



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

**EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE LA CONFIABILIDAD SÍSMICA DE
EDIFICIOS MEDIANTE EL FORMATO DE DISEÑO POR FACTORES DE DEMANDA
Y CAPACIDAD**

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ciencias (Estructuras)

Presenta:

Ing. Karla Iliana Avila Hermosillo

Dirigido por:

Dr. Marco Antonio Montiel Ortega

SINODALES


Dr. Marco Antonio Montiel Ortega
Presidente

Dr. Marco Antonio Torres Pérez Negrón
Secretario

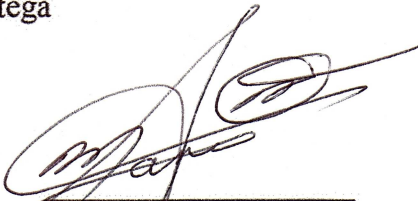
Dr. Omar Chávez Alegría
Vocal

M.C. Guillermo Arturo Díaz de León Piña
Suplente


M.C. Sara Silva Hernández
Suplente



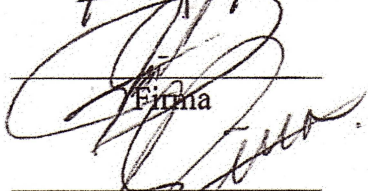
Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad



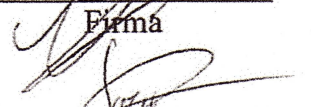
Firma



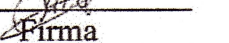
Firma



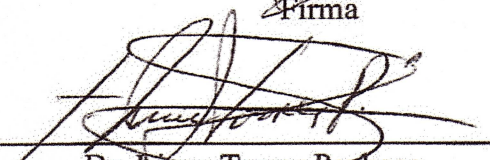
Firma



Firma



Firma



Dr. Ineco Torres Pacheco
Director de investigación y Posgrado

Centro Universitario
Santiago de Querétaro, Qro.
Agosto de 2013
México

RESUMEN

Se presenta la evaluación de la confiabilidad sísmica de tres edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles diseñados a partir de las recomendaciones del Instituto Americano del concreto en su versión 2008 (ACI318-08) y se comparan con la confiabilidad de edificios de igual tipología diseñados a partir de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal en su versión 2004 (NTC-RCDF-04). Los edificios se suponen ubicados en la zona IIIb del Valle de México, diseñados para uso de oficinas. Para estimar la confiabilidad de los edificios se recurrió al formato de diseño por factores de capacidad y demanda (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, a partir del cual se obtuvieron los factores y niveles de confianza correspondientes a los estados límite de servicio, seguridad de vida y colapso. Para obtener la capacidad estructural se realizaron Análisis Dinámicos Incrementales, los cuales proporcionaron las curvas de respuesta de las estructuras (distorsión máxima de entrepisos) ante los 14 registros sísmicos seleccionados llevados hasta niveles de intensidad (S_a/g) asociadas a la capacidad última de las estructuras; mientras que 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 en estudio. Adicionalmente, se realizó un análisis de costos. Una vez obtenidos los resultados de confiabilidad y costos, se realizó una comparativa entre los resultados obtenidos para ambos reglamentos y se estableció cuál de estos proporcionó mejores resultados.

Palabras clave: Confiabilidad estructural, Análisis Dinámico Incremental, Concreto reforzado.

SUMMARY

A seismic reliability test for three reinforced concrete building of 5, 10 and 15 stories is presented based on the dispositions codes by American Concrete Institute 2008 edition (ACI318-08) and it is compared to three same characterized buildings designed under the Construction Code for Mexico City in its 2004 version (NTC-RCDF-04). All structures, placed upon the Lake Zone in the Mexico Valley, were designed to become office buildings. The reliability of these buildings was obtained using the Demand-Capacity Factor Design (DCFD), which is based on a probabilistic field that considers explicitly random uncertainty and epistemic uncertainty on both capacity and demand. Based on DCFD, factors and levels of reliability were obtained for following limits states: service, life security and collapse. Structural capacity was obtained by applying Dynamic Incremental Analysis which produced response curves from the structure -maximum interstory drift- to the 14 (Sa/g) intensity level taken selected seismic records associated to the ultimate capacity of the structures. Structural demand was obtained by running non-linear dynamic analysis tests in which structural response was determined for the magnitude intensity associated to a certain seismic hazard for the mentioned limits states. Additionally, a cost analysis was developed. Based on reliability and cost results, both code buildings were compared. Finally, it was established which of the building codes yielded the best results.

Keywords: Structural reliability, Incremental Dynamic Analysis, Reinforced concrete.

***“El hombre encuentra a Dios detrás de cada
puerta que la ciencia logra abrir”***

Albert Einstein

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por ser esa luz que ha iluminado mi camino y me ha permitido realizar mis sueños y alcanzar mis metas.

A mis padres Joge Avila y Patricia Hermosillo, que me han dado lo mejor de ellos y que con su amor, comprensión y guía, me han impulsado día a día.

A Manuel por su apoyo incondicional, por su paciencia y por ser mi mejor compañero de vida.

A mis hermanos Jorge y Jesús, por su confianza y apoyo.

A Luis por su amistad constante y por todos aquellos consejos que siempre valoraré.

A la Universidad Autónoma de Querétaro, por haberme brindado la oportunidad de crecer académicamente.

Al Dr. Marco Antonio Montiel Ortega, por haber dirigido mi tesis y por todos los conocimientos aportados a esta.

A la Dra. Sonia Ruiz por haber proporcionado la información fundamental para el desarrollo de mi tesis.

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

ÍNDICE

RESUMEN	i
SUMMARY	ii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4 HIPÓTESIS Y OBJETIVOS.....	4
1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES	5
II. MARCO TEÓRICO	6
2.1 SISMICIDAD	6
2.1.1 SISMICIDAD EN LA REPÚBLICA MEXICANA	6
2.1.2 SISMICIDAD DEL VALLE DE MÉXICO.....	8
2.2 NORMATIVAS DE CÁLCULO SÍSMICO	8
2.3 CONCEPTOS BÁSICOS DE CONFIABILIDAD.....	8
2.4 MODELACIÓN	10
2.4.1 MODELO DE ANÁLISIS INELÁSTICO: DISCRETO	10
2.4.2 ECUACIÓN DE MOVIMIENTO	10
2.4.3 INTEGRACIÓN DE LA ECUACIÓN DE MOVIMIENTO NO LINEAL	13
2.4.3.1 MÉTODO DE INTEGRACIÓN: MÉTODO β DE NEWMARK	13
2.4.4 CONSIDERACIONES DEL PROGRAMA EMPLEADO PARA REALIZAR LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES	15
2.4.4.1 MODELO HISTERÉTICO: TAKEDA MODIFICADO	16
2.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	19
2.5.1 ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.....	19
2.5.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO ($f'c$).....	19
2.5.3 MODELOS DE COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS MATERIALES	20
2.5.3.1 MODELO DE KENT Y PARK	20
2.5.3.2 MODELO DE MANDER.....	21
2.6 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES	23

2.6.1 TRABES	23
2.6.2 COLUMNAS	23
2.7 CARGAS APLICADAS A LOS MARCOS ANALIZADOS	24
2.7.1 CARGA VIVA.....	24
2.7.2 CARGA MUERTA	24
2.8 MOVIMIENTOS SÍSMICOS	25
2.8.1 ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS	26
2.8.2 CURVA DE PELIGRO SÍSMICO	26
2.8.3 ESCALAMIENTO DE LA HISTORIA DE ACELERACIONES A PARTIR DE UN FACTOR DE ESCALA (FE)	26
2.8.4 ESPECTROS DE RESPUESTA	27
2.9 EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS	32
2.9.1 MÉTODOS POR INTEGRACIÓN NUMÉRICA	33
2.9.2 MÉTODO SIMPLIFICADO.....	34
2.9.3 FORMATO DCFD.....	35
2.9.3.1 DEMANDA DE LOS EDIFICIOS (\hat{D}).....	36
2.9.3.1.1 PARÁMETRO REPRESENTATIVO DE LA DEMANDA (b).....	36
2.9.3.1.2 MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A LOS ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS	36
2.9.3.1.3 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{DR}) Y EPISTÉMICAS (σ_{DU}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL.....	36
2.9.3.1.4 FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ).....	37
2.9.3.2 CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS	37
2.9.3.2.1 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (ADI).....	37
2.9.3.2.2 MEDIANA DE LA CAPACIDAD DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{C}).....	39
2.9.3.2.3 INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) Y EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS A LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL	39
2.9.3.2.4 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ).....	40
2.9.3.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)	40
2.9.3.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$	40
III. METODOLOGÍA	42
3.1 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LOS DISEÑOS A PARTIR DEL ACI318-08 Y DEL RCDF-04, NECESARIOS PARA REALIZAR LOS MODELOS ESTRUCTURALES	43

3.2 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS.....	45
3.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS DE INTERÉS.....	45
3.2.2 CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA.....	48
3.3 MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS.....	51
3.3.1 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE MOMENTO CURVATURA EMPLEADOS EN LA MODELACIÓN DE LOS EDIFICIOS.....	53
3.3.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	53
3.3.3 DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES ASOCIADOS A LOS DOS PRIMEROS MODOS DE VIBRAR DE LAS ESTRUCTURAS.....	54
3.3.4 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS GRAVITACIONALES CONSIDERADAS.....	54
3.4 EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD SÍSMICA DE LAS ESTRUCTURAS MEDIANTE EL DCFD.....	54
3.4.1 OBTENCIÓN DE LA DEMANDA ESTRUCTURAL (\hat{D}).....	54
1.4.1.1 OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO REPRESENTATIVO DE LA DEMANDA (b).....	58
3.4.1.2 DETERMINACIÓN DE LA MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A LOS ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS.....	59
3.4.1.3 DETERMINACIÓN DE INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{DR}) Y EPISTÉMICAS (σ_{DU}) ASOCIADAS A LA DEMANDA ESTRUCTURAL.....	59
3.4.2 OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO (r) ASOCIADO A LA CURVA DE PELIGRO SÍSMICO ..	60
3.4.3 OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	60
3.4.3.1 DETERMINACIÓN DE LA MEDIANA DE LA CAPACIDAD DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{C}).....	62
3.4.3.2 DETERMINACIÓN DE INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) Y EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS A LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	62
3.4.4 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE DEMANDA (γ) Y CAPACIDAD (ϕ).....	62
3.4.5 CÁLCULO DEL FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$) Y OBTENCIÓN DEL NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$	62
IV. RESULTADOS	64
4.1 RESULTADOS DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE LOS COSTOS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.....	64
4.1.1 EDIFICIOS DE 5 NIVELES.....	64
4.1.1.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.....	64
4.1.1.2 FACTOR DE REDUCCIÓN (ϕ) DE LA CAPACIDAD Y FACTOR DE INCREMENTO (γ) DE LA DEMANDA.....	75

4.1.1.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)	78
4.1.1.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$	78
4.1.1.5 COMPARATIVA DE COSTOS	81
4.1.2 EDIFICIOS DE 10 NIVELES.....	82
4.1.2.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL	83
4.1.2.2 FACTOR DE REDUCCIÓN (ϕ) DE LA CAPACIDAD Y FACTOR DE INCREMENTO (γ) DE LA DEMANDA	93
4.1.2.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)	96
4.1.2.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$	97
4.1.2.5 COMPARATIVA DE COSTOS	99
4.1.3 EDIFICIOS DE 15 NIVELES.....	100
4.1.3.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL	100
4.1.3.2 FACTOR DE REDUCCIÓN (ϕ) DE LA CAPACIDAD Y FACTOR DE INCREMENTO (γ) DE LA DEMANDA	109
4.1.3.3 FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{confianza}$)	112
4.1.3.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$	112
4.1.3.5 COMPARATIVA DE COSTOS	114
4.2 RESUMEN DE RESULTADOS	114
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
VI. REFERENCIAS.....	126
APÉNDICE A.....	130
APÉNDICE B.....	165
APÉNDICE C.....	191

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
2.1 Parámetros estadísticos sobre la resistencia a la compresión de los concretos empleados en los análisis no lineales de los edificios estudiados	20
3.1 Responsables de los análisis y diseños de los edificios estudiados	43
3.2 Características de los registros sísmicos utilizados	46
3.3 Factores de escala y respuesta del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08 para el nivel de intensidad asociado al periodo de retorno $T_R=5$ años	58
4.1 Intensidades asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 5 niveles para el registro del 19Sep85NS (ACI318-08 y RCDF-04)	67
4.2 Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad para los edificios de 5 niveles	70
4.3 Medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	70
4.4 Incertidumbres aleatorias de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DR}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	71
4.5 Incertidumbres epistémicas de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	71
4.6 Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04	73
4.7 Incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	75

4.8	Incertidumbres epistémicas de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	75
4.9	Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	77
4.10	Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	77
4.11	Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	77
4.12	Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	78
4.13	Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	79
4.14	Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	79
4.15	Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04	80
4.16	Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04 (condición estándar)	81
4.17	Cantidades de concreto requeridas para los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como importe por ejecución de concepto relacionado	82
4.18	Cantidades de acero de refuerzo requeridas para los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado	82
4.19	Importe total por conceptos analizados para los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	82

4.20	Intensidades asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 10 niveles para el registro del 19Sep85NS (ACI318-08 y RCDF-04)	86
4.21	Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad	88
4.22	Medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\widehat{D}^{v_0}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	89
4.23	Incertidumbres aleatorias de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DR}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	89
4.24	Incertidumbres epistémicas de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	90
4.25	Mediana de la capacidad (\widehat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04	91
4.26	Incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	93
4.27	Incertidumbres epistémicas de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	93
4.28	Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	95
4.29	Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	95
4.30	Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	95
4.31	Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los	96

	edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	
4.32	Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	97
4.33	Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	97
4.34	Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04	98
4.35	Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04 (condición estándar)	99
4.36	Cantidades de concreto requeridas para los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado	99
4.37	Cantidades de acero de refuerzo requeridas para los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado	99
4.38	Importe total por conceptos analizados para los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	100
4.39	Intensidades asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 15 niveles para el registro del 19Sep85NS (ACI318-08 y RCDF-04)	103
4.40	Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad	104
4.41	Medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\widehat{D}^{v_0}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	104
4.42	Incertidumbres aleatorias de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DR}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	105
4.43	Incertidumbres epistémicas de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)	105

