 10 niveles.

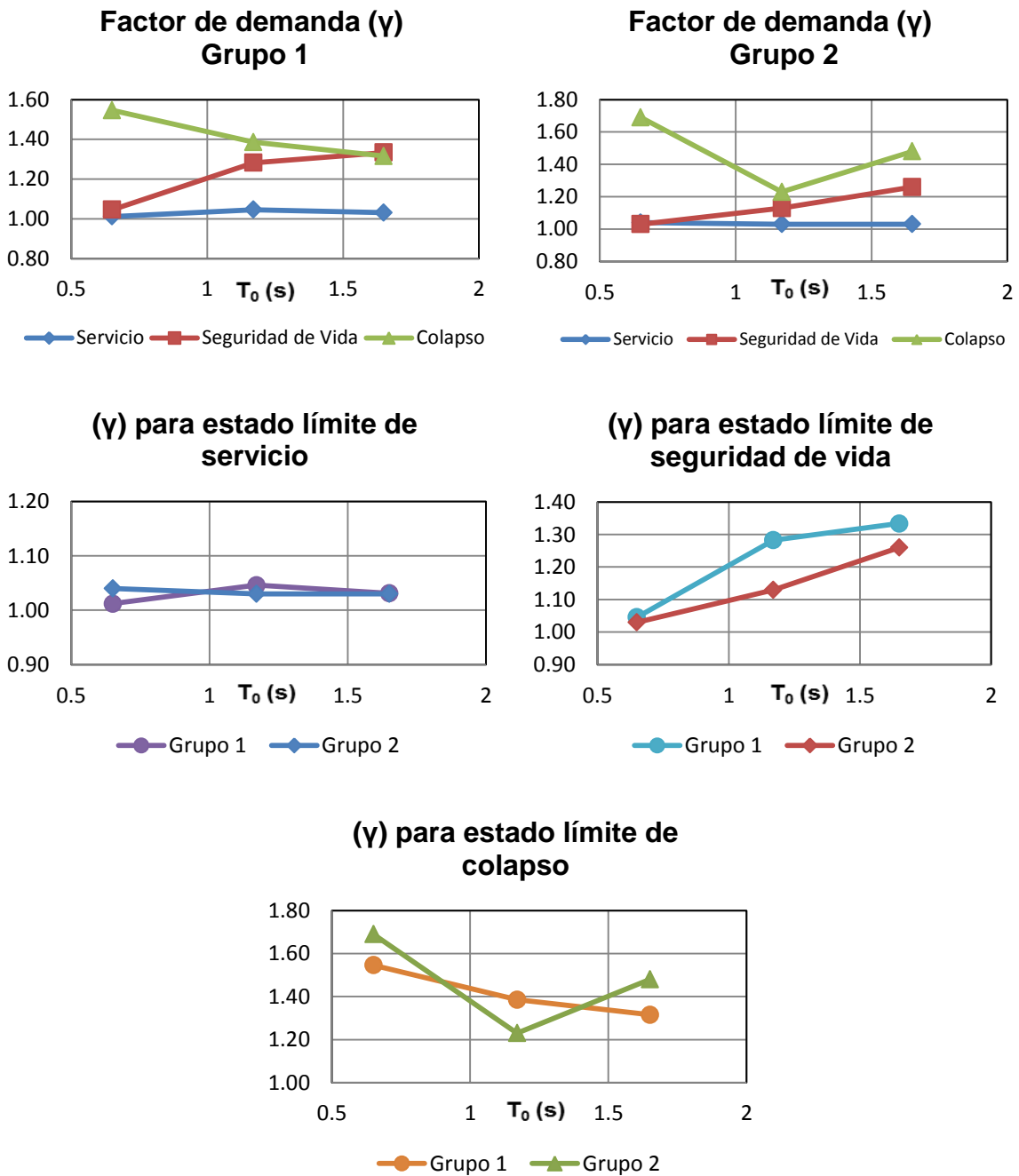


Figura 4.17 Factor de demanda (γ) para cada uno de los estados límite de interés de los edificios en estudio ante el grupo de sismos 1 y 2

Mientras mayor sea el factor de incremento de la demanda mayor será la incertidumbre que se tiene en la estimación de la demanda.

5 COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES

Se calcularon los factores de capacidad y demanda implícitos en un edificio de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles ubicado en terreno blando de la Cd. de México (Zona IIIb), con periodo fundamental de vibrar menor que el periodo dominante del suelo (cercano a 2.0 s)

Los factores ϕ y γ dan valores razonables tanto para la capacidad como para la demanda. Estos valores reflejan el nivel de incertidumbre asociado a cada edificio y para distintos estados límite. A partir de los factores de confianza se obtuvieron los valores de los niveles de confianza para ambos edificios y para cada estado límite. Los valores obtenidos se ubican entre el 63% y el 86% para el edificio de 5 niveles, entre el 78% y 93% para el edificio de 10 niveles y entre el 91% y 96% para el de 15 niveles. Los resultados indican que los edificios de 5 y 10 niveles diseñados con el RCDF-2004 tienen un nivel de confianza más alto para satisfacer el nivel de desempeño por colapso que para satisfacer el estado límite de servicio, mientras que el de 15 niveles sucede lo contrario. Esto es congruente con el hecho de que para estructuras de periodo corto generalmente rigen las deformaciones máximas de entrepiso por servicio, mientras que para las de periodo largo rigen las asociadas a colapso.

Para los factores de capacidad y demanda se obtuvieron valores que varían con el periodo del edificio y para el grupo de sismo considerado.

Para el caso de los factores de capacidad no se muestra una tendencia clara del comportamiento, ya que aumenta para un grupo de sismos y disminuyen para el otro, (ver Figura 4.16)

Los resultados para el factor de demanda nos muestran que dicho factor disminuye conforme aumenta el periodo del edificio para el estado límite de

servicio y colapso, pero el valor del factor aumenta para el estado límite de seguridad de vida, (ver Figura 4.17)

En general los valores de (ϕ) y (γ) son similares en los dos grupos para el edificio de 5 y 15 niveles pero para el edificio de 10 niveles existe una mayor diferencia, (ver Figura 4.16 y Figura 4.17)

Para el factor de capacidad los valores menores pertenecen al estado límite de colapso, mientras que para el mismo estado límite se obtiene el valor mayor para demanda, el valor de ambos factores implican que existe una mayor incertidumbre en el cálculo de los mismos.

Es deseable que se aplique el procedimiento de evaluación de factores de seguridad y de la confiabilidad estructural en este estudio descrito a otro tipo de estructuras, así como a edificios ubicados en otras zonas sísmicas de la ciudad de México y del país, así 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.

6 LITERATURA CITADA

Ávila, K. I., (2013) Evaluación y comparación de la confiabilidad sísmica de edificios mediante el formato de diseño por factores de demanda y capacidad. Tesis de Maestría, División Investigación y Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UAQ.

Baker J.W. y Cornell C.A. (2005). A Vector-Valued Ground Motion Intensity Measure Consisting of Spectral Acceleration and Epsilon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34 (10), 1193-1217.

Bojórquez, J. y Ruiz, S. E. (2013), 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*, (72), 1-24, enero-junio.

Cornell C. A., Jalayer F., Hamburger R. O. y Foutch D. A., (2002), The Probabilistic Basis for the 2000 SAC/FEMA Steel Moment Frame Guidelines, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, (4), 128, abril.

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, *J. of Structural Division*, ASCE, (5), 108, 978-997.

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

Esteva, L. y S. Ruiz (1989). "Seismic Failure Rates of Multistory Frames", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, Núm. 2.

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, septiembre.

Galambos TV, Ellingwood BR, McGregor JG, Cornell CA, (1982), Probability based load criteria: assessment of current design practice, *Journal of Structural Division*, ASCE, 108 (ST5): 959-77.

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, ASCE* 97 (7), 1969–1990.

Mander J. (1984). Seismic design of bridge piers. Report 84-2. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 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, No. 375, junio.

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

Mirza A y McGregor J. (1979), Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars, *Journal of the Structural Division (ACSE)*, (1), 105, ST5, mayo.

Nowark, A. S y Collins, K. R., 200, *Reliability of structures*, McGraw-Hill, E.U.A., pp. 12-55.

Montiel M.A. y Ruiz. S.E. (2006). Seismic design method for reliability-based rehabilitation of buildings. *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No. 1, pp. 189-214, febrero. DOI:10.1193/1.2162572. ISSN: 8755-2930.

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* 36:13, 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. Primera publicación en línea: 8 Agos 2011, DOI: 10.1002/tal.716.

Park, R., Priestley M. J. N. and Gill, W. D. (1982). Ductility of square confined concrete columns. *Journal of Structural Division, ASCE* 108 (4), 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, artículo publicado en las 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. Dyn.* 2008; 37:329–338.

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, agosto.

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

Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., y Carballo, J. (1998), “Earthquake, Records, and Nonlinear MDOF Responses”, *Earthquake Spectra*, 14(3), 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* No. 84, pp. 25-46, enero-junio. ISSN-0185-092X.

Vamvatsikos D y Cornell C. A. (2002a), Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 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.

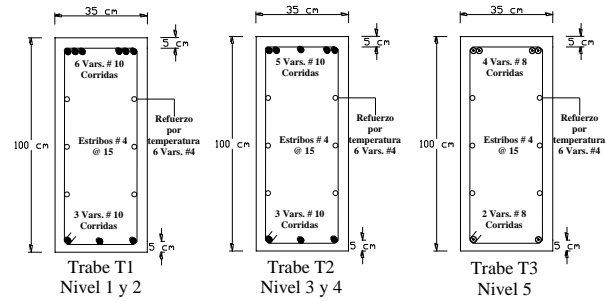
Villanueva, J., M. y Meli, R., (1984), Análisis estadístico de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe Interno, septiembre.

Villa Velázquez, C. y Ruiz, S. E., (2001), Influencia de la intensidad en las características de los movimientos registrados en el Valle de México, México, D. F.

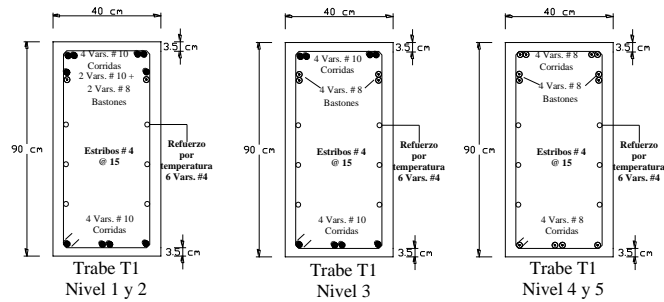
Villa Velázquez, C. I., (2001), Análisis de movimientos sísmicos registrados en el valle de México. *Trabajo de Tesis*, Facultad de Estudios Superiores ACATLÁN, UNAM.

Wen, Y. K., y Foutch, D. A. (1997), "Proposed statistical and reliability framework for comparing and evaluating predictive models for evaluation and design, and critical issues in developing such framework." *SAC Background Document SAC/BD-97/03*, SAC Joint Venture, Richmond, Calif.

APÉNDICES



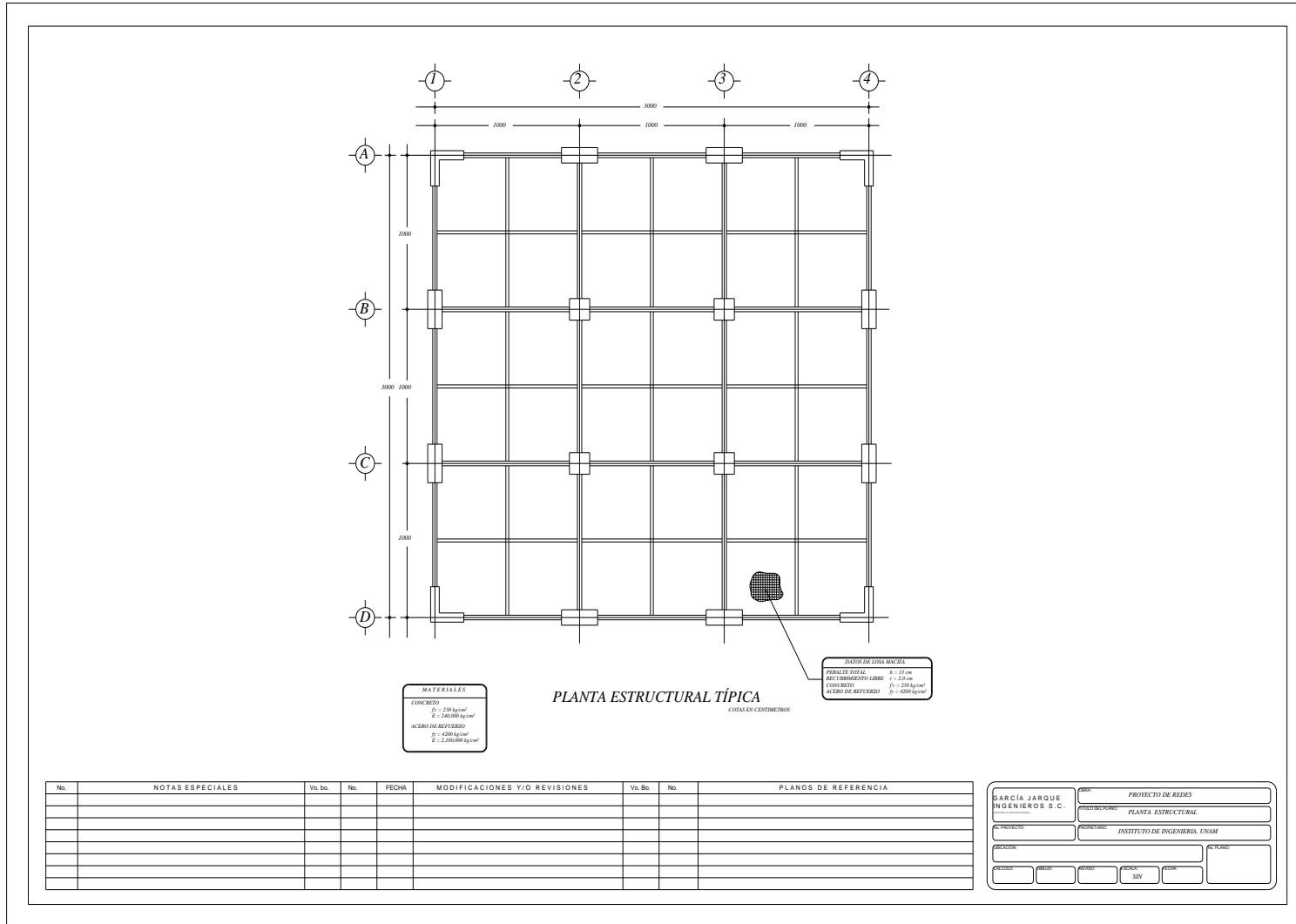
ARMADO DE TRABES DE LOS MARCOS EXTERIORES

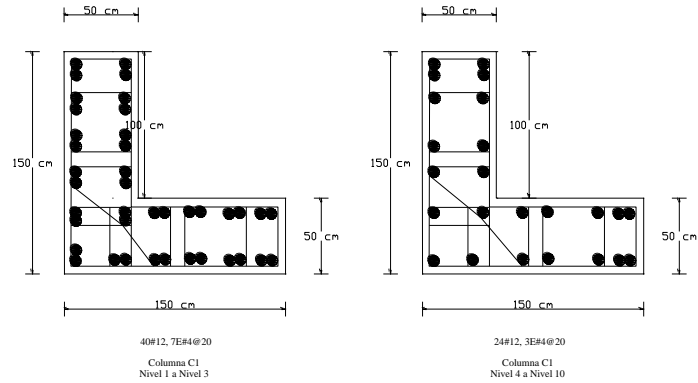


ARMADO DE TRABES DE LOS MARCOS INTERIORES

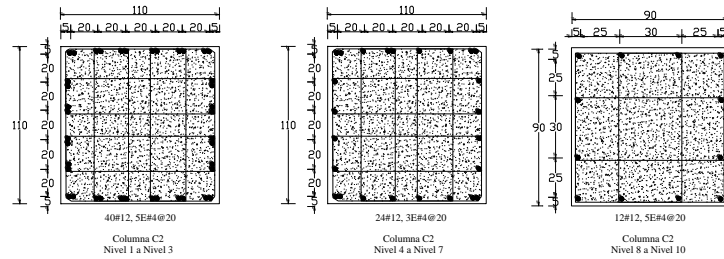
No.	NOTAS ESPECIALES	Vo. bo.	No.	FECHA	MODIFICACIONES Y/O REVISIONES	Vo. Bo.	No.	PLANOS DE REFERENCIA

PROYECT S.A. DE C.V.	PROYECTO DE REDES
PLANTA Y ELEVACIONES	
INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM	
PROYECTADO	REVISADO





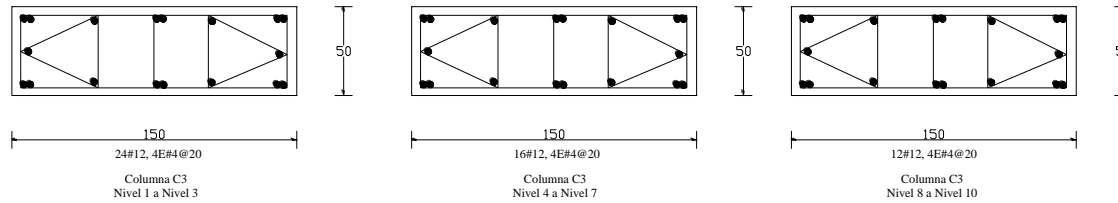
ARMADO DE COLUMNAS DE LOS MARCOS EXTERIORES



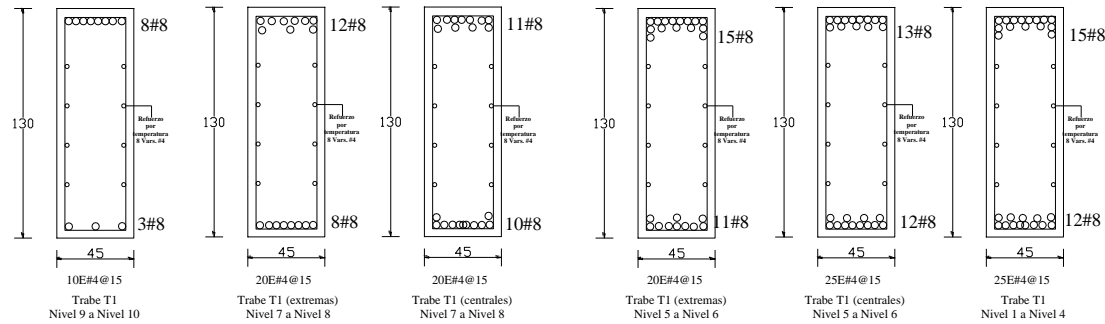
ARMADO DE COLUMNAS DE LOS MARCOS INTERIORES

No.	NOTAS ESPECIALES	Vs. bo.	No.	FECHA	MODIFICACIONES Y/O REVISIONES	Vs. bo.	No.	PLANOS DE REFERENCIA

PROYECTO DE: PROYECTO DE REDES	
INGENIEROS S.C.	ARMADOS DE COLUMNAS
INSTITUCION: INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM	



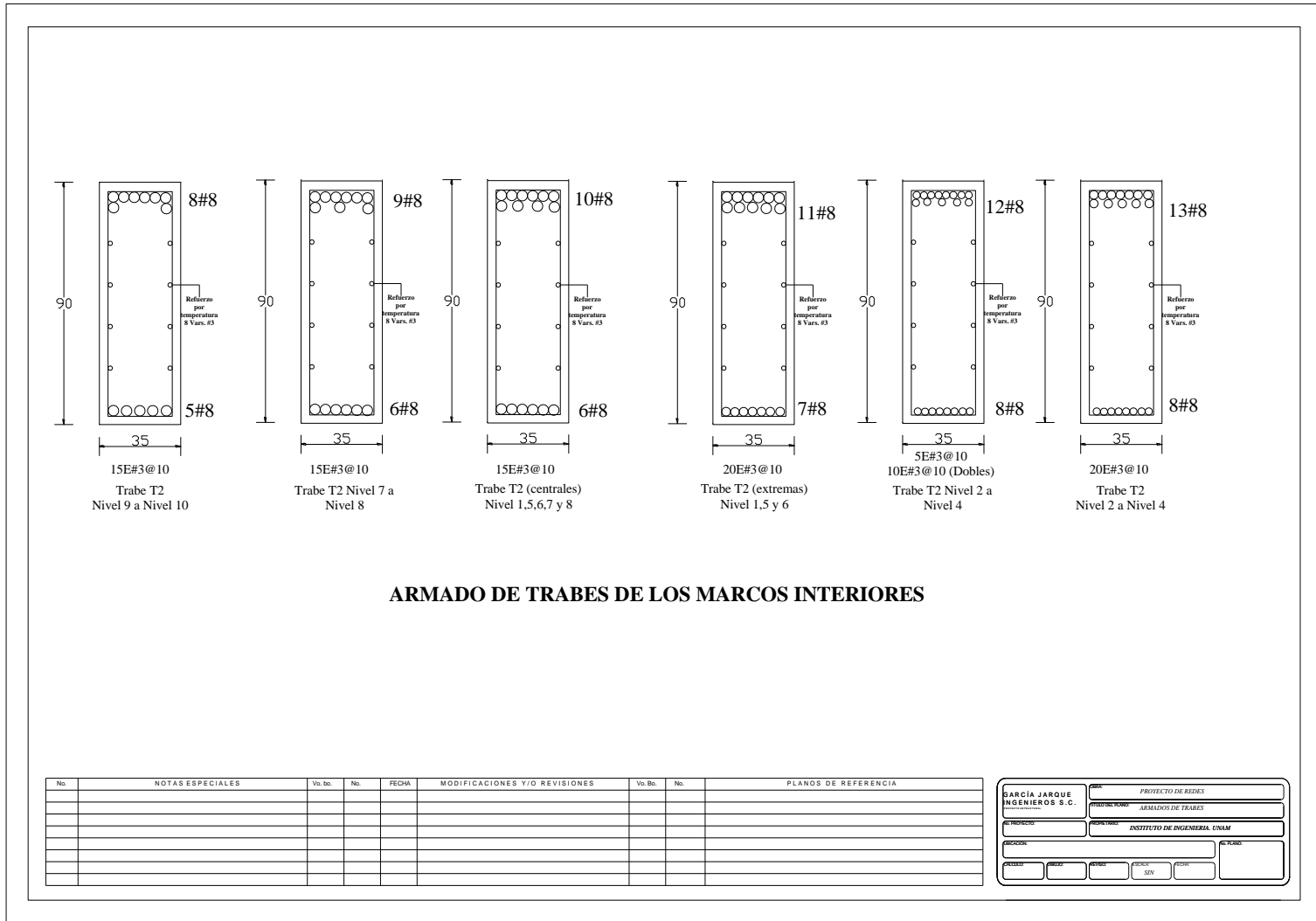
ARMADO DE COLUMNAS DE EXTREMO DE LOS MARCOS INTERIORES Y CENTRALES DE LOS MARCOS EXTERIORES