4.44	Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) de los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04	107
4.45	Incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	108
4.46	Incertidumbres epistémicas de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	109
4.47	Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	111
4.48	Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	111
4.49	Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	111
4.50	Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	112
4.51	Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	112
4.52	Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	113
4.53	Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04	113
4.54	Cantidades de concreto requeridas para los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado	114
4.55	Cantidades de acero de refuerzo requeridas para los edificios de 15	114

	niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado	
4.56	Importe total por conceptos analizados para los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)	114
4.57	Factores de confianza ($\lambda_{confianza}$) asociados a los estados límite de interés para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04	115
4.58	Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ asociados a los estados límite de interés para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.	115
4.59	Factores de confianza ($\lambda_{confianza}$) asociados a los estados límite de interés de la condición denominada estándar de los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.	116
4.60	Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ asociados a los estados límite de interés de la condición denominada estándar para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.	117
4.61	Importe total por conceptos de interés seleccionados para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura		Página
2.1	Sismicidad de México entre 1964 y 1995, con Magnitud > 4.5, de acuerdo al SSN	7
2.2	Diagrama de cuerpo libre de un edificio de dos niveles sometido a fuerzas concentradas en los entrepisos	11
2.3	Modelo de un sistema de un grado de libertad	14
2.4	Curvas envolventes: Momento-Curvatura y Momento-Rotación	17
2.5	Modelo de comportamiento histerético	19
2.6	Modelo para concreto confinado Kent y Park (1982)	20
2.7	Curva esfuerzo-deformación típica en barras de refuerzo	22
2.8	Respuesta de desplazamiento de tres sistemas diferentes debidos a un movimiento sísmico	29
2.9	Respuesta Pseudo-aceleración	30
2.10	Procedimiento para determinar el espectro de respuesta D	31
2.11	Esquema de un análisis dinámico incremental (ADI)	38
3.1	Plantas y elevaciones de edificios estudiados	43-44
3.2	Registros sísmicos utilizados en el presente estudio	46-48
3.3	Espectros de respuesta individuales asociados a cada uno de los sismos utilizados en este estudio	49-50
3.4	Conjunto de espectros de respuesta utilizados en este estudio para un 5% de amortiguamiento crítico	51
3.5	Gráfica Magnitud-Ts para los sismos seleccionados para este estudio	51
3.6	Modelo estructural empleado en los análisis no lineales	52
3.7	Curvas de peligro sísmico	55-56

3.8	Obtención del FE para el sismo del 19 de Septiembre del 85 componente EW del edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08 para un periodo de retorno $T_R=50$ años.	57
3.9	Valores de la mediana (\widehat{D}) del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso para diferentes niveles de intensidad (Sa/g) para el edificio de 10 niveles (ACI318-08).	59
3.10	Ajustes a la curva de peligro sísmico para el edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08 ($T_0=1.32s$)	60
3.11	Resultados de los ADI's para el edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08	61
4.1	Gráfica de la mediana (\widehat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para los edificios de 5 niveles	65
4.2	Valores de la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{lnD}) con respecto a la intensidad (Sa/g) para los edificios de 5 niveles	65
4.3	Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para los edificios de 5 niveles	66-67
4.4	Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés estandarizados (servicio, seguridad de vida y colapso) para los edificios de 5 niveles	68-69
4.5	Ajuste de las curvas que representan la tendencia de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso (\widehat{D}) contra la intensidad (Sa/g), a partir de las cuales se obtiene el parámetro b , para los edificios de 5 niveles	69
4.6	Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 14 registros seleccionados para los edificios de 5 niveles	72
4.7	Obtención del valor de incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) para el estado límite de seguridad de vida para los edificios de 5 niveles	74
4.8	Curvas de peligro sísmico para los edificios de 5 niveles	76
4.9	Gráfica de la mediana (\widehat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para	83

	los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para los edificios de 10 niveles	
4.10	Valores de la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{lnD}) con respecto a la intensidad (Sa/g) para los edificios de 10 niveles	84
4.11	Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso), para los edificios de 10 niveles	85
4.12	Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés estandarizados (servicio, seguridad de vida y colapso), para los edificios de 10 niveles	87
4.13	Ajuste de las curvas que representan la tendencia de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso (\widehat{D}) contra la intensidad (Sa/g), a partir de las cuales se obtiene el parámetro b , para los edificios de 10 niveles	88
4.14	Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 14 registros seleccionados, para los edificios de 10 niveles	90-91
4.15	Obtención del valor de incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) para el estado límite de seguridad de vida para los edificios de 10 niveles	92
4.16	Curvas de peligro sísmico para los edificios de 10 niveles	94
4.17	Gráfica de la mediana (\widehat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para los edificios de 15 niveles	101
4.18	Valores de la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{lnD}) con respecto a la intensidad (Sa/g) para los edificios de 15 niveles	101
4.19	Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para los edificios de 15 niveles	102-103
4.20	Ajuste de las curvas que representan la tendencia de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso (\widehat{D}) contra la intensidad (Sa/g), a partir de las cuales se obtiene el parámetro b , para los edificios de 15	104

	niveles	
4.21	Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 14 registros seleccionados para los edificios de 15 niveles	106
4.22	Obtención del valor de incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) para el estado límite de seguridad de vida para los edificios de 15 niveles	108
4.23	Curvas de peligro sísmico para los edificios de 15 niveles	110

I. INTRODUCCIÓN

En la actualidad el diseño sísmico a partir de los códigos vigentes (por ejemplo: ACI318-08, RCDF-04), representa un proceso en el cual se encuentran de manera implícita las incertidumbres asociadas a las cargas y a la resistencia de los materiales empleados, las cuales se introducen a partir de los denominados factores de carga y resistencia.

Así mismo, la confiabilidad obtenida a partir de los diseños desarrollados mediante códigos actuales para estructuras de un mismo tipo no es uniforme, debido a que los criterios en los que se encuentran basados tienen consideraciones asociadas a las cargas y materiales de las zonas para los que fueron desarrollados.

Los diseños generados a partir de un reglamento particular (por ejemplo, el RCDF-04) para estructuras similares o del mismo tipo, no tienen una misma confiabilidad, lo anterior se debe a que las estructuras son diseñadas a partir de espectros de aceleración que se encuentran reducidos como producto del comportamiento no lineal que presentan los elementos estructurales. Logrando que las estructuras tengan cierto nivel de seguridad contra el colapso ante sismos fuertes, contra daños intensos ante sismos moderados y contra daños menores ante sismos de pequeña intensidad, esto a partir de secciones que sean capaces de resistir las sollicitaciones a las que serán sometidas.

Si bien los factores de carga y resistencia de los códigos actuales provienen de estudios probabilistas, enfoques actuales como el formato DCFD (Diseño por factores de demanda y capacidad) empleados en guías sísmicas como la FEMA 351 y la guía ISO para el diseño de plataformas marinas, utilizan factores de carga y resistencia, producto de la confiabilidad sísmica de las estructuras, considerando de manera explícita la aleatoriedad y la incertidumbre del peligro sísmico, respuesta estructural (Demanda, como una función de la intensidad de movimiento del suelo) y la capacidad estructural (para el nivel de desempeño deseado), a partir de un diseño probabilístico, el cual se plantea en términos de la frecuencia media anual de exceder un nivel de desempeño deseado.

En los últimos años, una forma de evaluar la respuesta estructural ha sido mediante la realización de Análisis Dinámicos Incrementales (ADI), los cuales permiten estimar ampliamente el desempeño de una estructura sometida a cargas sísmicas.

Por otro lado, el ingeniero diseñador no está obligado a evaluar cuantitativamente la confiabilidad estructural (ya que esto sería muy laborioso y poco práctico); sin embargo, puede contar con información que proporcione parámetros que permitan establecer qué reglamento resulta más adecuado para el diseño de edificios.

Es así como surge la necesidad de evaluar diseños a partir del código ACI318-08, obteniendo su confiabilidad mediante el formato DCFD y determinando las diferencias entre edificios de concreto reforzado de varios niveles, así como variaciones de confiabilidad a partir de los resultados aquí obtenidos y resultados previos de edificios con configuraciones similares diseños a partir del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004).

1.1 ANTECEDENTES

La ocurrencia de desastres naturales en el planeta trae consigo daños 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 los estudios enfocados a la mitigación de los riesgos producto de este fenómeno son indispensables.

Si bien, los actuales diseños estructurales no son deterministas, están basados en factores establecidos, los cuales son aplicados por el ingeniero pero no son determinados por el mismo. Este hecho ha contribuido como punto de partida para investigaciones enfocadas al desarrollo de nuevas metodologías de diseño, gran parte de las cuales se basan en la confiabilidad sísmica.

La confiabilidad sísmica, que es la capacidad de una estructura para cumplir con su objetivo de diseño para un periodo de referencia especificado al ser sometida a cualquiera de sus posibles modos de falla, representa una forma de enfrentar el fenómeno sísmico (Cornell, 1969) y ha surgido como una tendencia que permite realizar diseños y/o evaluaciones que son más cercanos al comportamiento real de las estructuras.

Como se mencionó, la mayoría de los reglamentos de diseño han sido desarrollados con base en estudios probabilistas que se ven reflejados en factores que constituyen un Diseño por Carga y por Resistencia (LRFD, “Load and Resistance Factor Design”), introducido en la década de los 70’s (Ellingwood, 1978, Ellingwood *et al.*, 1982, Galambos *et al.*, 1982); sin embargo, en las últimas décadas el diseño sísmico ha sido abordado a partir de diversos enfoques entre los que se encuentra un enfoque que al igual que el LRFD considera factores de carga y de resistencia, los cuales se establecen a partir de la confiabilidad sísmica de las estructuras, considerando de manera explícita la aleatoriedad y la incertidumbre de la sollicitación sísmica y de la demanda estructural, este enfoque fue introducido por A.C. Cornell en 1996 con el nombre de Diseño por Factores de Demanda y Capacidad (DCFD, “Demand and Capacity Factor Design”, por sus siglas 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 del fenómeno) 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 la 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 riesgo sísmico esperado.

Para determinar los parámetros asociados a la respuesta estructural, necesarios para evaluar la confiabilidad sísmica de un edificio, se recurre a la realización de Análisis Dinámicos Incrementales, método paramétrico que se utiliza para estimar el desempeño estructural bajo cargas sísmicas, en el cual se involucra a una estructura sujeta a un registro de movimientos del terreno, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad, produciendo así curvas de respuesta parametrizadas para un nivel de intensidad especificado (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

Los ADI's proporcionan información para determinar la Capacidad (\hat{C}) y la demanda (\hat{D}) de una estructura para ciertos niveles de desempeño, el DCFD permite determinar los factores de capacidad (resistencia) y demanda (carga) a partir de los cuales se obtiene un factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) el cual se define como la relación de la capacidad factorizada de la estructura ($\phi\hat{C}$) entre la demanda factorizada de la estructura ($\gamma\hat{D}^{\nu_0}$).

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Si bien hoy en día existen estructuras ya construidas en zonas sísmicas, también existen proyectos de estructuras que están por construirse en dichas zonas, por lo que es de gran importancia generar información que permita considerar a las estructuras ya existentes en un rango de confiabilidad adecuado y de no ser así generar las condiciones necesarias para que se mantengan en un rango confiable o en su caso construir nuevas estructuras teniendo presente que serán capaces de soportar la intensidad de un sismo sin presentar daños estructurales que afecten su funcionamiento.

La confiabilidad sísmica representa no solamente una nueva metodología para enfrentar el fenómeno sísmico, es una aproximación más directa al comportamiento de las estructuras ante dicho fenómeno, ya que se basa en análisis dinámicos no lineales a partir de los cuales podemos obtener representaciones del comportamiento de las estructuras ante la cantidad de registros que se encuentren en bases de datos confiables de las zonas en estudio, y de esta manera encontrar un equilibrio entre las características de resistencia de los edificios y un rango de posibles registros sísmicos a ocurrir.

La obtención de la confiabilidad de edificios a partir de una metodología probabilística permite obtener simplificaciones sobre su comportamiento para diferentes niveles de intensidad sísmica. De esta manera se define qué tan confiables son las estructuras, generando parámetros que nos permiten evaluar qué tan óptimos son los diseños que actualmente se realizan y con lo anterior tener fundamentos a partir de los cuales sea posible estimar si los métodos probabilísticos son un camino que nos lleva a diseños óptimos, de calidad y sobre todos seguros para la población.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Los estudios enfocados a la mitigación de los riesgos producto del fenómeno sísmico son una necesidad inminente, debido a la constante recurrencia de dicho fenómeno y a los daños causados por el mismo.

Si bien en la actualidad existen varias maneras de abordar el fenómeno sísmico, debemos ser capaces de enfrentarlo mediante estudios que se aproximen de manera considerable al comportamiento real que tendrían las estructuras ante una variedad de registros correspondientes a la región de interés. Es por lo anterior que la confiabilidad sísmica ha surgido como una alternativa que permite obtener parámetros de evaluación a partir de consideraciones que permiten realizar una mejor aproximación a dicho comportamiento.

La estimación de la confiabilidad sísmica de edificios resulta de gran utilidad, ya que representa la base para el desarrollo de nuevos métodos de diseño estructural o la mejora de los ya existentes. A partir de dicha estimación es posible definir qué reglamento resulta más apropiado para el diseño estructural en regiones en las que el uso de varios reglamentos es una alternativa del ingeniero diseñador.

El presente trabajo surge de la necesidad de evaluar edificios diseñados en el Valle de México a partir de reglamentos vigentes como el ACI318-08 y el RCDF-04, mediante estudios probabilistas, reflejando la confiabilidad de dichos diseños mediante los parámetros obtenidos a partir de la metodología DCFD empleada en manuales de diseño sísmico de instituciones reconocidas como la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) y la guía sísmica ISO de diseño de plataformas marinas. Y a partir de dichos parámetros determinar qué reglamento resulta más adecuado para las estructuras analizadas en el presente estudio.

1.4 HIPÓTESIS Y OBJETIVOS

Hipótesis:

La evaluación de la confiabilidad sísmica de edificios diseñados a partir de reglamentos vigentes mediante la determinación de factores de capacidad y demanda permite realizar una comparativa a partir de la cual es posible identificar el mejor diseño de los edificios para estados límite específicos de interés.

Objetivo General:

Estimar la confiabilidad sísmica de tres edificios de concreto reforzado destinados a uso de oficinas ubicados en la Cd. de México diseñados con el ACI318-08, a partir de un análisis probabilista para los estados límite de servicio, seguridad de vida y colapso, obteniendo parámetros de confiabilidad que permitan realizar una comparativa con edificios de características geométricas similares diseñados con el RCDF-04.

Objetivos Particulares:

- ✓ Obtener el rango de respuesta (demanda) de los edificios para diferentes niveles de intensidad sísmica asociados a periodos de retorno de interés (T_R).
- ✓ Estimar la capacidad dinámica global de los edificios para estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) asociados a un conjunto de registros sísmicos seleccionados.
- ✓ Obtener los coeficientes de capacidad y demanda asociados a la frecuencia media anual de exceder los estados límite asociados a la fluencia de cada estructura (servicio) y a la inestabilidad del sistema (colapso).
- ✓ Determinar qué reglamento (ACI318-08 y RCDF-04) resulta más conveniente en función de la confiabilidad y en función de costos.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES

Se presenta el análisis de tres edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles diseñados a partir del código ACI318-08. El diseño estructural consideró que los edificios se encuentran ubicados en la zona IIIb del Valle de México. La topología de los edificios es simétrica en planta y en elevación, se utiliza un modelo discreto para su análisis en el que se consideran marcos planos con múltiples grados de libertad, en donde el análisis se lleva a cabo a nivel de elemento integrante de la estructura, derivándose del efecto que produce la formación de rótulas plásticas producto de la fluencia de los elementos. Se consideran los valores medios de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, así como en las cargas gravitacionales. El modelo es sometido a análisis dinámicos incrementales con registros seleccionados provenientes de la zona de subducción del Pacífico Mexicano, los cuales son escalados a distintos periodos de recurrencia asociados a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso).