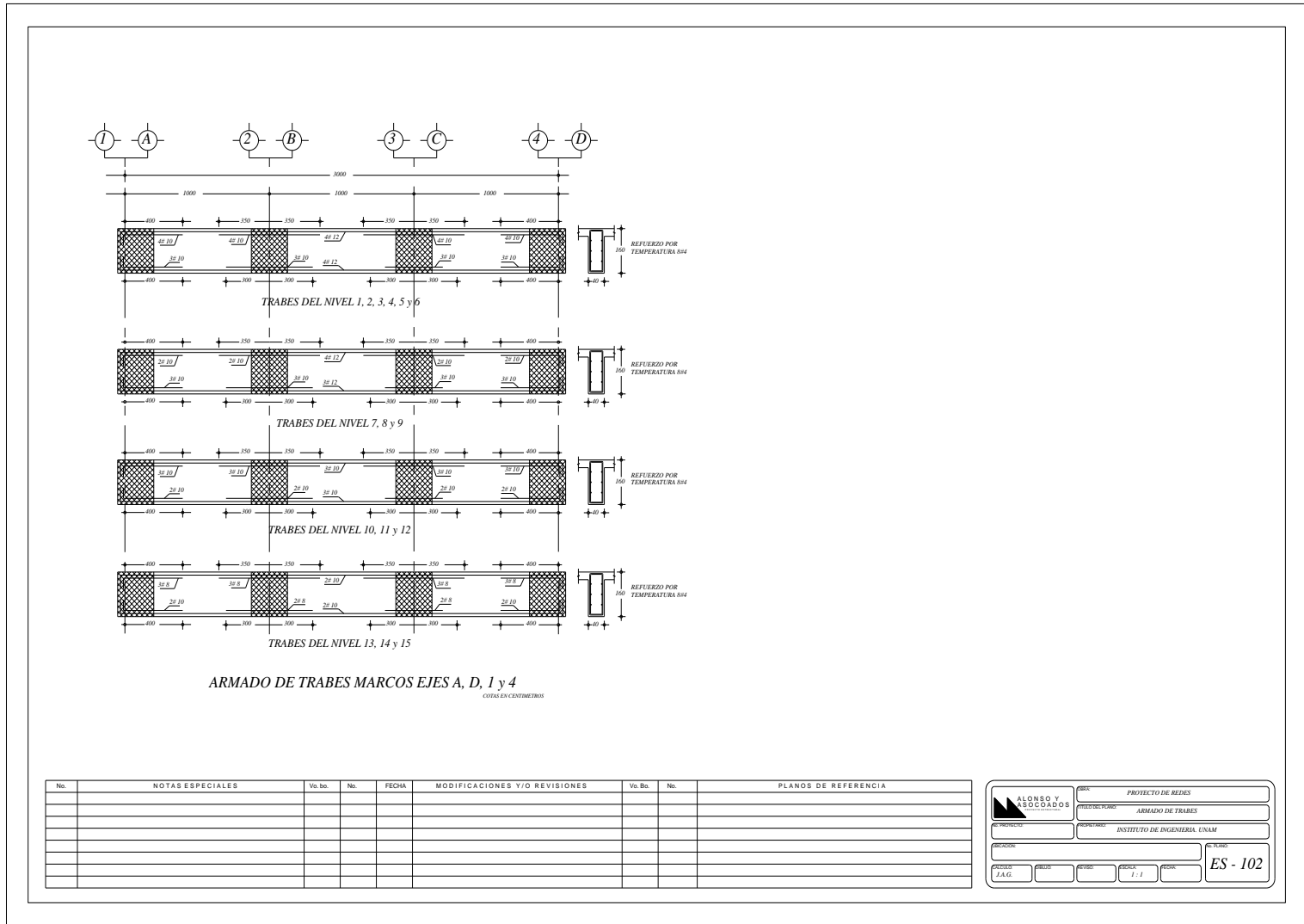


ARMADO DE TRABES DE LOS MARCOS EXTERIORES

No.	NOTAS ESPECIALES	Vs. bo.	No.	FECHA	MODIFICACIONES Y/O REVISIONES	Vs. Bo.	No.	PLANOS DE REFERENCIA

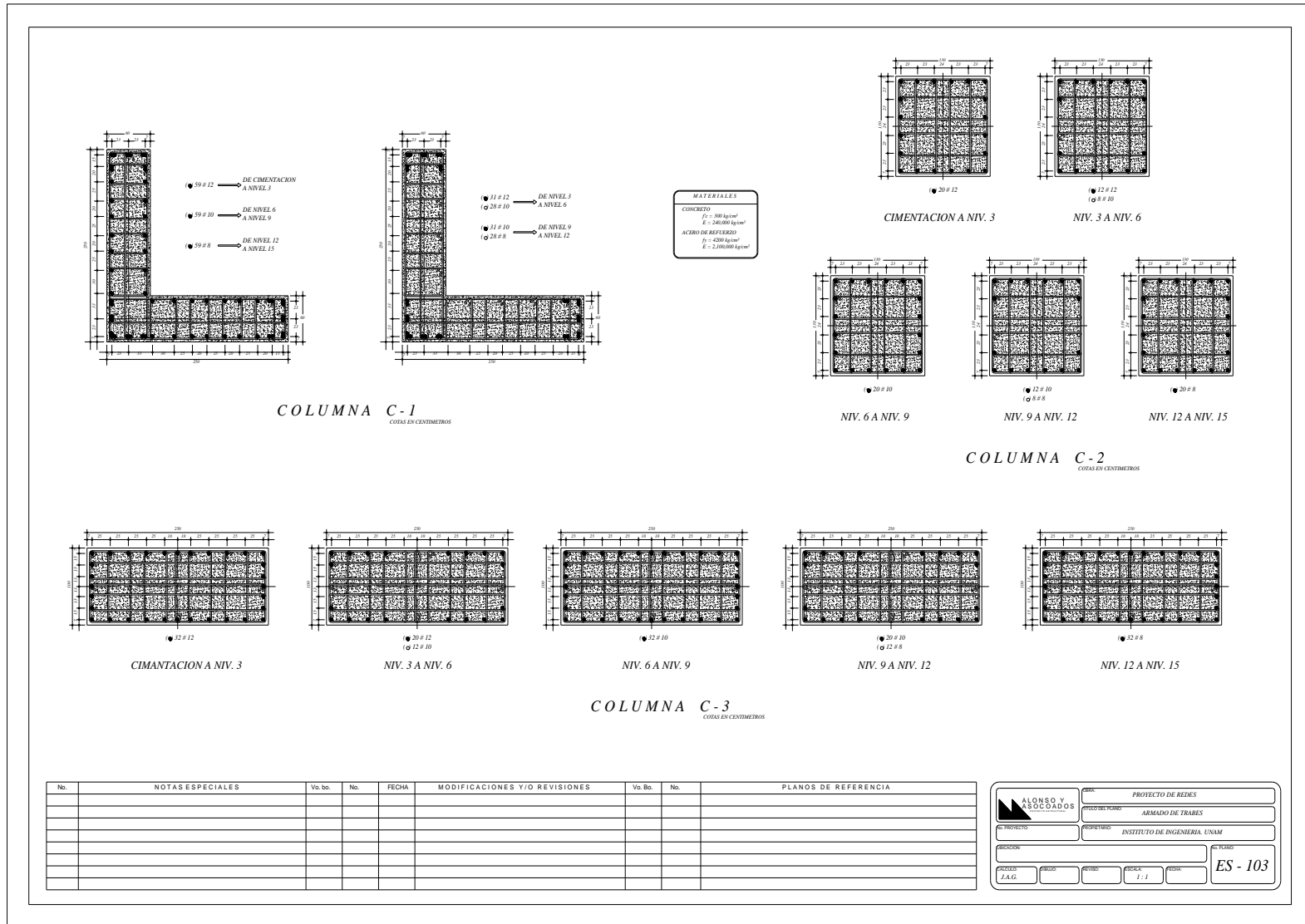
GARCÍA JARQUE INGENIEROS S. C.		PROYECTO DE ELDES	
CALLE DEL PROYECTO: ARMADOS DE TRABES		ESTADO: SEV	
INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM		FECHA: / /	





No.	NOTAS ESPECIALES	Vo. bo.	No.	FECHA	MODIFICACIONES Y/O REVISIONES	Vo. Bo.	No.	PLANOS DE REFERENCIA

	PROYECTO DE REDES
	ARMADO DE TRABES
INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM	
ES - 102	



B CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD Y FORMATO DCFD

Con el propósito de facilitar el entendimiento de las deducciones que serán presentadas posteriormente en el presente apéndice, a continuación se presentan algunos conceptos básicos de probabilidad presentadas por Nowark y Collins (2000).

Espacio muestral y evento

Los conceptos de espacio muestral y evento pueden demostrarse de manera adecuada mediante un experimento. En algunos experimentos, los resultados son impredecibles. Todos los posibles resultados de un experimento comprenden un espacio muestral. Las combinaciones de uno o más de los posibles resultados o rangos de resultados pueden ser definidos como eventos.

Dos tipos de eventos pueden ser descritos. Un evento determinado se define como un conjunto de todo espacio muestral. Esta definición implica que existe la certeza de que un evento determinado ocurrirá. Un evento imposible es definido como un resultado que no puede ocurrir.

Axiomas de probabilidad

Sea E representa un evento y Ω representa un espacio muestral. La notación $P()$ es utilizada para denotar una función de probabilidad definida sobre los eventos en el espacio muestral.

AXIOMA 1. Para cualquier evento E ,

$$0 \leq P(E) \leq 1 \quad (\text{B.1})$$

Donde $P(E)$ = probabilidad del evento. Es decir, la probabilidad de cualquier evento debe estar comprendida entre 0 y 1.

AXIOMA 2.

$$P(\Omega) = 1 \quad (\text{B.2})$$

Este axioma afirma que la probabilidad de ocurrencia de un evento correspondiente a todo el espacio muestral es igual a 1.

AXIOMA 3. Considere n eventos mutuamente excluyentes E_1, E_2, \dots, E_n

$$P\left(\bigcup_{i=1}^n E_i\right) = \sum_{i=1}^n P(E_i) \quad (\text{B.3})$$

Donde $P(\bigcup_{i=1}^n E_i)$ representa la probabilidad de unión de todos los eventos E_1, E_2, \dots, E_n . En otras palabras, representa la probabilidad de ocurrencia de E_1 o E_2 o ... o E_n .

Existen eventos mutuamente excluyentes cuando la ocurrencia de cualquier evento excluye la ocurrencia de otros.

Variables aleatorias

Una variable aleatoria se define como una función que define los eventos en intervalos en el eje de los números reales.

Una función de probabilidad se define por los eventos. Esta definición se puede ampliar usando variables aleatorias. Sea $X(E)$ una función que asigna un valor a un evento E .