El parámetro seleccionado a partir del cual se evalúa la respuesta estructural es la distorsión relativa máxima de entrepiso, mediante la cual se obtiene la vulnerabilidad sísmica de los edificios la cual permite calcular las tasas de excedencia de un cierto valor de distorsión asociado a un nivel de desempeño.

Al modelar cada uno de los edificios como un marco plano, la interacción con los marcos transversales se establece a partir de la suposición de que se transmite únicamente la carga axial entre el marco exterior y el marco interior, lo anterior resulta un supuesto aceptable debido a la simetría en planta y elevación de los edificios en estudio.

Debido a que el sistema de entrepiso son losas rígidas, se supone que éstas tienen un comportamiento de diafragma rígido en el entrepiso.

Los apoyos de la estructura se consideran como empotramientos perfectos, ya que no se considera la interacción suelo – estructura.

Debido a la regularidad de las estructuras analizadas los efectos de torsión no se consideran tan importantes; sin embargo, para estructuras con un alto grado de irregularidad los incrementos en las distorsiones producto de la torsión se incrementarían de manera significativa, por lo que dichos efectos deben ser tomados en cuenta en tales casos.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 SISMICIDAD

La sismicidad define de la forma más precisa posible, los modelos de generación, distribución espacial y distribución energética de los sismos de una región (Ugalde A., 2009). También puede considerarse como la distribución espacio-tiempo de los sismos en la Tierra y de sus efectos destructivos, obtenidos a partir de la recopilación histórica de los datos (Bozzo L. M. y Barbat A., 2004), los cuales han conformado catálogos sísmicos. Sin embargo, con el surgimiento de la sismología instrumental, ha sido posible conformar catálogos más completos en los que se incluyen datos como magnitud, duración, coordenadas del foco, dirección de propagación, profundidad, etc.

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 las islas Azores, al sur de España, pasa por Italia, Grecia, Turquía y Persia, y llega hasta el Himalaya y el norte de la India y China. Finalmente encontramos una tercera zona formada por las cordilleras submarinas que dividen el Atlántico, de norte a sur, en dos partes.

2.1.1 SISMICIDAD EN LA REPÚBLICA MEXICANA

El primero de abril de 1904 se reunieron en Francia, dieciocho países, entre ellos México, con el fin de crear la Asociación Sismológica Internacional y mejorar la instrumentación sísmica a nivel mundial. Por tal motivo, durante el gobierno de Porfirio Díaz se fundó el Servicio Sismológico Nacional (Espíndola J. M. y Jiménez Z., 1986), el 5 de Septiembre de 1910. La red sísmica operada por el SSN se consolidó entre los años de 1910 y 1923, esta red permitió localizar sismos en toda la república con magnitudes mayores o iguales a 6.0, mientras que en la red sísmica mundial se alcanzaban registros de no menor magnitud a 6.8, convirtiéndose así en una de las redes más avanzadas del mundo. Se instalaron 9 estaciones sismológicas mecánicas autónomas. La central fue instalada en Tacubaya, D.F. y las foráneas en las ciudades de Oaxaca, Mérida, Chihuahua, Veracruz, Guadalajara, Monterrey y Zacatecas.

Desde su inauguración, el SSN quedó a cargo del Instituto Geológico Nacional, dependencia de la Secretaría de Minería y Fomento. En 1929, por decreto presidencial, pasó a ser parte de la Universidad Autónoma de México (UNAM), y desde 1948 su central quedó adscrita al Instituto de Geofísica (IGF) de dicha institución. Sus principales responsabilidades son proporcionar información oportuna sobre la ocurrencia de sismos en el territorio nacional; sin embargo, también proporciona información para mejorar la capacidad de evaluar y prevenir el riesgo sísmico y volcánico a nivel nacional.

A partir de 1992 se inició la modernización de la Red Sismológica Nacional, extendiendo su cobertura y mejorando la calidad de la instrumentación sismológica. Cada observatorio cuenta

con un sismógrafo y un acelerógrafo de alta sensibilidad controlados por una computadora. Los sensores seleccionados permiten cubrir un rango amplio de frecuencias (instrumentos de banda ancha), siendo capaces de registrar sin distorsión o saturación, un amplio rango de señales sísmicas.

En México, la interacción entre cinco placas tectónicas (Norteamericana, Cocos, Caribe, Pacífico y Rivera) ocasiona uno de los peligros sísmicos y volcánicos más altos del mundo.

En la Figura 2.1 obtenida del SSN se muestran los sismos con magnitudes mayores o iguales a 4.5 localizados en la República Mexicana entre 1964 y 1995. Los puntos rojos representan sismos superficiales (profundidades menores a 50 km), mientras que los morados representan sismos con profundidades mayores a 50 km.

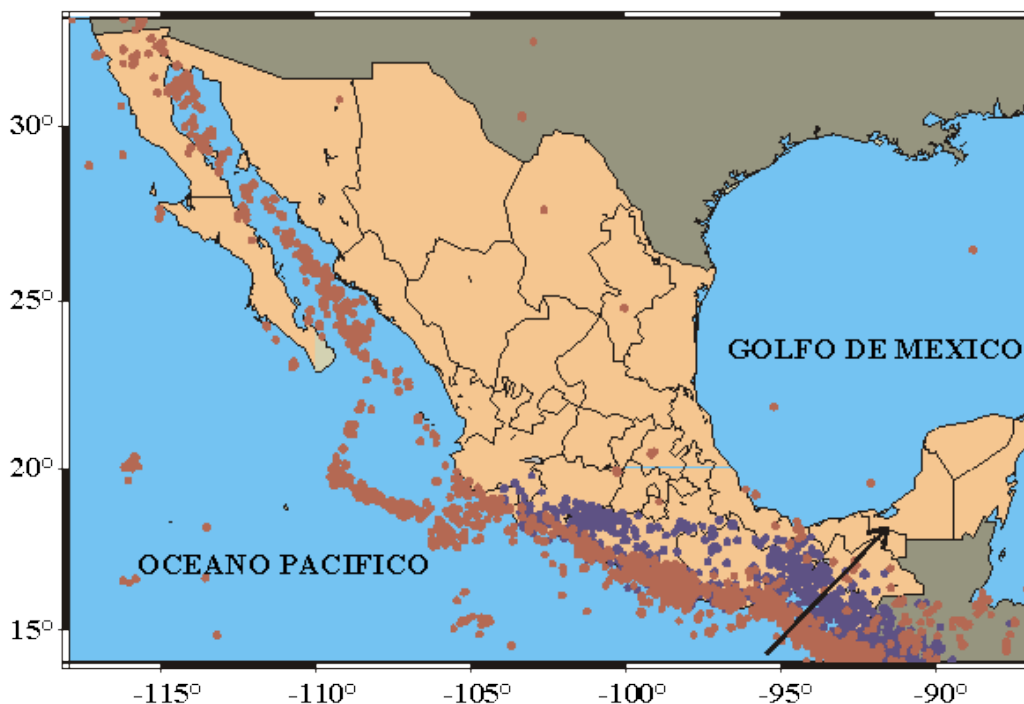


Figura 2.1 Sismicidad de México entre 1964 y 1995, con Magnitud > 4.5, de acuerdo al SSN.

Como puede observarse en la Figura 2.1, existe una concentración de sismos a lo largo de las fronteras entre las placas tectónicas; sin embargo, se aprecian algunos sismos al interior del continente, a lo largo de la faja volcánica, donde se concentra la mayor población de México.

De acuerdo al catálogo compilado entre 1964 y 1995, los valores promedio de sismicidad en la República Mexicana son los siguientes: 100 sismos al año con magnitudes mayores o iguales a 4.5, 3 sismos al año con magnitudes iguales o mayores a 6.0 y un sismo de magnitud igual o mayor a 7.5 cada 5 años.

Entre las ciudades de Puerto Vallarta y Tapachula, se producen sismos con mayor frecuencia y también los sismos con mayor magnitud, por lo que el mayor peligro sísmico ocurre a lo largo de las costas del Pacífico. Representando un grave peligro para las poblaciones

costeras, y como se ha visto en los grandes sismos de 1911, 1957, 1979 y 1985, también afectan al Valle de México, debido a las condiciones del suelo de esta ciudad.

2.1.2 SISMICIDAD DEL VALLE DE MÉXICO

La zona metropolitana de la Ciudad de México es el lugar más importante de la República, debido a su función de centro político y económico de la nación ya que en ella habita el 20% de la población nacional. La Ciudad de México ha sufrido desastres por temblores en numerosas ocasiones.

La mayoría de los sismos que son sentidos con gran intensidad en la ciudad de México se originan en la zona de subducción del Pacífico Mexicano. Estos sismos relativamente lejanos, se perciben en la ciudad como un movimiento oscilatorio horizontal de periodo largo.

De acuerdo a registros históricos de grandes sismos sentidos en la ciudad de México, las oscilaciones provocadas por estos sismos duran entre tres o cuatro minutos; sin embargo, existen casos en los que se observaron duraciones de hasta media hora (sismos del siglo XVII). Entre los daños reportados como resultado de este tipo de movimientos se encuentran grietas y zanjas poco profundas que se abren en las calles y destrucción de edificaciones debido a una pobre calidad de diseño y construcción.

Cabe señalar que reportes históricos señalan que los daños más graves provocados por los sismos que se han registrado con las más altas intensidades en el Valle de México se observaron en la zona que ocupaba el antiguo lago del Valle de México.

2.2 NORMATIVAS DE CÁLCULO SÍSMICO

En la mayoría de las normativas de cálculo sísmico del mundo es utilizada una función genérica de amplificación de la curva de aceleraciones, válida para toda la zona sísmica a la que se refiere la normativa. Dicha función, una vez que se multiplica por la aceleración máxima del terreno, proporciona la aceleración de la respuesta máxima de un modelo con un solo grado de libertad como función del periodo propio de dicho modelo, es decir, un espectro de respuesta de aceleraciones. Los espectros de respuesta genéricos son ajustados a las diferentes zonas de la región mediante coeficientes obtenidos de manera empírica, los cuales involucran factores como la sismicidad, el peligro sísmico, la importancia socioeconómica de la zona, etc. Además se aplican otros coeficientes, que afectan a los espectros, los cuales se asocian a las características de la estructura, por ejemplo, la tipología, rigidez, ductilidad, características de los materiales, tipo de cimentación, condiciones locales del suelo, amortiguamiento, etc. Una vez afectado el espectro con los coeficientes correspondientes se determinan las fuerzas sísmicas modales equivalentes para obtener la respuesta estructural (Bozzo L. M. y Barbat A. H., 2004).

2.3 CONCEPTOS BÁSICOS DE CONFIABILIDAD

La confiabilidad es la probabilidad que tiene un sistema de cumplir con la función para el que fue diseñado durante un periodo de tiempo especificado y para las condiciones de servicio especificadas. La teoría de confiabilidad fue desarrollada en sus inicios por la marina y por

compañías de seguros de vida en el siglo XIX con el propósito de calcular las tasas de productividad para elegir a sus clientes. El objetivo era predecir la probabilidad de muerte de una población determinada o de un individuo. En muchos sentidos, el fracaso de los sistemas estructurales (por ejemplo, aviones, automóviles, barcos, puentes, etc.) es similar a la vida o muerte de los organismos biológicos. Existen muchas causas de fallas estructurales y en algunos casos dichas fallas pueden causar pérdidas de vidas y bienes materiales importantes (El-Reedy M. A., 2012).

La confiabilidad estructural tiene diversos campos de interés, entre los que se encuentran el estudio de las fuentes de aleatoriedad en estructuras como la variabilidad en las cargas y resistencia.

Existen dos tipos de variables asociadas a la confiabilidad estructural:

- Variables básicas, por ejemplo, carga y resistencia.
- Variables no básicas: por ejemplo, las incertidumbres asociadas al diseño y análisis estructural.

La mayoría de los métodos más recientes para obtener la probabilidad de falla, se basa en el conocimiento de las distribuciones de probabilidad (generalmente normales o lognormales) de las variables aleatorias de fuerza y carga. Adicionalmente, existen muchos investigadores que estudian las variables que afectan la resistencia de la estructura, tales como la resistencia del concreto, esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

La selección de un modelo probabilístico para variables básicas aleatorias (carga y resistencia) requiere de la elección de la distribución de probabilidad apropiada para caracterizar la incertidumbre física de esa variable y la elección adecuada de los parámetros de esa distribución.

Método a partir del formato del segundo momento

Cornell en 1969, sugirió una formulación alternativa en la cual un índice de confiabilidad, β , permite calcular de una manera más sencilla la probabilidad de falla. El índice de seguridad se define como el margen de seguridad medio dividido entre su desviación estándar, siendo el margen de seguridad la resistencia del elemento menos el efecto de la carga.

Si las distribuciones de probabilidad de las variables básicas son normales, el índice de confiabilidad se puede expresar en términos del primer y segundo momento (media y varianza) de las variables de diseño aleatorias.

Método de Integración

Las variables básicas pueden ser divididas en dos conjuntos, el conjunto seguro y el de falla. La probabilidad de falla del sistema estructural se puede obtener por integración de la función de densidad de probabilidad conjunta de todas las variables básicas sobre el conjunto de

falla del sistema. La evaluación exacta de la probabilidad de falla puede obtenerse de una forma apropiada a partir de técnicas de simulación.

Métodos Aproximados

En uno de los métodos aproximados, se determinan los límites superior e inferior de probabilidad de falla. Una primera estimación de la probabilidad de falla en términos de límites inferior y superior fue propuesta por Cornell en 1969. El límite inferior propuesto por este autor es igual al valor exacto de la probabilidad de falla suponiendo una correlación entre todos los modos de falla y el límite superior se obtiene bajo el supuesto de que no existe correlación alguna entre cualquiera de los modos.

2.4 MODELACIÓN

En esta sección se presentarán las consideraciones realizadas para la modelación de los edificios analizados.

2.4.1 MODELO DE ANÁLISIS INELÁSTICO: DISCRETO

Resultados de estudios a partir de análisis dinámico no lineal sugieren que en determinados instantes durante la respuesta de la estructura a movimientos sísmicos, el punto de inflexión en una columna puede estar próximo a la unión viga-columna.

Con el propósito de modelar estructuras de concreto reforzado y llevar a cabo un análisis no lineal puede recurrirse a diferentes aproximaciones entre las que se encuentran modelos simples, modelos discretos y modelos de elemento finito entre otros.

En el presente estudio se ha recurrido a modelos discretos en los cuales se realiza un análisis inelástico llevado a cabo a nivel de elemento integrante de la estructura, es decir, la estructura es discretizada en elementos prismáticos (vigas, columnas) y es la formación de rótulas plásticas lo que produce la fluencia de los elementos.

2.4.2 ECUACIÓN DE MOVIMIENTO

Se considera a un edificio simple cuando no se producen rotaciones en los miembros horizontales a la altura de los pisos. Al someter a un edificio de este tipo a excitaciones que producen desplazamientos horizontales, se tiene un comportamiento con características similares a las de una viga en voladizo deformada solamente por el esfuerzo cortante. Para conseguir esa deformación en un edificio debemos considerar las siguientes condiciones: la masa del edificio está concentrada al nivel de los pisos, la rigidez de las vigas es mucho mayor que la de las columnas por lo cual no se permite una rotación en las últimas con relación al entrepiso y la deformación de la estructura es independiente de las fuerzas axiales en las columnas (Chopra, 1995).

La primera condición transforma el problema de un sistema con un número infinito de grados de libertad, en uno con tantos grados de libertad como masas concentradas en los pisos se

consideren. La segunda establece la condición de que las uniones entre las vigas permanezcan fijas sin rotación. La tercera que las vigas rígidas en los entresijos permanezcan horizontales durante el movimiento de la estructura.

En la Figura 2.2 se presenta un ejemplo de un sistema con dos grados de libertad y su diagrama de cuerpo libre correspondiente, dicho modelo puede considerarse como un modelo con un número mucho mayor de grados de libertad, sin que las ecuaciones presentadas pierdan validez (Chopra, 1995).

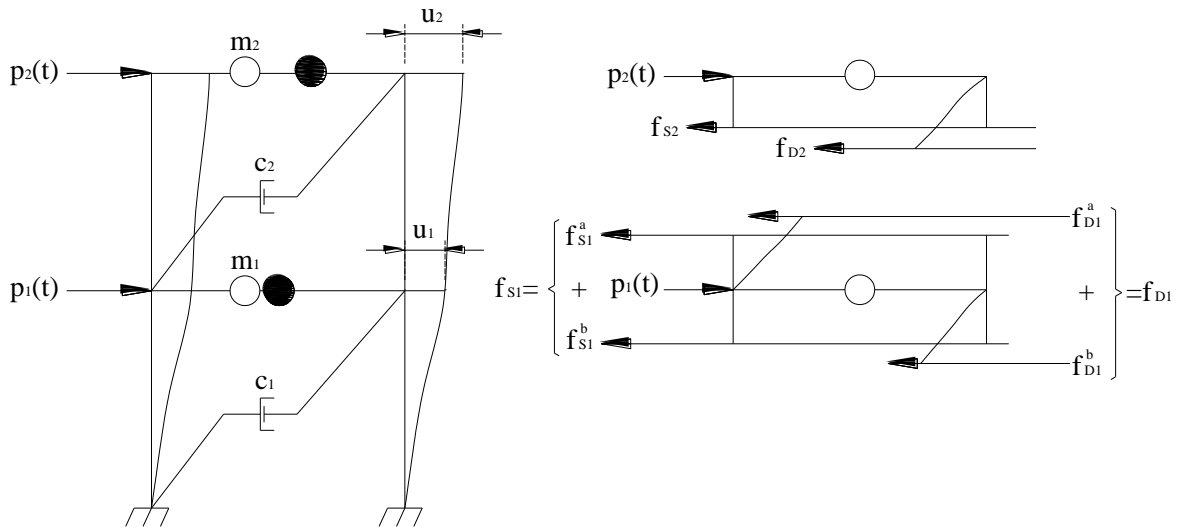


Figura 2.2 Diagrama de cuerpo libre de un edificio de dos niveles sometido a fuerzas concentradas en los entresijos

Las fuerzas de inercia $f_I(t)$, las fuerzas de rigidez $f_S(t)$, las fuerzas de amortiguamiento $f_D(t)$ y las fuerzas externas $f(t)$, son las fuerzas actuando en cada piso j , donde se supone concentrada la masa m_j para un instante de tiempo $t = i$.

El equilibrio dinámico del sistema para un instante i , se obtiene igualando la suma de las fuerzas actuantes en el sistema, las cuales son las fuerzas de inercia $F_{Ij}(t_i)$, las fuerzas de amortiguamiento $F_{Dj}(t_i)$, las fuerzas elásticas o inelásticas en el resorte $F_{kj}(t_i)$ y las fuerzas exteriores $F_j(t)$. Por lo tanto, en el instante t_i el equilibrio de estas fuerzas se expresa como:

$$F_{Ij}(t_i) + F_{kj}(t_i) + F_{Dj}(t_i) = F_j(t) \quad (2.1)$$

La ecuación anterior contiene dos ecuaciones para $j = 1$ y $j = 2$, y estas pueden ser escritas en la forma matricial como:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} y_1(t_i) \\ y_2(t_i) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{D1}(t_i) \\ f_{D2}(t_i) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{S1}(t_i) \\ f_{S2}(t_i) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1(t_i) \\ f_2(t_i) \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

Considerando la masa como constante (invariante en el tiempo), la ecuación anterior puede escribirse en forma simplificada para un instante t_i como:

$$[F_I(t_i)] + [F_D(t_i)] + [F_S(t_i)] = [F(t_i)] \quad (2.3)$$

y después de un pequeño incremento de tiempo, digamos Δt , tenemos:

$$[F_I(t_1 + \Delta t)] + [F_D(t_1 + \Delta t)] + [F_S(t_1 + \Delta t)] = [F(t_1 + \Delta t)] \quad (2.4)$$

Restando el sistema de ecuaciones 2.4 anterior del sistema de ecuaciones 2.3, resulta el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales en función de los incrementos:

$$[\Delta F_I] + [\Delta F_D] + [\Delta F_S] = [\Delta F] \quad (2.5)$$

Donde las matrices de fuerzas incrementales de este sistema de ecuaciones se define como sigue:

$$[\Delta F_I] = [F_I(t_i + \Delta T)] - [F_I(t_i)] \quad (2.6)$$

$$[\Delta F_D] = [F_D(t_i + \Delta T)] - [F_D(t_i)] \quad (2.7)$$

$$[\Delta F_S] = [F_S(t_i + \Delta T)] - [F_S(t_i)] \quad (2.8)$$

$$[\Delta F_i] = [F_i(t_i + \Delta T)] - [F_i(t_i)] \quad (2.9)$$

Si suponemos que la fuerza de amortiguamiento es función de la velocidad y que la fuerza en el resorte es función del desplazamiento, mientras que la fuerza de inercia permanece proporcional a la aceleración, podemos entonces expresar las fuerzas incrementales del sistema por las ecuaciones 2.6, 2.7 y 2.8 como:

$$[\Delta F_I] = [M] \cdot [\Delta \ddot{y}_i] \quad (2.10)$$

$$[\Delta F_D] = [C] \cdot [\Delta \dot{y}_i] \quad (2.11)$$

$$[\Delta F_S] = [K] \cdot [\Delta y_i] \quad (2.12)$$

Donde el desplazamiento incremental Δy , el vector velocidad $\Delta \dot{y}$ y el vector aceleración incremental $\Delta \ddot{y}$, están dados por:

$$[\Delta y_i] = [y(t_i + \Delta T)] - [y(t_i)] \quad (2.13)$$

$$[\Delta \dot{y}_i] = [\dot{y}(t_i + \Delta T)] - [\dot{y}(t_i)] \quad (2.14)$$

$$[\Delta \ddot{y}_i] = [\ddot{y}(t_i + \Delta T)] - [\ddot{y}(t_i)] \quad (2.15)$$

Finalmente, la ecuación incremental de equilibrio dinámico queda como:

$$[M] \cdot [\Delta\ddot{y}_i] + [C] \cdot [\Delta\dot{y}_i] + [K] \cdot [\Delta y_i] = [\Delta F_i] \quad (2.16)$$

Donde la matriz de rigidez $[K]$ es la matriz de rigidez lateral del edificio. Cada uno de los coeficientes que forman esta matriz definidos como K_{ij} se define como la fuerza en la coordenada i cuando la coordenada j se desplaza una unidad, mientras que todas las otras coordenadas permanecen fijas.

Excitación sísmica

Para movimientos sísmicos la ecuación de equilibrio dinámico incremental cambia a (Chopra, 1995):

$$[M]\{\Delta\ddot{y}_a\} + [C_T]\{\Delta\dot{y}_r\} + [k_T]\{\Delta y_r\} = -[M]\{\Delta\ddot{y}_g\} \quad (2.17)$$

Donde $\{\Delta\ddot{y}_a\}$ es el incremento de aceleración absoluta, $\{\Delta\dot{y}_r\}$ y $\{\Delta y_r\}$ son los incrementos de velocidad y desplazamiento relativos al terreno, respectivamente.

2.4.3 INTEGRACIÓN DE LA ECUACIÓN DE MOVIMIENTO NO LINEAL

Existen varios métodos que permiten realizar la integración paso a paso de la ecuación del movimiento, entre estos métodos se encuentran los basados en interpolación de la excitación, métodos de diferencias centrales y métodos β de Newmark. Los casos más utilizados de los métodos β de Newmark son el de aceleración constante y el de aceleración lineal, el primero de estos métodos supone que la variación de la velocidad durante el intervalo de tiempo Δt es constante, mientras que el segundo supone que la variación de la aceleración es lineal.

Uno de los métodos más efectivos para resolver la ecuación no lineal de equilibrio dinámico es el método de integración paso a paso. En este método, la respuesta se calcula para distintos incrementos de tiempo Δt , con la misma duración, por conveniencia de cálculo. Al comienzo de cada intervalo se establecen las condiciones de equilibrio dinámico y enseguida se calcula la respuesta para un incremento de tiempo Δt suponiendo que las matrices de coeficientes de rigidez y de amortiguamiento $K(y)$ y $C(\dot{y})$ respectivamente, permanecen constantes durante Δt . La no linealidad de estas matrices se considera en el análisis mediante su recálculo al comienzo de cada incremento de tiempo. El vector desplazamiento y el vector velocidad calculados al final del intervalo de tiempo anterior son las condiciones iniciales del intervalo de tiempo siguiente.

2.4.3.1 MÉTODO DE INTEGRACIÓN: MÉTODO β DE NEWMARK

El análisis paso a paso empleado por el programa DRAIN 2D (Powell, 1975) se realiza a partir del método β de Newmark, el cual da solución a la ecuación de movimiento para excitaciones sísmicas. A continuación se presenta la solución para un sistema con un grado de libertad, el cual que puede extenderse a sistemas con múltiples grados de libertad.

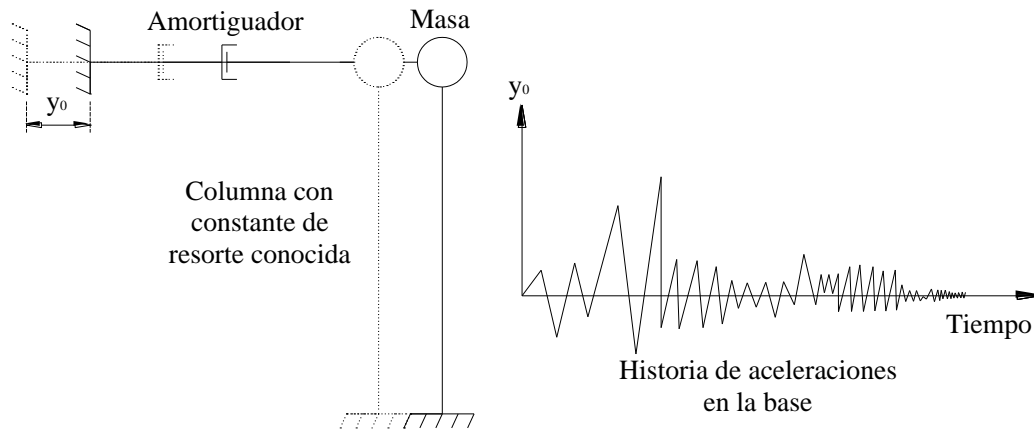


Figura 2.3 Modelo de un sistema de un grado de libertad

Para un sistema con un grado de libertad, como el de la Figura 2.3, cuyo comportamiento es no lineal, las fuerzas de amortiguamiento y de rigidez ya no son proporcionales a la velocidad y al desplazamiento relativo (\dot{y} y y); en general f_a y f_r serán funciones temporales (funciones del amortiguamiento y rigidez respectivamente), por lo que la condición de equilibrio dinámico está expresada como:

$$m\ddot{y} + f_a(t) + f_r(t) = -m\ddot{y}_g \quad (2.18)$$

Sin embargo, para el diseño de edificios es frecuente considerar en los cálculos solamente la no linealidad en las fuerzas de rigidez y aceptar que el amortiguamiento es viscoso. Así, la ecuación anterior queda como sigue:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + f_r(t) = -m\ddot{y}_g \quad (2.19)$$

Además es común que las fuerzas f_r sean expresadas como funciones no lineales del desplazamiento y se puede escribir $f_r(t)$ como $f_r(y)$. Para resolver la ecuación 2.19, Newmark propuso el siguiente procedimiento:

1. Sean y_i , \dot{y}_i y \ddot{y}_i , los valores del desplazamiento, la velocidad y de la aceleración del terreno en el instante t_i . El subíndice $i + 1$ denota las cantidades correspondientes al tiempo $t_i + 1 = t_i + \Delta t$. Supóngase el valor de y_{i+1} .
2. Calcúlese $\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + (\ddot{y}_i + \ddot{y}_{i+1}) \Delta t/2$.
3. Calcúlese $y_{i+1} = y_i + \dot{y}_i \Delta t + (1/2 - \alpha) \ddot{y}_i (\Delta t)^2 + \ddot{y}_{i+1} (\Delta t)^2$.
4. Calcúlese un nuevo valor de \ddot{y}_{i+1} con la ecuación 2.19.
5. Compárese el valor obtenido en el paso 4 con el supuesto. Si se les considera suficientemente parecidos, se procede a efectuar los cálculos para el siguiente incremento de tiempo; en caso contrario, se repiten los pasos 2 a 5 con el valor de \ddot{y}_{i+1} calculado en 5.

El valor de β se asocia a la forma en que se supone que varían la aceleración en el intervalo Δt . Si $\beta=1/6$ dicha variación es lineal entre \ddot{y}_i y \ddot{y}_{i+1} ; si $\beta=1/4$, la aceleración es constante, igual a $(\ddot{y}_i + \ddot{y}_{i+1})/2$. Por otra parte, el método queda establecido incondicionalmente estable cuando β es menor o igual que $1/4$.

En el programa se toma $\beta=1/4$, es decir se considera que la aceleración es constante dentro de cada paso de integración por lo que el método es estable para sistemas de cualquier periodo de vibración en cualquier paso de integración. Al tomar este valor se tiene la ventaja de que no se introduce ningún amortiguamiento espurio dentro del sistema.

El proceso iterativo se elimina al sustituir \dot{y}_{i+1} y y_{i+1} , dados en los pasos 2 y 3, en la ecuación 2.19; y despejar el valor \dot{y}_{i+1} .

Dado que pueden presentarse cambios en el estado de la estructura durante un paso de integración, el nuevo estado al final de cualquiera de ellos, obtenido al resolver la ecuación 2.19 puede ser que no satisfaga exactamente el equilibrio; para arreglar esto, el procedimiento utilizado en el programa consiste en resolver la ecuación mencionada, después determinar cualquiera de los errores que puedan ser introducidos y compensar estos errores aplicando cargas correctivas durante el paso siguiente.

Resumiendo el procedimiento de análisis del programa DRAIN 2D para cualquier incremento de tiempo dado se hace lo que se describe a continuación:

1. Se obtiene la matriz de rigidez instantánea de los elementos.
2. Se forma la matriz de rigidez instantánea global de la estructura.
3. Se plantea la ecuación de movimiento de acuerdo con las condiciones de equilibrio de las fuerzas inerciales, disipativas, restitutivas y externas.
4. Se obtienen los incrementos de desplazamientos de cada nodo, los cuales se transforman en incrementos en los extremos de los miembros. El incremento de fuerzas en los miembros se calcula utilizando la matriz de rigidez instantánea y los incrementos anteriores más el calculado en el intervalo en cuestión.
5. Si es necesario, calcular las cargas correctivas aplicables en el paso siguiente.