Una variable aleatoria puede ser continua o discreta. Se dice que es continua cuando la variable puede tomar cualquier valor en el eje real positivo.

Funciones básicas

La función de masa de probabilidad (PMF) se define para las variables aleatorias discretas como $p_x(x) =$ probabilidad de que una variable aleatoria discreta X sea igual a un valor específico x , donde x es un número real. Tenga en cuenta que la variable aleatorias (con un valor incierto) se denota por una letra mayúscula, mientras que el valor específico se denota por una letra minúscula. Matemáticamente,

$$p_x(x) = P(X = x) \quad (\text{B.4})$$

La función de distribución acumulada (CDF) se define para la variable aleatoria tanto discreta como continua de la siguiente manera: $F_x(x) =$ la suma total (o integral) de todas las funciones de probabilidad (continuas o discretas) correspondientes a valores menores o iguales a x . Matemáticamente,

$$F_x(x) = P(X \leq x) \quad (\text{B.5})$$

La función CDF es siempre una función no decreciente de x .

Para variables aleatorias continuas, la función de densidad de probabilidad se define como la primera derivada de la distribución acumulada. La PDF $[f_x(x)]$ y la CDF $[F_x(x)]$ para variables continuas se relacionan de la siguiente manera:

$$f_x(x) = \frac{d}{dx} F_x(x) \quad (\text{B.6})$$

$$F_x(x) = \int_{-\infty}^x f_x(\xi) d\xi \quad (\text{B.7})$$

Para ilustrar estas relaciones, considere una variable aleatoria continua X . Las funciones PDF y CDF pueden verse como las mostradas en las Figuras

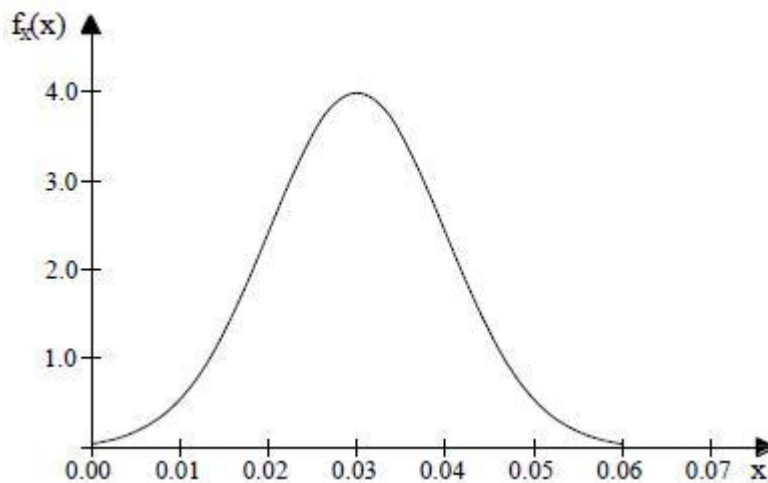


Figura B.1 Ejemplo de una PDF

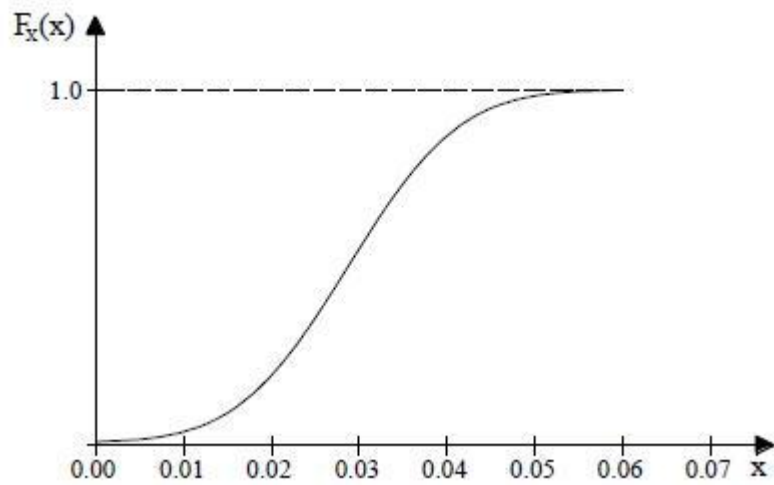


Figura B.2 Ejemplo de una CDF

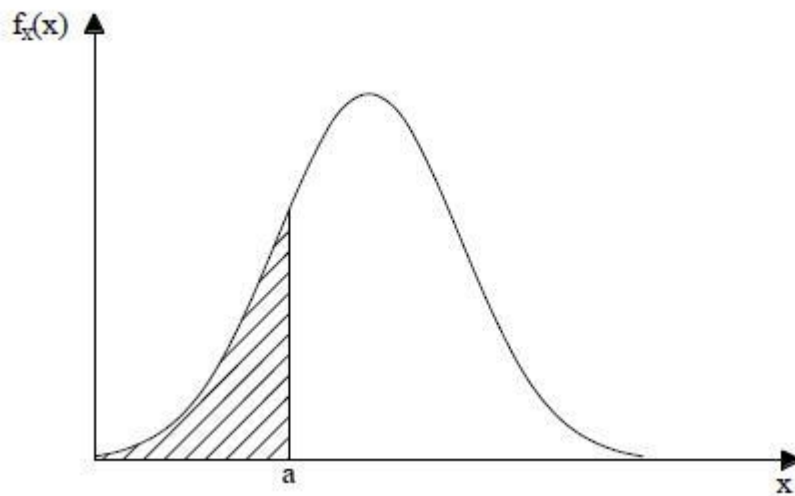


Figura B.3 Relación entre la CDF y la PDF descrita por la ecuación (B.7)

Propiedades de las funciones de probabilidad (CDF y PDF)

Varias propiedades importantes de la función de distribución acumulada se enumeran a continuación. Cualquier función que satisface estas seis condiciones se puede considerar una CDF.

1. La definición de una CDF es la misma tanto para variables aleatorias discretas como continuas.
2. La CDF es una función no decreciente positiva cuyo valor está comprendido entre 0 y 1:

$$0 \leq F_x(x) \leq 1 \quad (\text{B.8})$$

3. Si $X_1 \leq X_2$, entonces $F_X(x_1) \leq F_X(x_2)$
4. $F_X(-\infty) = 0$
5. $F_X(+\infty) = 1$
6. Para variables aleatorias continuas,

$$P(a \leq X \leq b) = F_X(b) - F_X(a) = \int_a^b f_x(\xi) d\xi \quad (\text{B.9})$$

La Figura B.4 provee una interpretación gráfica de la ecuación anterior.

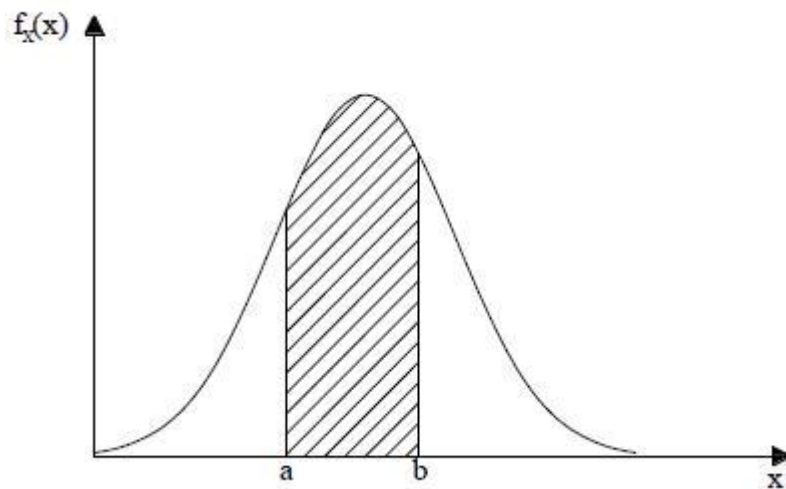


Figura B.4 Representación gráfica de la ecuación (B.9)

Parámetros de una variable aleatoria

En un conjunto de datos las medidas de posición están diseñadas para proporcionar al analista alguna medida cuantitativa de dónde está el centro de los datos en una muestra (media, moda, mediana).

Una medida de posición importante es la mediana de la muestra, la cual refleja la tendencia central de la muestra de manera que no esté influida por los valores extremos.

La media o valor esperado de una variable aleatoria X es de especial importancia en estadística, pues describe el lugar en el que se centra la distribución de probabilidad.

Las medidas de variabilidad o dispersión permiten conocer el comportamiento de una variable aleatoria respecto a su media. La medida

muestral de dispersión más simple es el rango de la muestra $x_{max} - x_{min}$. Una de las medidas más importantes de una variable X o varianza de la distribución de probabilidad de X se denota por σ_x^2 , la raíz cuadrada positiva de la varianza es la desviación estándar. La cantidad $x - \mu$, es llamada desviación de una observación respecto a su media.

Parámetros básicos

Considere una variable aleatoria X . Aunque el valor de la variable es incierto, hay ciertos parámetros que ayudan a describir matemáticamente las propiedades de la variable.

El valor medio de X se denota por μ_x . Para una variable aleatoria continua, se define como:

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_x(x) dx \quad (\text{B.10})$$

El valor esperado de X se denota comúnmente por $E(X)$ y es igual al valor medio de la variable como se ha definido anteriormente:

$$E(X) = \mu_x \quad (\text{B.11})$$

También es posible determinar el valor esperado de X^n . Este valor esperado se llama el n -ésimo momento de X y se define para una variable continua como:

$$E(X^n) = \int_{-\infty}^{+\infty} x^n f_x(x) dx \quad (\text{B.12})$$

La varianza de X , comúnmente denotada por σ_x^2 , se define como el valor esperado de $(X - \mu_x)^2$ y es igual a:

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^2 f_x(x) dx \quad (\text{B.13})$$

Existe una relación importante entre la media, la varianza y el segundo momento de una variable aleatoria X :

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} E(X^2) - \mu_x^2 \quad (\text{B.14})$$

La desviación estándar de X se define como la raíz cuadrada positiva de la varianza:

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_x^2} \quad (\text{B.15})$$

El coeficiente de variación adimensional, V_x , se define como la desviación estándar dividida entre la media:

$$V_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (\text{B.16})$$

Este parámetro se toma siempre como positivo, por convención, a pesar de que la media puede ser negativa.

Parámetros de una muestra

En muchas aplicaciones prácticas, no sabemos la verdadera distribución de los datos, y tenemos que estimar los parámetros a partir de los datos de prueba. Si se obtiene un conjunto de n observaciones $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ para una determinada variable aleatoria X , entonces la media verdadera μ_X puede aproximarse por la media de la muestra \bar{x} y la desviación estándar verdadera σ_X se puede aproximar por la desviación estándar de la muestra s_X

La media de la muestra se calcula como:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{B.17})$$

La desviación estándar de la muestra es calculada como:

$$s_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (\text{B.18})$$

Forma estándar

Sea X una variable aleatoria. La forma estándar de X , designada como Z , se define como:

$$Z = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (\text{B.19})$$

La media de Z se calcula de la siguiente manera. Observamos que la esperanza matemática (valor medio) de una función arbitraria, $g(X)$, de la variable aleatoria X se define como:

$$\mu_{g(X)} = E[g(X)] = \int_{-\infty}^{+\infty} g(x)f_X(x)dx \quad (\text{B.20})$$

Usando esta definición con $Z = g(X)$, se puede demostrar que:

$$\mu_Z = E\left[\frac{X - \mu_X}{\sigma_X}\right] = \frac{1}{\sigma_X}[E(X) - E(\mu_X)] = \frac{1}{\sigma_X}[\mu_X - \mu_X] = 0 \quad (\text{B.21})$$

y

$$\sigma_Z^2 = E(Z^2) - \mu_Z^2 = E\left[\left(\frac{X - \mu_X}{\sigma_X}\right)^2\right] - 0 = \frac{1}{\sigma_X^2}E[(X - \mu_X)^2] = \frac{\sigma_X^2}{\sigma_X^2} = 1 \quad (\text{B.22})$$

Así, la media de la forma típica de una variable aleatoria es 0 y su varianza es 1.