2.4.4 CONSIDERACIONES DEL PROGRAMA EMPLEADO PARA REALIZAR LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

El análisis dinámico se realiza con el programa DRAIN 2D modificado por Campos y Esteva (1997) para incorporar un modelo histerético asociado al daño que presentan los elementos de concreto reforzado. En este programa la estructura se idealiza 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 ejemplo, empotrado). 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). Las 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. Armaduras 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- Δ 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.

A continuación se presentan las consideraciones realizadas en los análisis dinámicos de los edificios:

1. Se considera la degradación de la resistencia y rigidez de los elementos.
2. Se considera la contribución de la losa para la obtención de la capacidad de deformación y resistencia de las trabes.
3. Se toma en cuenta la capacidad última de rotación de los elementos.
4. No se consideran efectos P- Δ .
5. No se consideran efectos bidireccionales de fuerzas sísmicas ni efectos torsionales.
6. No se considera el efecto de la interacción suelo-estructura.

2.4.4.1 MODELO HISTERÉTICO: TAKEDA MODIFICADO

El estudio de la respuesta inelástica de un sistema discreto de masas se realiza a partir de un modelo matemático de las características de la fuerza de restitución. El modelo aquí descrito se basa en el concepto de daño acumulado, que es función de la suma de las amplitudes máximas alcanzadas en cada ciclo de carga por el elemento de estudio propuesto por Wang y Shah en 1987.

En una secuencia progresiva de cargas y descargas, la línea que une a los puntos pico en la curva carga-deflexión de cada secuencia de carga se llama curva esquelética, la cual puede coincidir con la curva de carga monótona. Mientras que la curva que se obtiene bajo las inversiones de signos de la fuerza se llama curva de histéresis, la cual depende en gran medida de los materiales y tipo estructural. Los modelos histeréticos deben proporcionar la rigidez y

resistencia del miembro, los cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producto del movimiento sísmico.

Entre los modelos histeréticos que se han desarrollado para representar el comportamiento dominante por flexión de los elementos de concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas se encuentran los modelos bilineal y multilineales.

Entre los modelos multilineales se encuentra el modelo Takeda desarrollado en por Takeda, Sozen y Nielsen (1981), el cual está basado en pruebas experimentales. Este modelo usa una curva primaria trilineal, simétrica con relación al origen. La curva de carga está dirigida hacia el máximo punto alcanzado anteriormente en esa misma dirección. La pendiente de la curva de descarga se degrada dependiendo de la deflexión máxima alcanzada anteriormente en cualquier dirección, según una función experimental en la que intervienen parámetros indicativos del agrietamiento y fluencia, que se reflejan en una degradación de la rigidez del elemento.

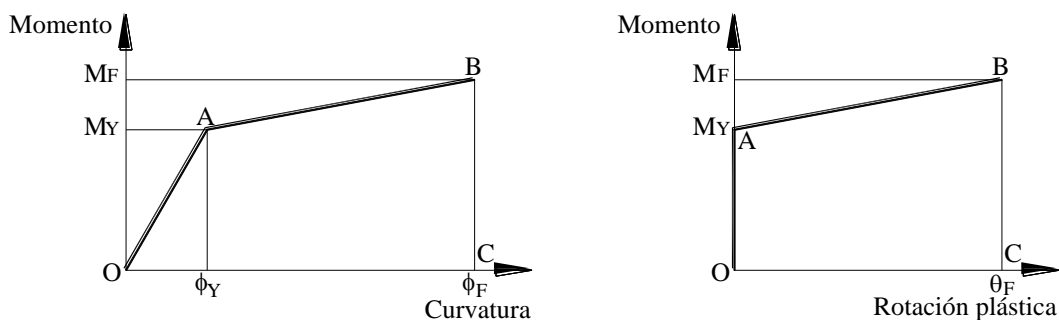
El modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado incluido en el programa de análisis no lineal DRAIN 2D (Powell, 1973), es una versión modificada del modelo Takeda realizada por Campos y Esteva (1997), el cual considera que el comportamiento de los elementos presenta ciertos patrones basados en curvas momento-curvatura obtenidas a partir de cargas monotónicas crecientes.

En la Figura 2.4a se muestra un diagrama momento-curvatura en la que se distinguen los puntos de fluencia (ϕ_Y, M_Y) y de falla (ϕ_F, M_F). Esta curva simplificada de momento-curvatura es transformada a una curva envolvente de momento-rotación, rotación plástica θ , mediante las relaciones:

$$\theta = l_p(\phi - \phi_Y), \text{ para } \phi_Y \leq \phi \leq \phi_F \quad (2.20)$$

$$\theta_F = l_p(\phi_F - \phi_Y) \quad (2.21)$$

Donde ϕ_Y y ϕ_F son las curvaturas de fluencia y de falla respectivamente, l_p es la longitud de articulación plástica que se considera constante en cada instante, y θ_F es la rotación plástica de falla. Con respecto a la relación esfuerzo-deformación de los materiales, para el acero de refuerzo se considera el endurecimiento por deformación, mientras que para el concreto se emplea el modelo de Kent y Park Modificado.



a) Diagrama Momento-Curvatura

b) Diagrama Momento-Rotación plástica

Figura 2.4 Curvas envolvente: Momento-Curvatura y Momento-Rotación

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

Las amplitudes máximas de cada ciclo y el número de ellos influyen en el deterioro de la resistencia y rigidez de las secciones críticas del elemento. Por esa razón se crea un Índice de Daño (ε) que está en función de un parámetro de Daño Acumulado (D) que toma en cuenta las amplitudes acumuladas, y se definen así:

$$D = \sum \frac{\theta}{\theta_F} \quad (2.22)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (2.23)$$

Donde α es una constante de ajuste y $0 \leq \varepsilon \leq 1$. A partir de valores medios del índice de daño sobre diferentes diagramas histeréticos de vigas ensayadas por otros investigadores (Ma *et al.*, 1976; Wang y Shah, 1987; Townsend y Hanson, 1977; Scribner y Wight, 1978; Uzumeri, 1977) y la curva ajustada, se obtiene un valor de $\alpha=0.0671$.

Reglas de Comportamiento Histerético (M- θ)

El desarrollo del comportamiento histerético (Figura 2.5) está controlado por las siguientes reglas, donde las rotaciones están referidas a rotaciones plásticas o de posfluencia:

TRAMO \overline{Oa} : Mientras $M < M_Y$, $\theta = 0$.

TRAMO \overline{ab} : Cuando $M > M_Y$ se continúa por la curva envolvente \overline{AB} .

TRAMO \overline{bc} : Cuando la sección se descarga, $\theta = \theta_b$ donde b es el punto máximo alcanzado en el ciclo, y $D_b = \theta_b / \theta$.

TRAMO \overline{fg} : Se fija un punto f' , entre f y g , y sobre la recta de descarga $f' = (\theta_{f'}, M_{f'})$, $\theta_{f'} = \theta_b$, $M_{f'} = [1 - \varepsilon(D_b)]M_b$, $\varepsilon = 1 - \exp(-\alpha D_b)$. Si desde el punto f se supera al punto f' se puede alcanzar a la envolvente \overline{AB} en g y continuar por ella (tramo \overline{gh}) hasta h , donde se inicia la siguiente descarga.

TRAMO \overline{hi} : La descarga es similar al tramo \overline{bc} , y $D_h = D_b + \theta_h / \theta_F$.

TRAMO \overline{lm} : Se debe pasar por $l' = (\theta_{l'}, M_{l'})$ obtenida como f' .

$\theta_{l'} = \theta_h$, $M_{l'} = [1 - \varepsilon(D_h)]M_h$. Si m no alcanza la envolvente, no habrá cambio de pendiente.

TRAMO \overline{mn} : Descarga similar a \overline{bc} , $D_m = D_h + \theta_m / \theta_F$.

TRAMO \overline{pq} : Se define $p' = (\theta_{p'}, M_{p'})$, de forma similar a los puntos f' y l' , sobre el tramo \overline{mn} de descarga. $\theta_{p'} = \theta_m$, $M_{p'} = [1 - \varepsilon(D_m)]M_m$, donde M_m corresponde a la envolvente q no superó p' .

TRAMO \overline{qs} : Descarga similar a \overline{bc} . $D_q = D_m + \theta_q / \theta_F$.

TRAMO \overline{pr} : En el ciclo anterior no se superó la rotación θ , no se cruzó el tramo \overline{mn} . La recarga \overline{pq} podría superar p' , y alcanzaría a la envolvente en r , tramo \overline{BC} donde $\theta = \theta_F$, perdiéndose la capacidad de resistir momento positivo ($\varepsilon=1$); la curva descenderá, entonces, desde r hasta C .

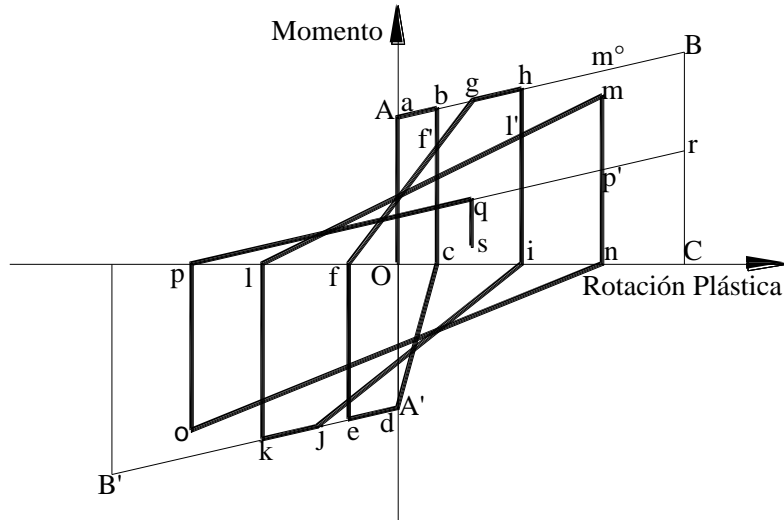


Figura 2.5. Modelo de comportamiento histerético

Se considera que una deformación incrementa el daño sólo si en la correspondiente descarga el momento cambia de signo.

Debe considerarse dos índices de daño para cada articulación, uno para el momento positivo y otro para el negativo.

2.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En la sección 2.5 se presentan las características y propiedades de los materiales empleados en el presente estudio, así como las reglas de comportamiento consideradas para el análisis de las estructuras.

2.5.1 ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.

El acero de refuerzo desarrolla una variación en su resistencia que puede deberse a distintas causas entre las que se encuentran su composición química, los procesos de fabricación, condiciones de enfriamiento y variación del área transversal entre algunas otras.

Para el presente estudio se emplearon los valores obtenidos por Villanueva y Meli (1984), los cuales recomiendan que la media del esfuerzo de fluencia f_y se considere igual a 4680 kg/cm², con una desviación estándar de 450 kg/cm².

2.5.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO (f'_c)

Materiales como el concreto pueden tener variaciones en su resistencia causadas por cambios en las propiedades de los materiales que lo componen, variaciones en los procedimientos de fabricación (mezclado), proporciones utilizadas, tiempos de transportación, métodos de curado y colado. Es por esto que estudios como los efectuados por Meli y Mendoza (1991), permiten

obtener parámetros recomendados asociados a la resistencia a compresión del concreto, los cuales son mostrados en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Parámetros estadísticos sobre la resistencia a la compresión de los concretos empleados en los análisis no lineales de los edificios estudiados

Valor nominal de resistencia a compresión, f'_c (kg/cm ²)	Media (kg/cm ²)	Desviación estándar (kg/cm ²)
250	268	44.6
300	321	41.3

2.5.3 MODELOS DE COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS MATERIALES

Las reglas de comportamiento mecánico de los materiales mencionadas a continuación permitieron definir las relaciones carga-deformación que permitieron obtener parámetros de interés para el modelado de los edificios en el programa DRAIN 2D modificado. Los modelos de los edificios analizados y su análisis sísmico requirió determinar los momentos-rotación de los elementos de concreto reforzado, los cuales fueron obtenidos a partir de diagramas de comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales.

2.5.3.1 MODELO DE KENT Y PARK

Estudios realizados al concreto confinado han mostrado que el confinamiento provisto por el acero lateral aumenta la resistencia y ductilidad de la zona de concreto confinada, entre los modelos de concreto confinado se encuentran el modelo de Kent y Park Modificado (Kent y Park, 1971; Scott *et al.*, 1982) que será utilizado en el presente estudio, el cual supone que el corazón de concreto confinado está cubierto por estribos transversales y cuya gráfica esfuerzo-deformación es presentada en la Figura 2.6.

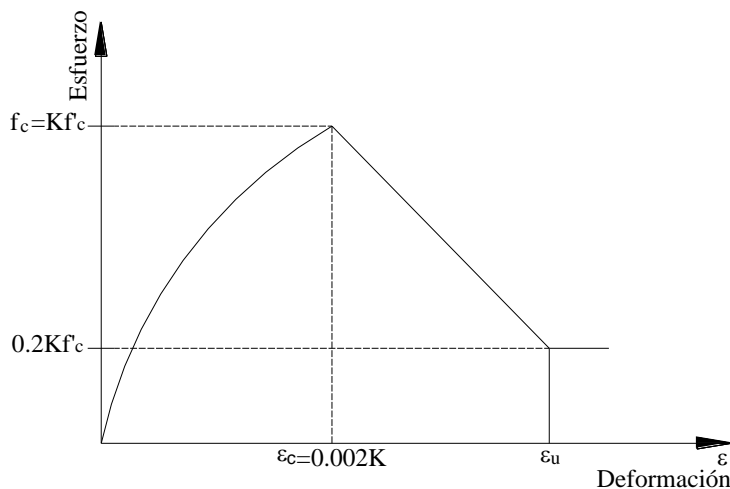


Figura 2.6 Modelo para concreto confinado Kent y Park (1982)

Como se puede observar, este modelo consta de un segmento parabólico ascendente y un segmento lineal descendente. El esfuerzo del concreto Kf'_c se obtiene en la deformación $0.002K$.

K se obtiene de:

$$K = 1 + \rho_s f_{yh} / f'_c \quad (2.24)$$

La relación esfuerzo deformación es:

Para $\varepsilon_c \leq 0.002K$:

$$f_c = K f'_c \left[\left(\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (2.25)$$

Para $\varepsilon_c > 0.002K$:

$$f_c = K f'_c [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2K f'_c \quad (2.26)$$

En la que:

$$Z_m = \left[\frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.0284 f'_c}{14.211 f'_c - 1000} \right) + \left(\frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{sh}} \right) - 0.002K} \right] \quad (2.27)$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión del concreto.

ε_c = deformación en el concreto en compresión.

f'_c = resistencia a compresión del concreto no confinado.

f_{yh} = esfuerzo de fluencia del acero confinante.

ρ_s = relación volumétrica del acero lateral al volumen de concreto confinado.

sh = separación de centro a centro de los estribos.

h' = peralte efectivo confinado.