Variables aleatorias comunes

Cualquier variable aleatoria se define por su función de distribución acumulada (CDF), $F_X(x)$. La función de densidad de la probabilidad, $f_X(x)$, de una variable aleatoria continua es la primera derivada de $F_X(x)$.

Variable aleatoria normal

La variable aleatoria normal es probablemente la distribución más importante en la teoría de confiabilidad estructural. La PDF para una variable aleatoria normal X es:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2 \right] \quad (\text{B.23})$$

Donde μ_X y σ_X son la media y desviación estándar, respectivamente. La *Figura B.8* muestra la forma general tanto de la PDF y la CDF de una variable aleatoria normal.

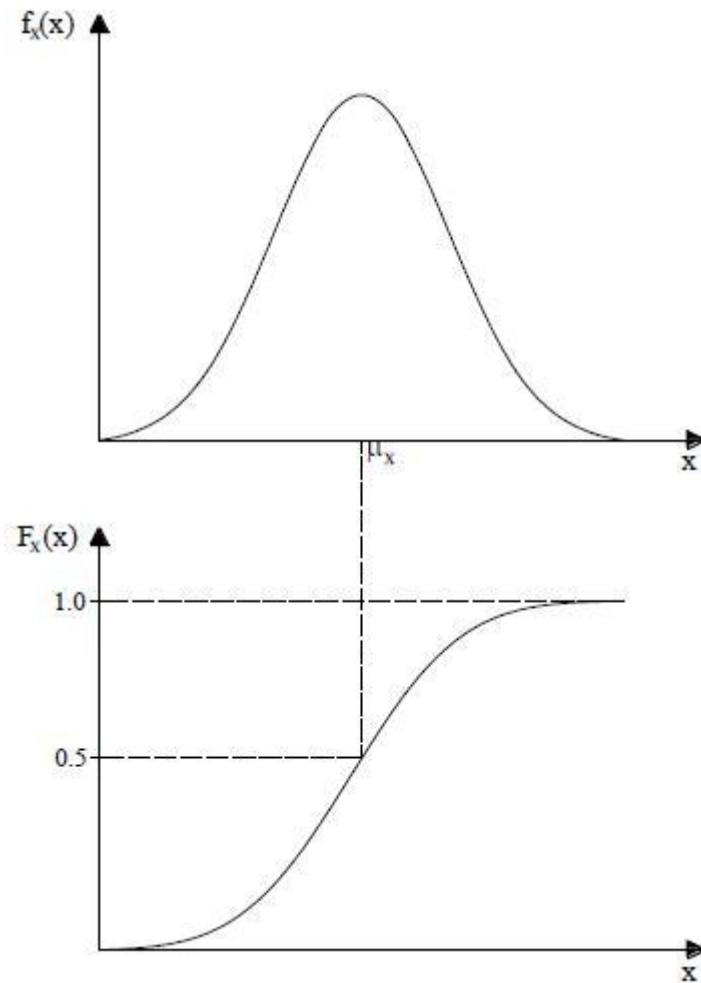


Figura B.5 PDF y CDF de una variable aleatoria normal

No existe una solución de forma cerrada para la CDF de una variable aleatoria normal. Sin embargo, se han desarrollado tablas que proporcionan los valores de la CDF para el caso especial en el que $\mu_x = 0$ y $\sigma_x = 1$. Si sustituimos estos valores en la ecuación anterior obtenemos la PDF para la variable normal estándar z , que a menudo se denota por $\phi(z)$:

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}(z)^2\right] = f_Z(z) \quad (\text{B.24})$$

La CDF de la variable normal estándar es típicamente denotada por $\Phi(z)$. Muchas matemáticas populares y programas de cálculo tienen una función CDF normal estándar construida de manera interna.

La información de probabilidad para la variable aleatoria normal estándar se puede utilizar para obtener los valores de CDF y PDF para una variable aleatoria normal arbitraria mediante la realización de una transformación de coordenadas sencilla. Sea X una variable aleatoria normal general y Z la forma estándar de X .

$$X = \mu_X + Z_{\sigma_X} \quad (\text{B.25})$$

A partir de la definición de CDF, podemos escribir:

$$\begin{aligned} F_X(x) &= P(X \leq x) = P(\mu_X + Z_{\sigma_X} \leq x) = P\left(Z \leq \frac{x - \mu_X}{\sigma_X}\right) \\ &= \Phi\left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X}\right) = F_Z(z) \end{aligned} \quad (\text{B.26})$$

Del mismo modo, una relación puede derivarse en relación a la PDF de cualquier variable aleatoria normal, $f_X(x)$, a la PDF de la variable normal estándar, $\phi(x)$:

$$f_X(x) = \frac{d}{dx} F_X(x) = \frac{d}{dx} \Phi\left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X}\right) = \frac{1}{\sigma_X} \phi\left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X}\right) \quad (\text{B.27})$$

Variable aleatoria lognormal

La variable aleatoria X es una variable aleatoria lognormal si $Y = \ln(X)$ se distribuye normalmente. Una variable aleatoria lognormal está definida únicamente para valores positivos ($X \geq 0$). La PDF y la CDF se pueden calcular utilizando distribuciones $\phi(z)$ y $\Phi(z)$ para la variable aleatoria normal estándar Z de la siguiente manera:

$$F_X(x) = P(X \leq x) = P(\ln X \leq \ln x) = P(Y \leq y) = F_Y(y) \quad (\text{B.28})$$

Dado que Y tiene una distribución normal, se pueden utilizar las funciones normales estándar. Específicamente,

$$F_X(x) = F_Y(y) = \Phi\left(\frac{y - \mu_Y}{\sigma_Y}\right) \quad (\text{B.29})$$

Donde $y = \ln(x)$, $\mu_Y = \mu_{\ln(x)}$ = valor medio de $\ln(X)$, y $\sigma_Y = \sigma_{\ln(x)}$ = desviación estándar del $\ln(X)$. Las cantidades pueden expresarse como funciones de μ_X , σ_X y V_X , utilizando las siguientes fórmulas:

$$\sigma_{\ln(x)}^2 = \ln(V_X^2 + 1) \quad (\text{B.30})$$

$$\mu_{\ln(x)} = \ln(\mu_X) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(x)}^2 \quad (\text{B.31})$$

Para la función PDF:

$$f_x(x) = \frac{d}{dx} F_x(x) = \frac{d}{dx} \Phi \left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \right) = \frac{1}{x\sigma_{\ln(x)}} \phi \left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \right) \quad (\text{B.32})$$

La forma general de la función PDF para una variable logarítmica normal se muestra en la Figura B.6

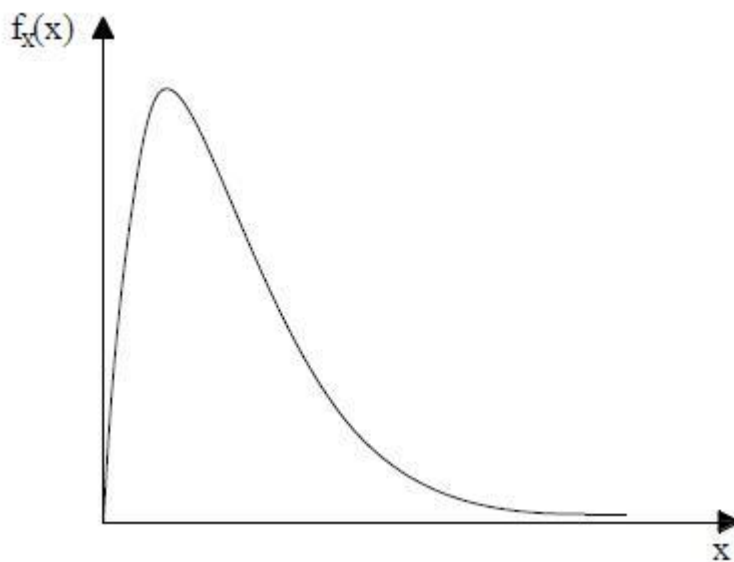


Figura B.6 PDF de una variable aleatoria logarítmica normal

Distribución Gamma

La PDF de una variable aleatoria gamma es útil para el modelado de carga viva en edificios. Se define por:

$$f_X(x) = \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)} \text{ for } x \geq 0 \quad (\text{B.33})$$

Donde λ y k son los parámetros de distribución. La función $\Gamma(k)$ es la función gamma, que se define como:

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} e^{-u} u^{k-1} du \quad (\text{B.34})$$

y

$$\Gamma(k) = (k-1)(k-2) \dots (2)(1) = (k-1)! \quad (\text{B.35})$$

$$\Gamma(k-1) = \Gamma(k)k \quad (\text{B.36})$$

La media y la varianza pueden calcularse como:

$$\mu_X = \frac{k}{\lambda} \quad (\text{B.37})$$

$$\sigma_X^2 = \frac{k}{\lambda^2} \quad (\text{B.38})$$

Probabilidad condicional, PDF y CDF condicional de una variable aleatoria

Una descripción importante de cómo se relacionan dos eventos inciertos es proporcionado por la probabilidad condicional de un evento que se produzca dado el hecho de que el otro evento ha o no ocurrido. Dados dos eventos E_1 y E_2 , la probabilidad condicional de que E_1 ocurra si E_2 y ase ha producido se define como:

$$P(E_1|E_2) = \frac{P(E_1 \cap E_2)}{P(E_2)} \quad (\text{B.39})$$

Donde $P(E_1|E_2)$ es la notación utilizada para denotar el caso en el que el evento E_1 ocurre dado el evento E_2 . La cantidad $P(E_1 \cap E_2)$ representa la probabilidad de la intersección (\cap) de los eventos E_1 y E_2 . El término “intersección” significa que los eventos E_1 y E_2 ocurren simultáneamente.

Sean X y Y variables aleatorias como función de densidad de probabilidad conjunta f . Se define la función de densidad de probabilidad condicional de X dado $Y=y$, como:

$$f_{X|Y}(x|y) = \frac{f(x, y)}{f_Y(y)} \quad (\text{B.40})$$

para todos los y y con $f_Y(y) > 0$.

La función de distribución condicional de X dado $Y=y$, está definida como:

$$F_{X|Y}(x|y) = P(X \leq x|Y = y) = \int_{-\infty}^x f_{X|Y}(t|y) dt \quad (\text{B.41})$$

para todos los y con $f_Y(y) > 0$.

Teorema central del límite

Uno de los más importantes resultados de la teoría de probabilidad, es conocido como el teorema central del límite que establece que la suma (y , por

consiguiente también la media) de un gran número de variables aleatorias independientes sigue aproximadamente un distribución normal (Ross, 2007)

Sea X_1, X_2, \dots, X_n una muestra aleatoria procedente de una población con media μ y desviación típica σ . Si n es suficientemente grande, la suma

$$X_1 + X_2 + \dots + X_n \tag{B.42}$$

sigue aproximadamente una distribución con media μ y desviación típica $\sigma\sqrt{n}$.

Se puede utilizar el teorema central del límite para calcular la distribución de la media muestral. Sea X_1, X_2, \dots, X_n una muestra aleatoria procedente de la población con media μ y varianza σ^2 , y sea:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \tag{B.43}$$

la media muestral. Puesto que la multiplicación de una normal por contante continúa siendo normal, se sigue del teorema central del límite que \bar{X} (que es igual a $\sum_{i=1}^n X_i$ multiplicada por la contante $1/n$) se distribuirá aproximadamente como una normal, si el tamaño de la muestra es grande. Si se tiene en cuenta que \bar{X} tiene media μ y desviación típica σ/\sqrt{n} , la variable estandarizada:

$$\frac{\bar{X} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \tag{B.44}$$

seguirá aproximadamente una distribución normal estándar.

Sea \bar{X} la media muestral de una muestra de tamaño n procedente de una población con media μ y varianza σ^2 . Por el teorema central del límite.

$$P[\bar{X} \leq a] = P\left[\frac{\bar{X} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \leq \frac{a - \mu}{\sigma/\sqrt{n}}\right] \approx P\left[Z \leq \frac{a - \mu}{\sigma/\sqrt{n}}\right] \quad (\text{B.45})$$

donde Z representa una normal estándar. De tal forma que podemos calcular el intervalo de confianza de $(1-\alpha)\%$ confianza para \bar{X} , tomando en cuenta el TLC como $\bar{X} \pm Z_{1-\alpha} \sigma/\sqrt{n}$.

Regresión Lineal Simple

Un modelo de regresión lineal simple relaciona una variable dependiente y con una variable independiente x . Si se supone un conjunto de n observaciones, cada observación consta de un valor de x y el valor correspondiente de y . Entonces (Bowerman et al, 2007):

El modelo de regresión lineal (o de una recta) simple es:

$$y = \mu_{y|x} + \varepsilon = \beta_0 + \beta_1 x + \varepsilon \quad (\text{B.46})$$

Donde:

1. $\mu_{y|x} = \beta_0 + \beta_1 x$ es el valor medio de la variable dependiente y cuando el valor de la variable independiente es x .
2. β_0 es la ordenada al origen o valor medio de y cuando x es igual a 0.
3. β_1 es la pendiente, cambio (cantidad de incremento o de decremento) en el valor medio de y asociado con un cremento de una unidad en x . Si β_1 es positiva, el valor medio de y se incrementa cuando aumente x .
4. ε es un término de error que describe los efectos en y de todos los factores que no son los valores de la variable independiente x .

Función de probabilidad

En sentido matemático, la confiabilidad se mide por la probabilidad de que un sistema o un componente funcionará sin fallar durante un intervalo de tiempo especificado $(0, t)$ en condiciones de funcionamiento dadas y condiciones ambientales. La probabilidad $P(T > t)$ de que el tiempo hasta que se alcance la falla será mayor que un tiempo especificado t , está dada por la función de confiabilidad $R(t) = P(T > t)$, también referida como la función de supervivencia. La función de confiabilidad es una función no monótona creciente, siempre igual a la unidad al inicio de la vida $R(t) = 1 - F(t)$, es decir, Confiabilidad = 1 – Probabilidad de falla. Si T es el momento en el que ocurre la falla, $F(t)$ da la probabilidad $P(T \leq t)$ de que el tiempo en el que ocurre la falla T sea menos que un tiempo especificado t , en otras palabras, la probabilidad de que el sistema falle antes que se alcance el tiempo t (Todinov, 2005).

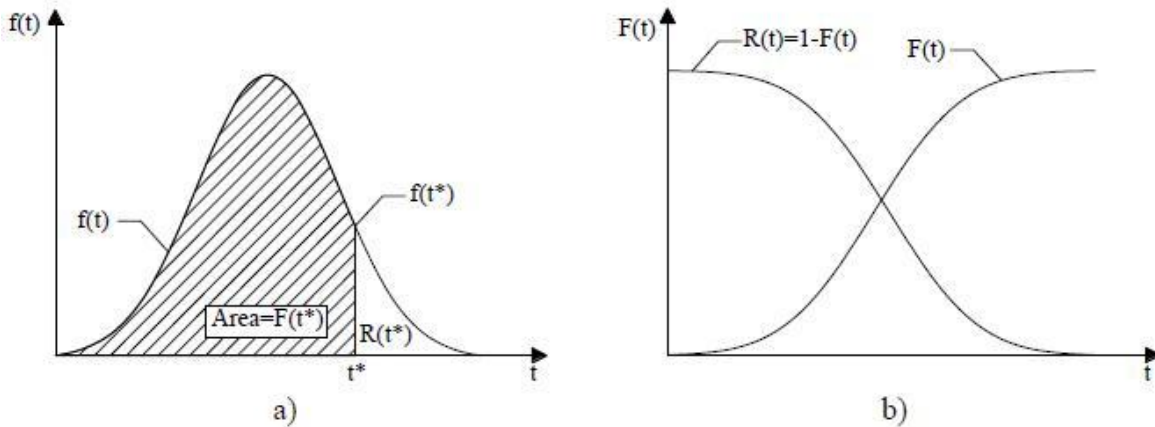


Figura B.7 a) Función de densidad de falla, b) Función de confiabilidad y función de distribución acumulada del tiempo de falla

B.2 ESTRATEGIA GENERAL DE SOLUCIÓN PARA OBTENER H_{LS}

A lo largo del presente apéndice se presentarán las expresiones desarrolladas por Jalayer y Cornell (2002) para obtener la frecuencia media anual de excedencia de un nivel de desempeño deseado H_{LS} para lo cual será necesario obtener el peligro de aceleración espectral, la relación entre la mediana de la demanda y la aceleración espectral y la frecuencia media anual de excedencia de la demanda. Posteriormente se introducen las incertidumbres epistémicas para finalmente obtener las expresiones empleadas por el formato DCFD.

Es importante señalar que las deducciones mostradas a continuación son las presentadas en el formato DCFD, sin embargo para la investigación desarrollada el parámetro denominado como desplazamiento cambia por la distorsión máxima de entrepiso, mientras que la medida de la intensidad denominada aceleración espectral en el formato DCFD, para la investigación desarrollada es la Pseudo-aceleración normalizada respecto a la aceleración de la gravedad (Sa/g).

La frecuencia media anual de excedencia H_{LS} se define como el producto de la tasa media anual de ocurrencia de eventos sísmicos con intensidad mayor que un cierto nivel mínimo, ν , y la probabilidad de que la demanda D exceda la capacidad C :

$$H_{LS} = \nu[D > C] \quad (B.47)$$

Para obtener H_{LS} , el primer pas consiste en descomponer la probabilidad de exceder un estado límite con respecto a la demanda basada en desplazamiento utilizando el teorema de probabilidad total:

$$H_{LS} = v[D > C] = v \sum_{\text{todo } d} P[D > C] \cdot P[D = d] \quad (\text{B.48})$$

El segundo paso consiste en descomponer el término $P[D = d]$, o la probabilidad de que la demanda basada en el desplazamiento sea igual a un valor d , con respecto a la aceleración espectral:

$$H_{LS} = v[D > C] = v \sum_{\text{todo } d} \sum_{\text{todo } x} P[D > C | D = d] \cdot P[D = d | S_a = x] \quad (\text{B.49})$$

Las ecuaciones B.47, B.48 y B.49 son válidas para variables discretas y son mostradas para identificar los componentes fundamentales del DCFD, más adelante se presentarán las demostraciones para variables continuas basadas en las mismas consideraciones posteriores.

B.2.1 PELIGRO DE ACELERACIÓN ESPECTRAL

El peligro correspondiente a un valor especificado de intensidad de movimiento (S_a) se define como la frecuencia media anual de que la intensidad de los futuros eventos de movimiento del suelo sean mayores o iguales a un valor x , y se denota por $H_{S_a}(x)$. También se define como el producto de la tasa media anual de eventos sísmicos con aceleración espectral superior a un valor mínimo, v , y la probabilidad de que se supere el valor de aceleración espectral, x , denotado por $G_{S_a}(x)$

$$H_{S_a}(x) = v \cdot G_{S_a}(x) \quad (\text{B.50})$$

Las curvas de peligro sísmico de aceleraciones espectrales normalmente son proporcionadas por sismólogos para un sitio determinado. Cada curva proporciona la frecuencia media anual de superar determinado valor de aceleración espectral para un periodo y un coeficiente de amortiguamiento especificados. Se puede recurrir a aproximaciones de las curvas de interés a a partir de una ley de potencias (Luco y Cornell, 1998):

$$H_{S_a}(x) = P[S_a \geq x] = k \cdot x^{-r} \quad (\text{B.51})$$

B.2.2 RELACIÓN ENTRE LA MEDIANA DE LA DEMANDA BASADA EN EL DESPLAZAMIENTO DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL

Los valores de demanda son obtenidos normalmente a partir de análisis estructurales para diferentes niveles de intensidad del movimiento del suelo. En dichos resultados existe variación como resultado de la aleatoriedad del fenómeno sísmico. Por tal motivo es conveniente introducir una relación funcional entre la medida de intensidad del movimiento del suelo y un valor central, es decir un valor medio de la demanda \hat{D} de los datos disponibles. Para una aceleración espectral igual a x , la relación funcional será:

$$\hat{D}(x) = g(x) \quad (\text{B.52})$$

Es posible construir un modelo probabilístico condicional de la variabilidad de D , mostrado a continuación:

$$D = \widehat{D}(x) \cdot \varepsilon = g(x) \cdot \varepsilon \quad (\text{B.53})$$

Donde ε es una variable aleatoria con media igual a la unidad y una distribución de probabilidad que establece una relación funcional particular que se ajusta a la curva de desempeño estructural. Utilizando una regresión lineal en escala logarítmica ($\ln \widehat{D} = \ln a + b \ln x$) permitirá adaptar nuestros pares de datos de la respuesta de desplazamiento máximo de entrepiso y la aceleración espectral a una ley de potencias $a \cdot S_a^b$.

$$\widehat{D}(x) = a \cdot S_a^b \quad (\text{B.54})$$

B.2.3 FRECUENCIA MEDIA ANUAL DE EXCEDENCIA DE LA DEMANDA

La demanda puede escribirse en términos del producto del valor de la mediana de la demanda y una variable aleatoria lognormal ε :

$$D = \widehat{D}(x) \cdot \varepsilon \quad (\text{B.55})$$

ε puede ser representada por una distribución lognormal, en cuyo caso se definen sus parámetros, mediana y desviación estándar de $\ln \varepsilon$, como:

$$\hat{\varepsilon} = e^{\text{mediana}(\ln(\varepsilon))} = 1 \quad (\text{B.56})$$

$$\sigma_{\ln(\varepsilon)} = \beta_{D|S_a} \quad (\text{B.57})$$

Sustituyendo B.54 en B.55 tenemos:

$$D = a \cdot S_a^b \cdot \varepsilon \quad (\text{B.58})$$

Como se supone que ε es una variable lognormal, se concluye que la demanda basada en el desplazamiento también es una variable aleatoria con las siguientes propiedades estadísticas:

$$\hat{D}(x) = a \cdot S_a^b \quad (\text{B.59})$$

$$\sigma_{\ln D|S_a}(x) = \beta_{D|S_a} \quad (\text{B.60})$$

Donde $\hat{D}(x)$ y $\sigma_{\ln D|S_a}(x)$ son la mediana condicional y la desviación estándar condicional del logaritmo natural de la demanda basada en el desplazamiento dada la aceleración espectral.