2.5.3.2 MODELO DE MANDER

En el diseño de elementos de concreto sub-reforzado, el comportamiento de la estructura está definido por la resistencia y la capacidad de disipar energía de deformación del acero estructural en dichos elementos, por lo cual realizar estudios sobre las propiedades reales de los aceros producidos resulta de gran importancia ya que los datos producto de dichos estudios permiten realizar caracterizaciones más cercanas a la realidad, algunos investigadores han obtenido curvas a partir de estudios estadísticos de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo, entre los que se encuentran Rodríguez y Botero (1995), los cuales obtuvieron una curva que considera las siguientes zonas:

- Zona elástica ($0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_y$).
- Zona de fluencia ($\varepsilon_y \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$).
- Zona de endurecimiento por deformación ($\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$).

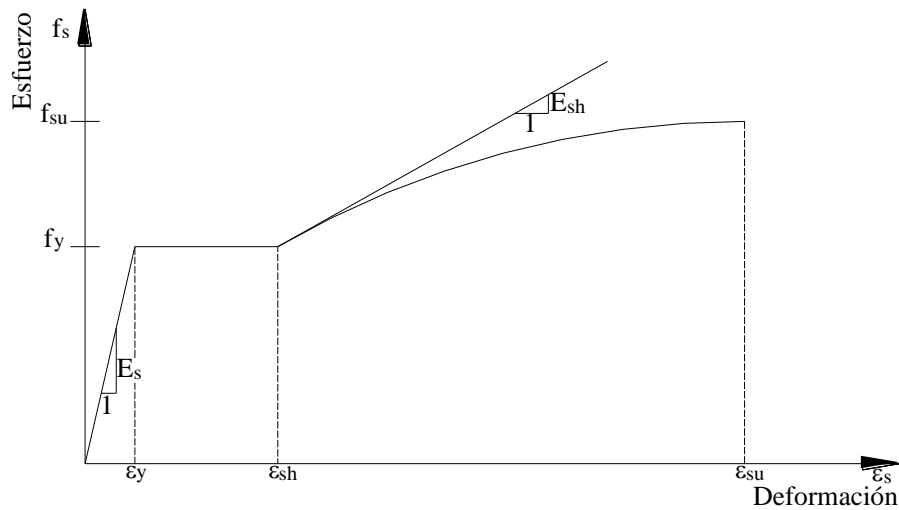


Figura 2.7 Curva esfuerzo-deformación típica en barras de refuerzo

La zona elástica ocurre en el intervalo $0 \leq \epsilon_s < \epsilon_y$ donde ϵ_s es la deformación de la barra de refuerzo. Si el módulo de elasticidad del acero es E_s , el esfuerzo en este intervalo de deformación se puede evaluar como:

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (2.28)$$

La zona de fluencia ocurre en el intervalo $\epsilon_y \leq \epsilon_s < \epsilon_{su}$ en el que ϵ_{su} es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. El esfuerzo en esta zona se calcula como:

$$f_s = f_y \quad (2.29)$$

La zona de endurecimiento por deformación se define mediante la siguiente expresión (Mander, 1984):

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^P \quad (2.30)$$

El término P se puede evaluar eligiendo un punto experimental de la zona de endurecimiento por deformación $(\epsilon_{sh1}, f_{sh1})$, con lo cual a partir de la ecuación anterior se obtiene:

$$P = \frac{\lg \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\lg \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}} \quad (2.31)$$

Donde:

f_{su} = esfuerzo último = 7200 kg/cm².

f_y = esfuerzo de fluencia = 4200 kg/cm².

ε_y = deformación unitaria de fluencia = 0.002.

ε_{sh} = deformación unitaria donde se inicia la zona de endurecimiento = 0.010.

2.6 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES

A partir de los valores nominales obtenidos de los diseños de los edificios se obtuvieron los valores medios utilizados en el presente estudio, con el propósito de emplear valores representativos de las características geométricas de las secciones construidas en campo.

Las variaciones tanto en las propiedades de los materiales como en la geometría de los elementos de concreto reforzado provocan variaciones en la distribución de esfuerzos en los elementos, es por esto que el estudio de estas variaciones ha sido estudiado por varios investigadores.

En investigaciones como la realizada por Mirza y McGregor (1979), se han estudiado las variaciones en las dimensiones de elementos de concreto reforzado construidos en sitio y prefabricados, quienes utilizaron datos provenientes de un número importante de publicaciones y de un trabajo de campo adicional, basados en la información proporcionada por dicha investigación, en la cual se supone una distribución normal que representa la mayoría de las imperfecciones geométricas de los elementos de concreto reforzado se presentan una serie de relaciones utilizadas en la presente investigación.

2.6.1 TRABES

A continuación es presentado un valor ponderado de los datos de las medias de las variaciones en el ancho de vigas T coladas en sitio:

$$b_{\text{medio}} = b_{\text{nominal}} + 0.254\text{cm} \quad (2.32)$$

El valor ponderado de los datos de las medias de las variaciones en el peralte de trabes coladas en sitio es el siguiente:

$$h_{\text{medio}} = h_{\text{nominal}} - 0.279\text{cm} \quad (2.33)$$

La media de los valores de recubrimiento superior e inferior en trabes de los datos estudiados se muestra a continuación:

$$\bar{r}_{\text{superior}} = r_{\text{nominal}} + 0.16\text{cm} \quad (2.34)$$

$$\bar{r}_{\text{inferior}} = r_{\text{nominal}} + 0.32\text{cm} \quad (2.35)$$

2.6.2 COLUMNAS

Para columnas rectangulares la media de los datos analizados para ancho (b) y peralte (h) se muestra a continuación:

$$b_{\text{medio}} = b_{\text{nominal}} + 0.159\text{cm} \quad (2.36)$$

$$h_{\text{medio}} = h_{\text{nominal}} + 0.159\text{cm} \quad (2.37)$$

El error en la colocación del acero exterior puede ser descrito por una distribución normal con media mostrada a continuación:

$$\bar{r} = r_{\text{nominal}} - 0.635 + 0.004h \quad (2.38)$$

Donde:

\bar{r} = valor medio del recubrimiento.

h = dimensión de la columna para la cual existe el menor momento de inercia.

2.7 CARGAS APLICADAS A LOS MARCOS ANALIZADOS

El diseño de estructuras se realiza a partir de valores de trabajo o nominales de las cargas; sin embargo, dichos valores son conservadores respecto a los que pueden presentarse durante la vida útil de las estructuras, es por esto que en la presente investigación se ha recurrido a la utilización de valores obtenidos a partir de estudios previos los cuales proporcionan parámetros de las cargas tales como los valores medios, que permiten obtener un panorama del comportamiento real de dichas cargas.

2.7.1 CARGA VIVA

Las cargas vivas que especifican los reglamentos representan valores que es poco probable sean excedidos durante la vida útil de las estructuras, si bien el código ACI318-08 no recurre a la utilización de cargas vivas instantáneas, fue necesario emplear un valor representativo de dicha carga que aportara información del comportamiento de la misma en edificios de oficinas construidos en la Ciudad de México, estudios realizados por Ruiz y Soriano (1997) obtuvieron un valor medio de la carga viva instantánea igual a 75.1 kg/cm² con un coeficiente de variación de 0.3, además verificaron que la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a la estimación de dicha carga es la distribución Gamma, lo cual fue propuesto con anterioridad por Pier y Cornell (1973).

2.7.2 CARGA MUERTA

La carga muerta toma en cuenta el peso de la losa, columnas, trabes principales y trabes secundarias. Al no contar con información sobre la variabilidad de los pesos específicos de los materiales, se recurre a una estimación aproximada de la relación entre los valores nominales y valores medios de las cargas muertas (Meli, 1976), si los valores nominales tienen una probabilidad de ser excedidos entre el 2 y 5 por ciento, se puede emplear la siguiente expresión:

$$\bar{w}_m = \frac{w_m}{1 + 2C_{vm}} \quad (2.39)$$

Donde:

\bar{w}_m = valor medio de la carga muerta.

w_m = valor nominal de la carga muerta.

C_{vm} = coeficiente de variación de la carga muerta.

El coeficiente de variación de la carga muerta (C_{vm}) puede tomarse como 0.05 en construcciones en que las demandas de los elementos estructurales y las características de los elementos no estructurales pueden fijarse con precisión y 0.10 cuando esto no suceda. Se tomará como valor típico 0.08.

2.8 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 esto, 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 cuando 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 $f_n = 25\text{Hz}$ y un $\xi = 60\%$. 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, por ejemplo, el sismo de Maharashtra ocurrido en la India el 30 de septiembre de 1993 y el sismo de Guam en EUA ocurrido el 8 de agosto de ese mismo año. 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, solo es posible obtener dichos registros en las regiones instrumentadas que son aquellas en las que se han registrado movimientos de gran magnitud.

El primer acelerograma fuerza-movimiento, fue registrado durante el temblor de Long Beach en 1993, y desde entonces, varios cientos de registros han sido obtenidos, la mayoría de

ellos son pequeños movimientos y solo una pequeña fracción ha tenido una aceleración de más del 20% g. En el caso del sismo del 85 en México se alcanzó una aceleración espectral de 0.1g.

En México, la mayoría de los sismos se originan en las costas del Pacífico (Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas) y se registran en toda la zona centro-sur del país.

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.

2.8.1 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 artificiales.

Entre algunas alternativas para generar acelerogramas artificiales, se encuentra el escalamiento de registros reales (Chan, 2002), el cual es empleado con el fin de analizar la respuesta 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.

2.8.2 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 a 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.

2.8.3 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

(seudoaceleración, seudodesplazamiento, 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 se resistirá la estructura. La tasa de excedencia se determina como:

$$v = \frac{1}{T_R} \quad (2.40)$$

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 gravedad (Sa/g).
5. Se traza el espectro de pseudoaceleración, para la misma demanda de 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 que la 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:

$$FE = \frac{(Sa/g)_{T_R}}{(Sa/g)_{esp}} \quad (2.41)$$

2.8.4 ESPECTROS DE RESPUESTA

Historia sobre los espectros de respuesta

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año de 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 Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokyo, 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 los 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 solo 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 analógica”) 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.

Historia de respuesta y concepto de pseudo-aceleración

La Figura 2.8 muestra la respuesta de desplazamiento de tres sistemas diferentes debido a un movimiento sísmico, gráficos similares a los presentados por Chopra (1995). En la Figura 2.8 (derecha) el periodo de vibración T_n es el mismo para los tres sistemas y la diferencia radica en el amortiguamiento. A mayor razón de amortiguamiento, menor desplazamiento.

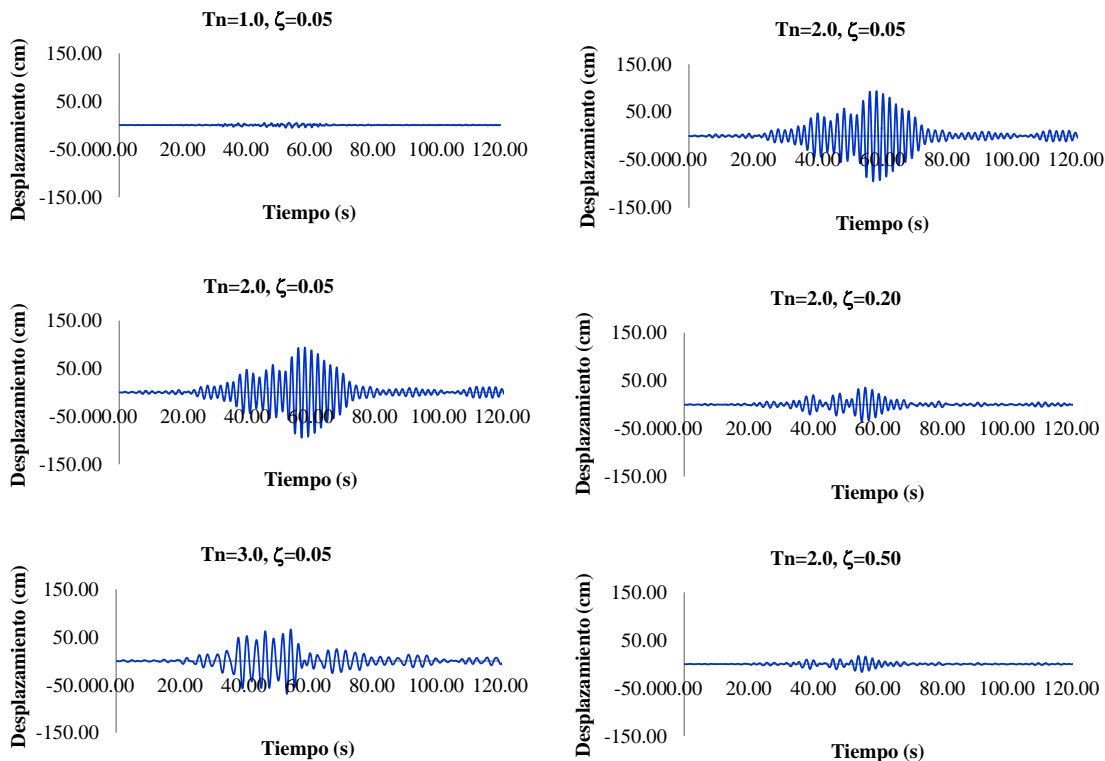


Figura 2.8 Respuesta de desplazamiento de tres sistemas diferentes debidos a un movimiento sísmico

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).

$$f_s(t) = ku(t) \tag{2.42}$$

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

$$f_s(t) = m\omega_n^2u(t) = mA(t) \tag{2.43}$$

Donde

$$A(t) = \omega_n^2u(t) \tag{2.44}$$

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 2.8 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.

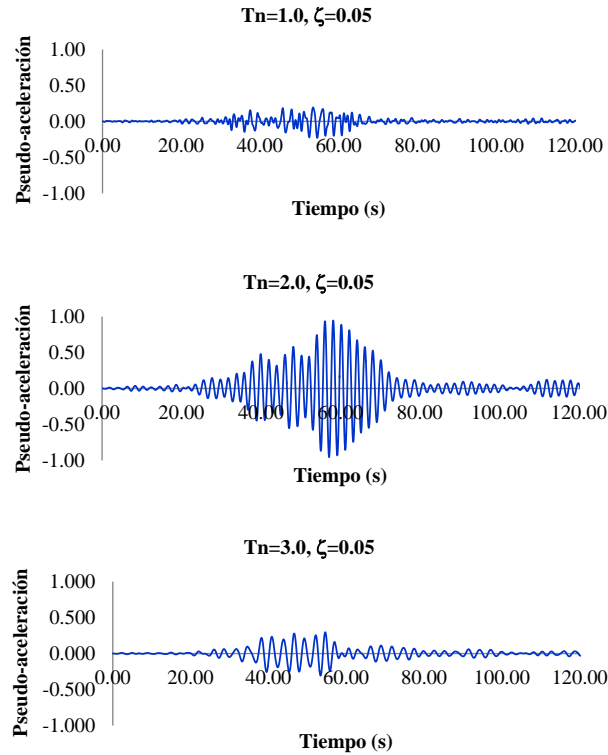


Figura 2.9 Respuesta Pseudo-aceleración

Construcción de espectros de respuesta

El espectro muestra la respuesta de valores máximos de un SIGL de una componente en particular del movimiento del suelo, como se muestra en la Figura 2.10. 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 SIGL cuenta con una fracción de amortiguamiento dado ξ .