La frecuencia media anual de excedencia de la demanda, está dada por:

$$\begin{aligned} H_D(d) &= v \cdot P[D > d] = \int_0^\infty P[D > d|S_a = x] \cdot v \cdot f_{S_a}(x) \cdot dx \quad (\text{B.61}) \\ &= \int_0^\infty P[D > d|S_a = x] \cdot |v \cdot dG_{S_a}(x)| \end{aligned}$$

Siendo $f_{S_a}(x)$ la función de densidad de probabilidad para un valor de aceleración espectral, x , y $G_{S_a}(x)$ la función de distribución acumulada complementaria para $S_a = x$

$$f_{S_a}(x) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{P[x \leq S_a \leq x + \Delta x]}{\Delta x} \quad (\text{B.62})$$

$$= \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{P[S_a \leq x + \Delta x] - P[S_a \leq x]}{\Delta x} = \frac{dF_{S_a}(x)}{dx} = \left| \frac{dG_{S_a}(x)}{dx} \right|$$

El peligro de aceleración espectral

$$H_D(d) = \int_0^{\infty} P[D > d | S_a = x] \cdot |v \cdot dG_{S_a}(x)| \quad (\text{B.63})$$

$$= \int_0^{\infty} P[D > d | S_a = x] \cdot |dH_{S_a}(x)|$$

Recordando que la demanda basada en el desplazamiento se ha supuesto como una variable lognormal, $P[D > d | S_a = x]$ puede establecerse a partir de tablas que proporcionan la función de distribución de una variable normal estandarizada, con el propósito de emplear dichas tablas es necesario transformar la variable aleatoria D en una variable normal estandarizada:

$$P[D > d | S_a = x] = 1 - P[D \leq d | S_a = x] \quad (\text{B.64})$$

$$= 1 - P \left[\frac{\ln D - \text{medianal} \ln D}{\beta_{D|S_a}} \leq \frac{\ln d - \text{medianal} \ln D}{\beta_{D|S_a}} \mid S_a = X \right]$$

$$= 1 - P \left[\frac{\ln D - \ln \hat{D}(x)}{\beta_{D|S_a}} \leq \frac{\ln d - \ln \hat{D}(x)}{\beta_{D|S_a}} \right] = 1 - \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{d}{a \cdot x^b} \right)}{\beta_{D|S_a}} \right)$$

Siendo $\Phi(\cdot)$ la función de distribución acumulada estandarizada Gaussiana.

Sustituyendo B.64 en B.64, tenemos:

$$\begin{aligned}
 H_D(d) &= \int_0^{\infty} P[D > d | S_a = x] \cdot |dH_{S_a}(x)| & (B.65) \\
 &= \int_0^{\infty} \left\{ 1 - \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{d}{a \cdot x^b} \right)}{\beta_{D|S_a}} \right) \right\} \cdot |dH_{S_a}(x)|
 \end{aligned}$$

La derivada del primer término de la ecuación anterior es:

$$\begin{aligned}
 \frac{d}{dx} \left\{ 1 - \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{d}{a \cdot x^b} \right)}{\beta_{D|S_a}} \right) \right\} &= -\frac{d}{dx} \Phi \left(\frac{\ln d - \ln a \cdot x^b}{\beta_{D|S_a}} \right) & (B.66) \\
 &= \frac{b}{x \cdot \beta_{D|S_a}} \cdot \phi \left(\frac{\ln d - \ln a \cdot x^b}{\beta_{D|S_a}} \right)
 \end{aligned}$$

Donde $\phi(\cdot)$ es la función de densidad de probabilidad estandarizada Gaussiana, igual a:

$$\phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (B.67)$$

Reorganizando la ecuación B.63 y suponiendo que el término $P[D > d | S_a = x] \cdot H_{S_a}$ es cercano a cero para los límites de integración, tenemos:

$$\begin{aligned}
 H_D(d) &= \int_0^{\infty} \frac{P[D > d | S_a = x]}{dx} \cdot H_{S_a}(x) dx & (B.68) \\
 &= \int_0^{\infty} \frac{b}{x \cdot \beta_{D|S_a}} \cdot \Phi\left(\frac{\ln d - \ln a \cdot x^b}{\beta_{D|S_a}}\right) H_{S_a}(x) dx
 \end{aligned}$$

Sustituyendo el término de peligro $H_{S_a}(x)$ por su aproximación de ley de potencias presentada en la ecuación B.51 y la forma analítica de la función $\Phi(\cdot)$ de la ecuación B.67, en la ecuación B.68, obtenemos:

$$H_D(d) = \int_0^{\infty} \frac{b}{x \cdot \beta_{D|S_a}} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln d - \ln a - b \ln x}{\beta_{D|S_a}}\right)^2\right) k \cdot x^{-r} \cdot dx \quad (B.69)$$

Con el propósito de calcular la integral anterior, se formará un término cuadrático con la potencia del término exponencial dentro de la integral para formar la función de distribución de probabilidad Gaussiana y al integrar para todos los valores posibles de la variable se obtenga un valor igual a la unidad.

$$\begin{aligned}
 H_D(d) &= k \int_0^{\infty} \frac{b}{x \cdot \beta_{D|S_a}} \cdot \frac{1}{2\pi} & (B.70) \\
 &\cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln\left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{b}} - b \ln x}{\frac{\beta_{D|S_a}}{b}}\right)^2\right) \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot 2r \ln x\right) \cdot dx
 \end{aligned}$$

El siguiente paso consiste en formar un término cuadrado en el interior de la integral y separar los términos constantes de la integral:

$$\begin{aligned}
 H_D(d) &= k \cdot \exp\left(\frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\beta_{D|Sa}}{b}\right)^2\right) & (B.71) \\
 &\cdot \exp\left(-r \ln\left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right) \int_0^\infty \frac{b}{x \cdot \beta_{D|Sa}} \cdot \frac{1}{2\pi} \\
 &\cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \left\{r \left(\frac{\beta_{D|Sa}}{b}\right)^2 - \ln\left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right\}}{\frac{\beta_{D|Sa}}{b}}\right)^2\right) \cdot dx
 \end{aligned}$$

El término dentro de la integral es una función de distribución de probabilidad estandarizada para la variable Gaussiana estandarizada con derivada $\frac{du}{dx}$:

$$\begin{aligned}
 u &= \frac{\ln x - \left\{r \left(\frac{\beta_{D|Sa}}{b}\right)^2 - \ln\left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right\}}{\frac{\beta_{D|Sa}}{b}} \\
 \frac{du}{dx} &= \frac{b}{x \cdot \beta_{D|Sa}}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto la frecuencia media anual de excedencia de la demanda puede expresarse como:

$$\begin{aligned}
 H_D(d) &= k \cdot \exp\left(\frac{1}{2}r^2 \left(\frac{\beta_{D|Sa}}{b}\right)^2\right) & (B.72) \\
 &\cdot \exp\left(-r \ln\left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right) \int_0^\infty \left(\Phi\left(\frac{\ln x - \left\{r \left(\frac{\beta_{D|Sa}}{b}\right)^2 - \ln\left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right\}}{\frac{\beta_{D|Sa}}{b}}\right)\right)^2 \\
 &\cdot dx
 \end{aligned}$$

La integral de la ecuación B.72 es la integral de una función de densidad de probabilidad normal, y cuando es evaluada para todos los valores posibles de x, es igual a la unidad, por lo que la frecuencia media anual de excedencia de la demanda puede escribirse de forma simplificada como:

$$\begin{aligned}
 H_D(d) &= k \cdot \exp\left(\frac{1}{2}r^2 \left(\frac{\beta_{D|Sa}}{b}\right)^2\right) \cdot \exp\left(-r \ln\left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right) = k \left(\frac{d}{a}\right)^{-\frac{r}{b}} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} & (B.73) \\
 &= H_{Sa}(S_a^d) \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2}
 \end{aligned}$$

B.2.4 FRECUENCIA MEDIA ANUAL DE EXCEDER UN ESTADO LÍMITE

La frecuencia media anual de exceder un estado límite, H_{LS} , se puede expresar como la probabilidad de estado límite $P[D \geq C]$ veces la tasa de sismicidad (v):

$$H_{LS} = v \cdot P[D \geq C] = \sum_{\text{toda } c} v \cdot P[D \geq c] P[C = c] \quad (B.74)$$

La probabilidad de que la demanda supere a la capacidad para un valor dado de capacidad puede determinarse a partir de la curva de frecuencia media anual de excedencia de la demanda:

$$H_D(c) = v \cdot P[D \geq c] \quad (\text{B.75})$$

Sustituyendo la ecuación B.75 en la ecuación B.74, tenemos:

$$H_{LS} = v \cdot P_{LS} = \sum_{\text{toda } c} H_D(c) \cdot P[C = c] \quad (\text{B.76})$$

La ecuación anterior es válida para variables discretas, en forma continua, la sumatoria se sustituye por una integral y el término $P[C = c]$ se sustituye por el término de la función de densidad de probabilidad $f_c(c)dc$:

$$H_{LS} = v \cdot P_{LS} = \int H_D(c) \cdot f_c(c) \cdot dc \quad (\text{B.77})$$

Sustituyendo el valor $H_D(c)$ de la ecuación B.73 en la ecuación B.77, obtenemos:

$$H_{LS} = v \cdot P_{LS} = \int H_D(c) \cdot f_c(c) \cdot dc = \int H_{Sa}(S_a^d) \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_D^2|S_a} f_c(c) \cdot dc \quad (\text{B.78})$$

Recordando $H_{Sa}(S_a^d) = k \left(\frac{c}{a}\right)^{-\frac{r}{b}}$, sustituyendo este valor en la ecuación B.78, tenemos:

$$\begin{aligned}
 H_{LS} = v \cdot P_{LS} &= \int H_{Sa}(S_a^d) \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} f_c(c) \cdot dc & (B.79) \\
 &= \int k \left(\frac{c}{a}\right)^{-\frac{r}{b}} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} f_c(c) \cdot dc
 \end{aligned}$$

Se supone que C es una variable aleatoria lognormal con las siguientes características:

$$mediana(C) = \hat{C}$$

$$\sigma_{\ln(C)} = \beta_C$$

Realizando un arreglo de términos, obtenemos:

$$\begin{aligned}
 H_{LS} = v \cdot P_{LS} &= \int k \left(\frac{c}{a}\right)^{-\frac{r}{b}} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} f_c(c) \cdot dc & (B.80) \\
 &= k \left(\frac{1}{a}\right)^{-\frac{r}{b}} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} \cdot \int c^{-\frac{r}{b}} \cdot f_c(c) \cdot dc
 \end{aligned}$$

El término en el interior de la última integral de la ecuación B.80 es igual al valor esperado de $c^{-\frac{r}{b}}$. Siendo C una variable aleatoria lognormal, el valor esperado es:

$$\int e^{ax} \cdot f_{\ln Y}(x) \cdot dx = E(Y^a) = E(e^{a \ln Y}) = (\hat{Y})^a \cdot e^{\frac{1}{2}a^2\sigma_{\ln Y}^2} \quad (B.81)$$

Como el estado límite de capacidad C se supone como una variable lognormal, realizando la consideración anterior se obtiene:

$$H_{LS} = k \left(\frac{1}{a} \right)^{-\frac{r}{b}} \cdot \hat{C}^{-\frac{r}{b}} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{\hat{C}}^2} \quad (\text{B.82})$$

Por lo tanto la frecuencia media anual de exceder un estado límite está dada por:

$$\begin{aligned} H_{LS} &= v \cdot P[D \geq C] = k \left(\frac{\hat{C}}{a} \right)^{-\frac{r}{b}} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{\hat{C}}^2} \\ &= H_{Sa}(S_a^{\hat{C}}) \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{\hat{C}}^2} \end{aligned} \quad (\text{B.83})$$

B.2.5 FORMATO DCFD

Es necesario establecer un criterio de diseño, para lo cual se establece una probabilidad anual permisible de frecuencia media anual de excedencia (P_0):

$$H_{LS} \leq P_0 \quad (\text{B.84})$$

La igualdad anterior puede representarse como sigue:

$$H_{Sa}(S_a^{\hat{C}}) \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|Sa}^2} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{\hat{C}}^2} \leq P_0 \quad (\text{B.85})$$

Si se establece el valor de aceleración espectral $S_a^{\hat{C}}$, la expresión anterior puede escribirse como:

$$k \left(\frac{\hat{C}}{a} \right)^{\frac{-r}{b}} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2} \beta_{D|S_a}^2} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2} \beta_{\hat{C}}^2} \leq P_0 \quad (\text{B.86})$$

Resolviendo la ecuación anterior para la mediana de la capacidad, obtenemos:

$$\hat{C} \leq a \left(\left(\frac{P_0}{k} \right)^{-\frac{1}{r}} \right)^b \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2} \beta_{D|S_a}^2} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2} \beta_{\hat{C}}^2} \quad (\text{B.87})$$

La expresión $\left(\frac{P_0}{k} \right)^{-\frac{1}{r}}$, es la aceleración espectral para un valor permisible de frecuencia media anual de exceder un estado límite, que se denotará como P_0
 S_a , de acuerdo a esta consideración, la ecuación B.80 puede expresarse como:

$$\hat{C} \leq a \left(P_0 \quad S_a \right)^b \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2} \beta_{D|S_a}^2} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2} \beta_{\hat{C}}^2} \quad (\text{B.88})$$

En la ecuación anterior $a \left(P_0 \quad S_a \right)^b$ es igual a la mediana de la demanda $\left(\hat{D} \right)_{P_0 \quad S_a}$ para un valor de aceleración espectral dado $\left(P_0 \quad S_a \right)$. Por lo tanto, la ecuación B.88 puede escribirse como:

$$\widehat{D}_{P_0|S_a} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|S_a}^2} \leq \widehat{C} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_C^2} \quad (\text{B.89})$$

En la expresión anterior la mediana de la demanda basada en el desplazamiento $\widehat{D}_{P_0|S_a}$, o mediana de la demanda para una intensidad de movimiento dada P_0 S_a , puede calcularse como:

$$\widehat{D}_{P_0|S_a} = a \cdot \left(\frac{P_0}{S_a} \right)^b = a \cdot \left(\frac{P_0}{k} \right)^b \quad (\text{B.90})$$

En la ecuación B.82, los parámetros $\widehat{D}_{P_0|S_a}$ y \widehat{C} se refieren a la mediana de la demanda y la capacidad, respectivamente, mientras que $e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{D|S_a}^2}$ y $e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_C^2}$, serán denominados factores de demanda (γ) y de capacidad (ϕ), respectivamente.

Las expresiones presentadas anteriormente consideran únicamente la incertidumbre aleatoria, es decir, la variabilidad de los registros en la estimación de la capacidad y la demanda. Sin embargo, a continuación se presenta la expresión que considera también la incertidumbre epistémica, la cual es producto del conocimiento limitado en la estimación del peligro de aceleración, en la demanda y en la capacidad, lo anterior afecta la estimación de la media de H_{LS} , reemplazando H_{LS} por su media estimada \bar{H}_{LS} . Para tener una descripción detallada de la obtención de dichas incertidumbres es recomendable consultar el formato de diseño por factores de demanda y capacidad (Jalayer y Cornell, 2003)

$$H_{LS} = v \cdot \bar{P}[D \geq C] = \bar{H}_{Sa}(S_a^{\hat{c}}) \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}(\beta_{RD}^2 + \beta_{UD}^2)} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}(\beta_{RC}^2 + \beta_{UC}^2)} \quad (\text{B.91})$$

Así la ecuación B.82 puede expresarse como:

$$\hat{D}_{P_0} \Big|_{S_a} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}(\beta_{RD}^2 + \beta_{UD}^2)} \leq \hat{C} \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}(\beta_{RC}^2 + \beta_{UC}^2)} \quad (\text{B.92})$$

Ahora, se construirá un intervalo de confianza mediante la estimación de la mediana de H_{LS} que refleje la incertidumbre epistémica de la demanda y de la capacidad. La frecuencia de estado límite, correspondiente al nivel de confianza x , denotada por H_{LS}^x

$$H_{LS}^x = \bar{H}_{Sa}(S_a^{\hat{c}}) \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{RT}^2} \cdot e^{K_x \beta H_{LS}} \quad (\text{B.93})$$

Donde K_x , corresponde al cuantil asociado a un nivel de confianza x de una distribución normal estándar.

Recordando, la aceleración espectral que corresponde a la mediana de la capacidad basada en el desplazamiento se puede calcular mediante la siguiente ley de potencias:

$$\bar{H}_{Sa}(S_a^{\hat{c}}) = k(S_a^{\hat{c}})^r = k \left(\frac{\hat{C}}{a} \right)^{\frac{-r}{b}} \quad (\text{B.94})$$

donde " $\bar{\quad}$ " denota la media estimada.

Con lo anterior, la ecuación B.93 puede expresarse como:

$$H_{LS}^x = k \left(\frac{\hat{C}}{a} \right)^{\frac{-r}{b}} e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{RT}^2} \cdot e^{K_X\beta_{HLS}} \quad (\text{B.95})$$

Considerando el criterio de diseño $H_{LS}^x \leq P_0$, se tiene:

$$k \left(\frac{\hat{C}}{a} \right)^{\frac{-r}{b}} e^{\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{RT}^2} \cdot e^{K_X\beta_{HLS}} \leq P_0 \quad (\text{B.96})$$

Realizando unos arreglos en la ecuación anterior, obtenemos:

$$\hat{C} \cdot e^{-\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{RT}^2} \cdot e^{-K_X\beta_{HLS}} \leq a \left(\frac{P_0}{k} \right)^{\frac{-b}{r}} \quad (\text{B.97})$$

Como $\beta_{UT} = \frac{b}{r}\beta_{HLS}$, la ecuación anterior se puede escribir como

$$\hat{C} \cdot e^{-\frac{1r^2}{2b^2}\beta_{RT}^2} \cdot e^{-K_X\beta_{UT}} \leq a \left(\frac{P_0}{k} \right)^{\frac{-b}{r}} \quad (\text{B.98})$$

Multiplicando ambos lados de la desigualdad anterior por $e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{UT}^2}$, obtenemos:

$$\hat{C} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{RT}^2} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{UT}^2} \cdot e^{-K_X\beta_{UT}} \leq a \left(\frac{P_0}{k}\right)^{\frac{b}{r}} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{UT}^2} \quad (\text{B.99})$$

Reorganizando los términos en la ecuación B.99 y recordando que

$$\hat{D}_{\left| \begin{smallmatrix} P_0 \\ S_a \end{smallmatrix} \right.} = a \cdot \left(\frac{P_0}{k}\right)^b$$

$$\hat{C} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{RC}^2} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{UC}^2} \geq \hat{D}_{\left| \begin{smallmatrix} P_0 \\ S_a \end{smallmatrix} \right.} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{RD}^2} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{UD}^2} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{UT}^2} \cdot e^{-K_X\beta_{UT}} \quad (\text{B.100})$$

De la expresión anterior, se definen los factores de demanda (γ) y capacidad (ϕ) como:

$$\gamma = \gamma_R \cdot \gamma_U = e^{\frac{1r}{2b}\beta_{RD}^2} \cdot e^{\frac{1r}{2b}\beta_{UD}^2} \quad (\text{B.101})$$

$$\phi = \phi_R \cdot \phi_U = e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{RC}^2} \cdot e^{-\frac{1r}{2b}\beta_{UC}^2} \quad (\text{B.102})$$

El factor de demanda correspondiente al nivel de confianza x , es denotado por λ_x , y se define como:

$$\lambda_x = e^{-\beta_{UT}(K_X - \frac{1r}{2b}\beta_{UT})} \quad (\text{B.103})$$

Una vez definidos los factores anteriores, la igualdad B.100 puede escribirse como:

$$\widehat{D}_{S_a}^{P_0} \cdot \gamma \leq \widehat{C} \cdot \emptyset \cdot \lambda_x \quad (\text{B.104})$$

Despejando λ_x , obtenemos:

$$\lambda_x = \frac{\widehat{D}_{S_a}^{P_0} \cdot \gamma}{\widehat{C} \cdot \emptyset} \quad (\text{B.105})$$

En la presente investigación, el parámetro denominado λ_x , es identificado como factor de confianza y denotado por $\lambda_{confianza}$.

Si de la ecuación B.103 se despeja

$$K_x = \left(\frac{1}{2} \frac{r}{b} \beta_{UT} + \frac{\ln(\lambda_x)}{\beta_{UT}} \right) \quad (\text{B.106})$$

El parámetro K_x fue presentado en el Capítulo 2 de la presente investigación, y corresponde al cuantil asociado a un nivel de confianza x de una distribución normal estándar. Esto es debido a que la frecuencia de estado límite se ajusta a los supuestos del teorema del límite central descrito en este apéndice (sección B.1). Partiendo de la ecuación B.86 que es la que incluye el término K_x , al aplicar logaritmo natural obtenemos:

$$K_x = \frac{\ln(H_{LS}^X) - \ln \left[\bar{H}_{S_a}(S_a^{\widehat{C}}) \cdot e^{\frac{1r^2}{2b^2} \beta_{RT}^2} \right]}{\beta_{H_{LS}}} \quad (\text{B.107})$$

La ecuación anterior tiene las consideraciones que pide el Teorema del límite central. Cabe mencionar que el intervalo de confianza de la frecuencia media anual de exceder un estado límite está construido alrededor de la media y de las incertidumbres correspondiente, es decir, alrededor de \bar{H}_{LS} . Esto con la finalidad de obtener un intervalo de confianza de la siguiente manera:

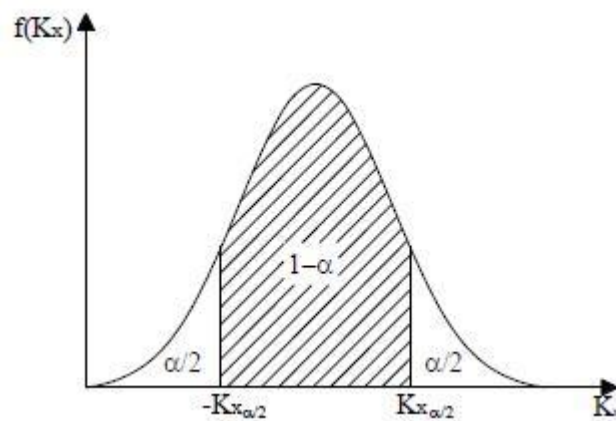


Figura B.8 Intervalo de confianza