El espectro de respuesta de 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:

$$\begin{aligned}
 u_0(T_n, \xi) &\equiv \max_t |u(t, T_n, \xi)| \\
 \dot{u}_0(T_n, \xi) &\equiv \max_t |\dot{u}(t, T_n, \xi)| \\
 \ddot{u}_0(T_n, \xi) &\equiv \max_t |\ddot{u}(t, T_n, \xi)|
 \end{aligned}
 \tag{2.45}$$

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.

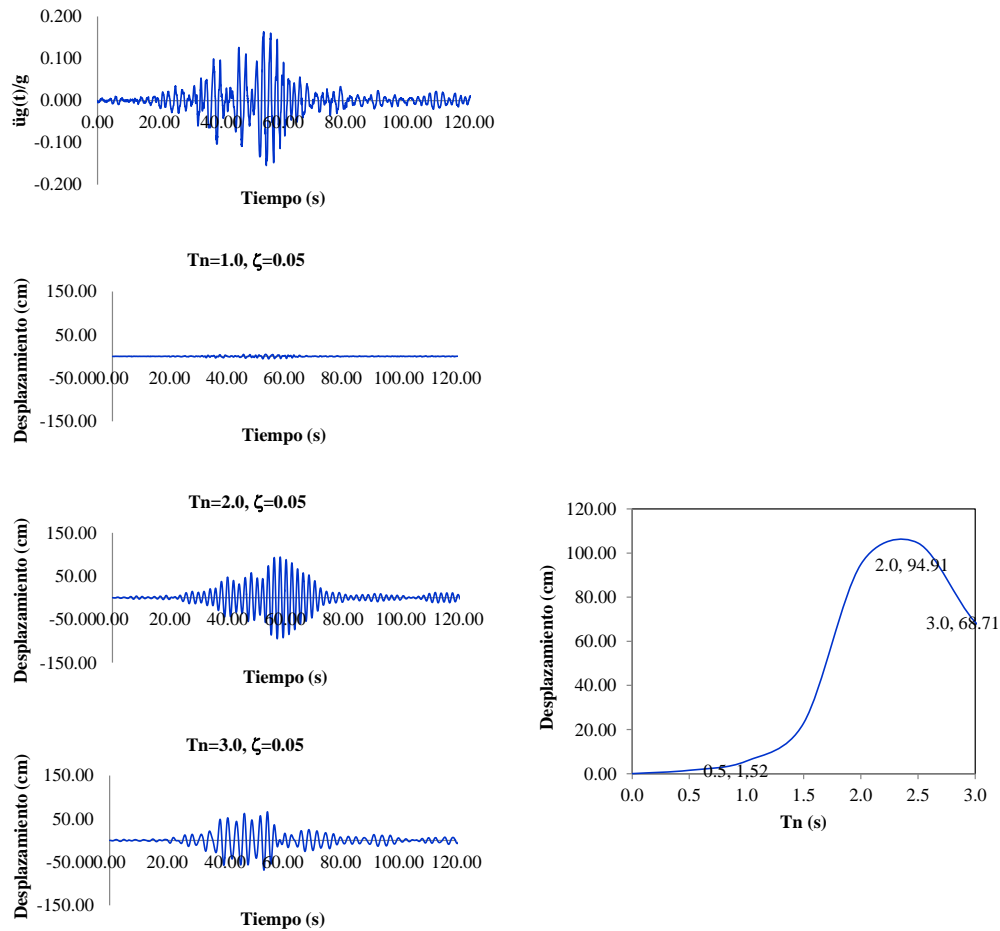


Figura 2.10 Procedimiento para determinar el espectro de respuesta D

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

$$S_V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \tag{2.46}$$

Donde ω_n es la frecuencia natural del sistema.

El prefijo pseudo es usado porque (S_V) no es igual al valor máximo de 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:

$$S_A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \tag{2.47}$$

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_{so}).

$$V_{bo} = f_{bo} = mS_A \quad (2.48)$$

El cortante basal máximo puede ser escrito como:

$$V_{bo} = \frac{S_a}{g} w \quad (2.49)$$

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 por medio de métodos numéricos (método de las ocho constantes, integral de Duhamel, etc.), la información 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 $D = u_0$, $S_V = \frac{2\pi}{T_n} D$ 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 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.

2.9 EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS

La confiabilidad sísmica de una estructura es normalmente influenciada por parámetros inciertos relacionados con la demanda sísmica y la capacidad estructural (Cornell, 1996, Wen, 1995). Entre las variables asociadas a dichos parámetros inciertos se encuentran: las propiedades de los materiales, las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, los algoritmos analíticos usados para el análisis probabilístico, las cargas estocásticas actuando sobre la estructura y otras incertidumbres asociadas a la aleatoriedad del proceso.

Entre los métodos probabilísticos empleados para evaluar la confiabilidad estructural se encuentran el método de integración numérica y el método simplificado, ambos enfocados a la obtención de la probabilidad de falla de una estructura durante un intervalo de tiempo a partir de algoritmos analíticos.

A continuación se presenta una breve descripción de ambos métodos, ya que el método simplificado tiene sus bases en el método de integración numérica, lo cual se verá con detalle en el Apéndice B, en donde se presentan las deducciones matemáticas empleadas en el formato DCFD, el cual se sustenta a partir de los métodos antes mencionados.

2.9.1 MÉTODOS POR INTEGRACIÓN NUMÉRICA

En los métodos de integración numérica, la confiabilidad se representa por medio de curvas de peligro de demanda $v_D(d)$, y por tasas anuales de falla v_F para marcos de varios niveles. Las curvas de peligro de demanda representan la tasa media anual de excederse un cierto valor de la distorsión máxima de entrepiso (d), y la tasa de falla se refiere a la tasa media anual de falla de las estructuras (v_F) asociada a diferentes estados límite.

La curva de peligro de demanda sísmica $v_D(d)$ para una estructura dada puede obtenerse por medio de la siguiente integral (Esteva, 1968):

$$v_D(d) = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P(D \geq d|y) dy \quad (2.50)$$

Donde $dv(y)/dy$ representa la derivada de la curva de peligro sísmico, y es la intensidad sísmica, y $P(D \geq d|y)$ es la probabilidad condicional de que la distorsión máxima de entrepiso D se exceda de cierto valor d , dado un nivel de intensidad y .

Aunque en el método de integración numérica no es necesario describir el peligro sísmico por medio de una función analítica (ya que el problema es resuelto numéricamente), puede utilizarse la expresión propuesta por Esteva (1983):

$$v = Ky^{-1}(1 - (y/y_M)^\varepsilon) \quad (2.51)$$

Los parámetros K , r y ε dependen de las características del sitio de interés, y del periodo fundamental de vibración de la estructura en estudio.

El valor de la tasa anual de falla estructural v_F se calcula mediante la siguiente expresión, la cual toma en cuenta el efecto de la incertidumbre en la capacidad estructural C , (Cornell *et al.*, 2002):

$$v_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv_D(d)}{dd} \right| P(C \geq d) dd \quad (2.52)$$

Donde, $P(C \geq d)$ representa la probabilidad de que la capacidad de deformación C sea menor que o igual a un valor dado de la distorsión máxima de entrepiso, d .

La tasa media anual de falla v_F se puede calcular suponiendo que la capacidad estructural está dada por la distorsión máxima de entrepiso. La capacidad puede representarse, alternativamente, por medio de la aceleración espectral asociada al periodo fundamental de la

estructura para 5% de amortiguamiento $S_a(T_0, 5\%)$ (Shome y Cornell, 1999). Para este caso, la v_F se calcula como sigue:

$$v_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P(y \geq S_{a,Edo.Lim}) dy \quad (2.53)$$

Donde $v(y)$ es la curva de peligro sísmico como una función de intensidad (y), y $S_{a,Edo.Lim}$ representa el nivel de aceleración espectral asociada al modo fundamental de la estructura necesario para inducir cierto nivel de daño en la estructura la cual se asocia generalmente con un estado límite dado (*Edo. Lim.*, por ejemplo, para la fluencia de la estructura o colapso).

2.9.2 MÉTODO SIMPLIFICADO

En este método se toma como punto de partida que la curva de peligro sísmico de la demanda estructural puede obtenerse mediante la integral de la ecuación 2.50, y se supone que la función de densidad de probabilidad (fdp) de la distorsión máxima de entrepiso es lognormal (Shome y Cornell, 1999). Esto se expresa como:

$$f_D(d) = \frac{1}{d\sqrt{2\pi\sigma_{\ln D}}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\sigma_{\ln D}} \ln \left(\frac{d}{\widehat{D}} \right) \right)^2 \right] \quad (2.54)$$

Su función de distribución acumulada se expresa como:

$$F_D(d) = P(D \leq d) = P(\ln D \leq \ln d) \quad (2.55)$$

Se define la variable estandarizada u , con fdp normal, con media nula y desviación estándar unitaria, como sigue:

$$u = \frac{\ln D - \ln \widehat{D}}{\sigma_{\ln D}} \quad (2.56)$$

Si se despeja $\ln D$ de esta última y se sustituye en (2.55), se obtiene:

$$F_D(d) = P(u\sigma_{\ln D} + \ln \widehat{D} \leq \ln d) = P \left(u \leq \left[\frac{\ln(d/\widehat{D})}{\sigma_{\ln D}} \right] \right) \quad (2.57)$$

De aquí se deduce que:

$$P(D \leq d) = P \left(u \leq \left[\frac{\ln(d/\widehat{D})}{\sigma_{\ln D}} \right] \right) = F_u \left[\frac{\ln(d/\widehat{D})}{\sigma_{\ln D}} \right] = \Phi(u) \quad (2.58)$$

Donde $\Phi(u)$ es la función de distribución acumulada normal estándar.

De lo anterior se deduce que:

$$P(D \geq d) = 1 - \Phi \left[\frac{\ln(d/\hat{D})}{\sigma_{\ln D}} \right] \quad (2.59)$$

Donde \hat{D} es la mediana de D y $\sigma_{\ln D}$ la desviación estándar de su logaritmo natural. Como se indica más adelante, \hat{D} y $\sigma_{\ln D}$ son funciones de S_a/g .

Con el fin de llegar a una ecuación simplificada en lugar de la integral de la ecuación (2.50), Cornell (1996) supone que la tasa media anual de excedencia v , y que la variación de la mediana (\hat{D}) con la intensidad, pueden expresarse mediante:

$$v = k(S_a/g)^{-r} \quad (2.60)$$

$$\hat{D} = a(S_a/g)^b \quad (2.61)$$

Donde k y r son los parámetros de regresión linealizada de la curva que representa la tasa media anual de excedencia de S_a/g ; y a y b son los parámetros de ajuste de la mediana de la máxima distorsión de entrepiso.

Sustituyendo las ecuaciones 2.60 y 2.61 en la ecuación 2.50 (Cornell, 1996) se llega a la siguiente expresión cerrada para obtener la curva de peligro de demanda estructural $v_D(d)$:

$$v_D(d) = k(S_a/g)^{-r} \exp \left[\frac{1}{2} \left(\frac{r}{b} \sigma_{\ln D} \right)^2 \right] \quad (2.62)$$

Esta ecuación puede expresarse como sigue:

$$v_D(d) = v F_C \quad (2.63)$$

Donde v representa la curva de peligro sísmico y F_C se puede interpretar como un factor de corrección dado por:

$$F_C = \exp \left[\frac{1}{2} \left(\frac{r}{b} \sigma_{\ln D} \right)^2 \right] \quad (2.64)$$

2.9.3 FORMATO 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 la 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 resistencia o capacidad (ϕ) y de carga o 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 potencias se pueden obtener aproximaciones aceptables (Luco y Cornell, 1998) de dichas curvas mediante la ecuación (2.60), donde k y r , son parámetros de regresión de la curva que representa la tasa media anual de excedencia de la intensidad (Sa/g).

2.9.3.1 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.

2.9.3.1.1 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 (Sa/g), describiendo la pendiente de dicha relación (Cornell, 1996), dado por la ecuación (2.61).

Donde a y b son parámetros de ajuste de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{D}) para distintos niveles de intensidad (Sa/g) asociados a periodos de retorno de interés.

2.9.3.1.2 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 datos observados (Benjamín y Cornell, 1970), como sigue:

$$\hat{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln d_j}{n} \right] \quad (2.65)$$

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

2.9.3.1.3 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:

$$\sigma_{DR} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln d_j - \ln \widehat{D})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.66)$$

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).

2.9.3.1.4 FACTOR DE INCREMENTO DE LA DEMANDA (γ)

El factor de demanda (carga), es un factor probabilístico de incremento que tiene en cuenta las incertidumbres aleatorias y epistémicas asociadas a esta. 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.

$$\gamma = \exp \left[\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{DR}^2 \right] > 1 \quad (2.67)$$

2.9.3.2 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 solicitud sísmica que se espera en el sitio donde se ubica la estructura (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

2.9.3.2.1 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (ADI)

El análisis dinámico incremental tiene sus inicios en la década de los 70's y desde entonces ha sido utilizado por varios investigadores que lo han empleado en diferentes

metodologías utilizadas en ingeniería sísmica (p.e. Vamvatsikos y Cornell, 2002; Nassar y Krawinker, 1991).

Recientemente el ADI se ha convertido en un método de análisis paramétrico (no lineal) que permite estimar ampliamente el desempeño estructural bajo cargas sísmicas, 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 2.11 se observa un esquema de un ADI, en la que se aprecia la curva del comportamiento estructural ante un sismo escalado hasta alcanzar algunos niveles de desempeño de interés.

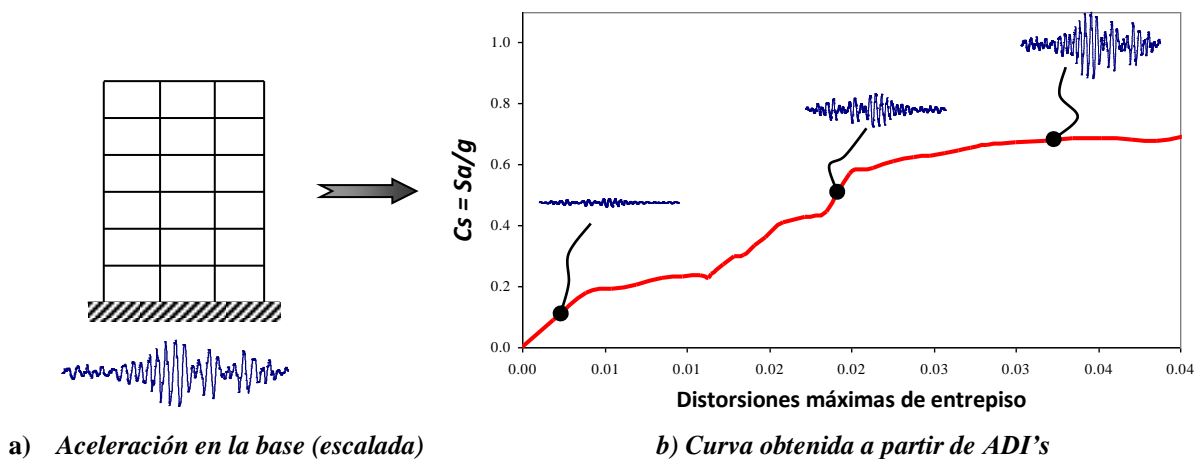


Figura 2.11 Esquema de un análisis dinámico incremental (ADI)

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

Los pasos que deben seguirse para determinar el desempeño de una estructura mediante un ADI son los siguientes:

- 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- Δ .
- Incremento de tiempo (Δt) utilizado en el análisis.
- Incremento en los factores 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.

2.9.3.2.2 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 igual a 0.02.
- 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).

2.9.3.2.3 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 una interpolación lineal entre las incertidumbres de servicio y colapso.

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

$$\sigma_{CR} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln c_j - \ln \hat{C})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.68)$$

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

2.9.3.2.4 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD (ϕ)

El factor de capacidad (resistencia), 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. Mientras que r/b representa la sensibilidad al cambio de la probabilidad de excedencia de la capacidad.

$$\phi = \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{CT}^2 \right] < 1 \quad (2.69)$$

2.9.3.3 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 ($\gamma \hat{D}^{\nu_0}$):

$$\lambda_{confianza} = \frac{\phi \hat{C}}{\gamma \hat{D}^{\nu_0}} \geq 1 \quad (2.70)$$

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 ($\gamma \hat{D}^{\nu_0}$), 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 (ν_F) menor o igual a una tasa media anual de falla objetivo (ν_O).

2.9.3.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$

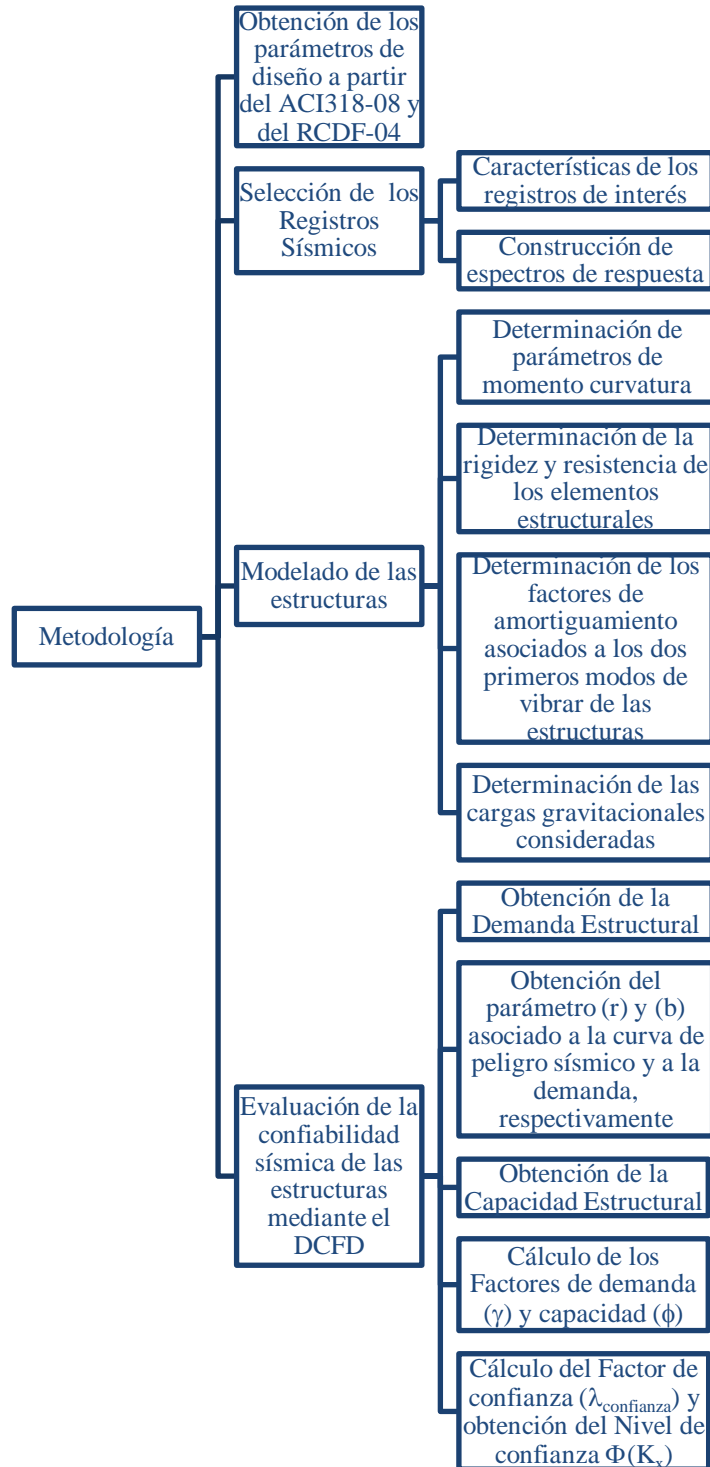
La confiabilidad de las estructuras puede ser evaluada a partir del Nivel de Confianza, el cual puede asociarse al factor de confianza, mediante la siguiente ecuación (Jalayer y Cornell, 2003):

$$K_x = \left[\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{UT} + \frac{\ln(\lambda_{confianza})}{\sigma_{UT}} \right] \quad (2.71)$$

La ecuación anterior varía en función del peligro sísmico (parámetro r), de la demanda estructural (parámetro b) y de las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}) asociadas 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 ese valor específico de K_x .

III. METODOLOGÍA

A continuación se presentan los principales pasos de la metodología:



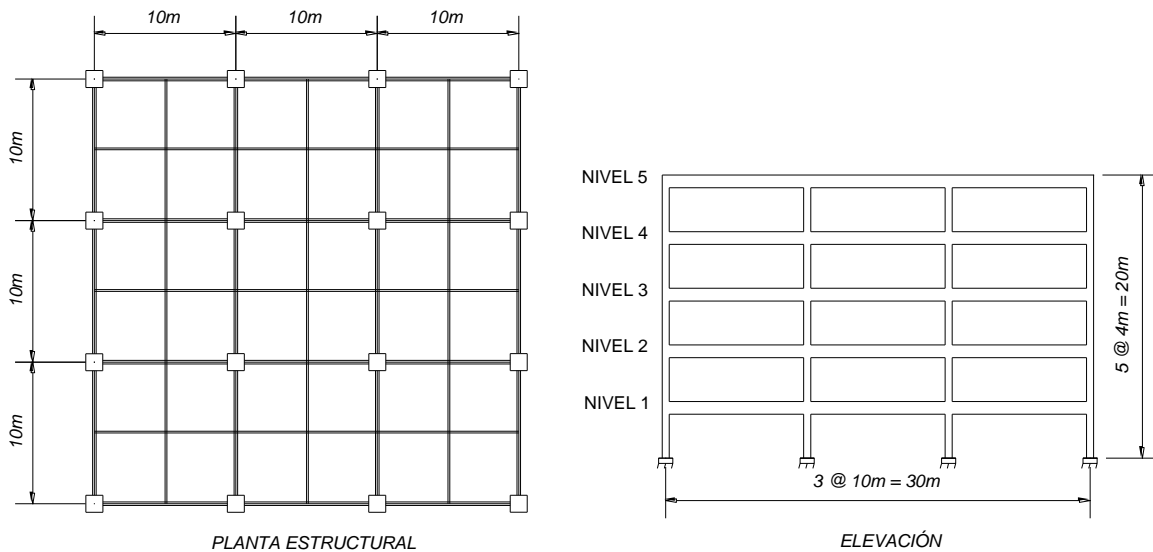
3.1 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LOS DISEÑOS A PARTIR DEL ACI318-08 Y DEL RCDF-04, NECESARIOS PARA REALIZAR LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Se realizó el análisis y diseño estructural de tres edificios de concreto reforzado 5, 10 y 15 niveles según el Manual del American Concrete Institute (ACI318-08), con una ubicación supuesta en la zona IIIb de acuerdo a la regionalización sísmica del Distrito Federal destinados a uso de oficinas, dichos edificios habían sido diseñados con anterioridad de acuerdo a las recomendaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF, 2004) y las Normas Técnicas complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2004). En la Tabla 3.1 se presentan los responsables del análisis y diseño de los edificios estudiados.

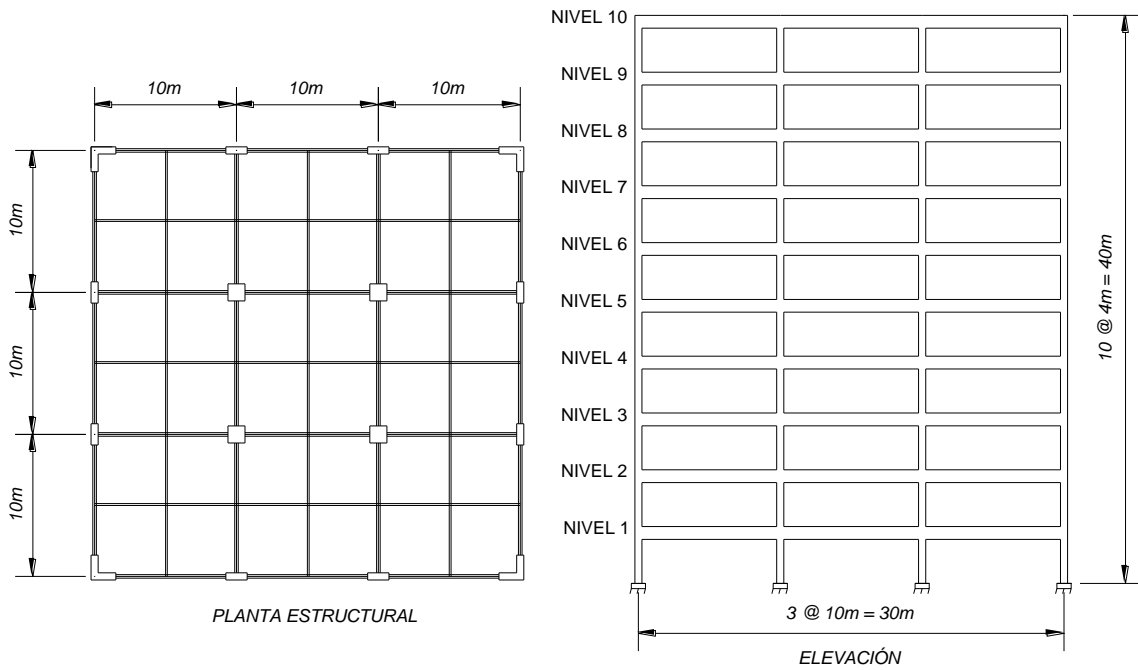
Tabla 3.1 Responsables de análisis y diseños de los edificios estudiados

Código empleado	Responsable de los Análisis y Diseños		
	Edificio de 5 niveles	Edificio de 10 niveles	Edificio de 15 niveles
RCDF-04	PROYECT, Gerente General: Ing. Raúl Granados Granados	JARQUE INGENIEROS, S.C., Gerente General: Ing. Francisco García Jarque	ALONSO Y ASOCIADOS, Gerente General: M.I. Javier Alonso García
ACI318-08	Estudiante de la M.C. Estructuras, Posgrado de Ingeniería UAQ, Ing. Karla I. Avila Hermosillo	JARQUE INGENIEROS, S.C., Gerente General: Ing. Francisco García Jarque	Estudiante de la M.C. Estructuras, Posgrado de Ingeniería UAQ, Ing. Karla I. Avila Hermosillo

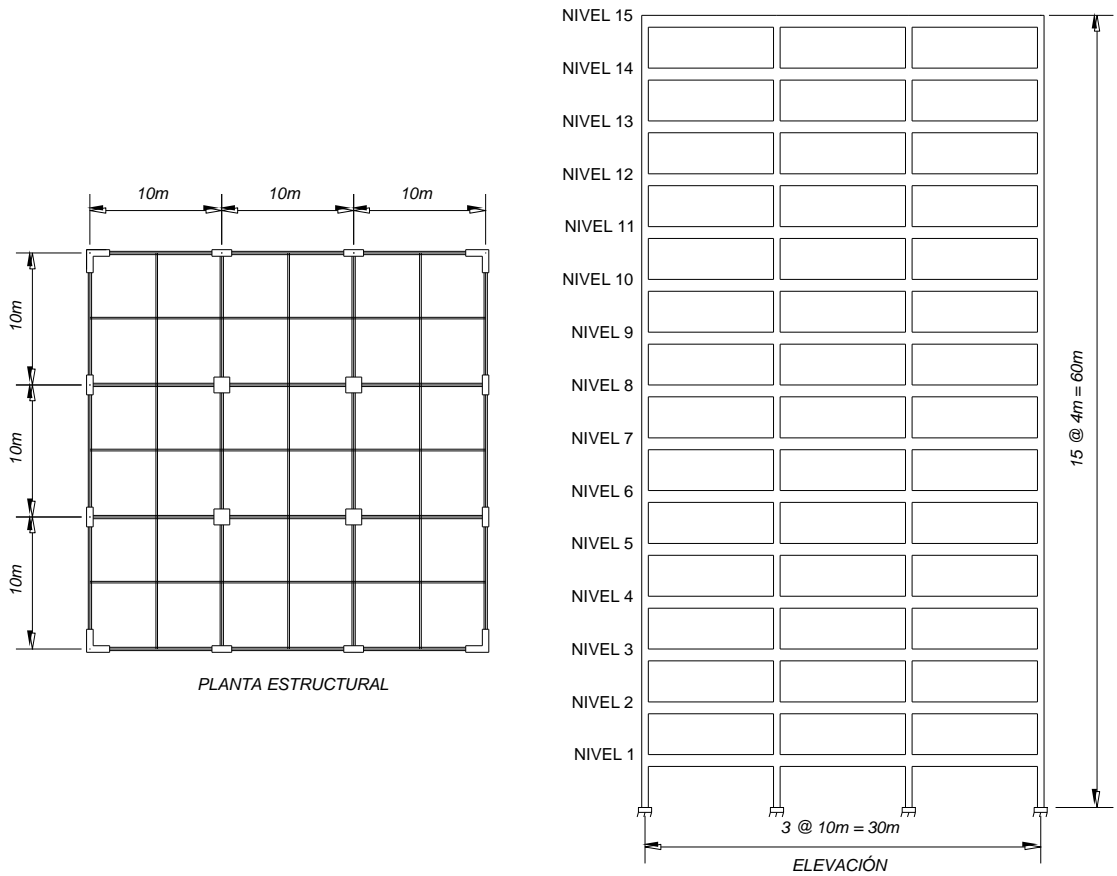
Los tres edificios tienen una configuración muy regular, son cuatro marcos de tres crujeías cada uno en ambas direcciones, todos los claros son de 10 m de longitud y 4 m de altura de entrepiso, la Figura 3.1 muestra la planta y elevaciones de los edificios analizados.



a) Edificio de 5 niveles



b) Edificio de 10 niveles



c) Edificio de 15 niveles

Figura 3.1 Plantas y elevaciones de edificios estudiados

Las consideraciones de diseño y análisis, en las cuales se basan los diseños realizados a partir del reglamento del ACI318-08 empleados en el presente estudio son presentadas en el Apéndice A, en el cual también se encuentran las secciones estructurales de trabes y columnas obtenidas a partir de dicho reglamento y las obtenidas a partir del RCDF-04 provenientes de estudios anteriores.

Las características de los diseños necesarias para realizar los modelos estructurales son las siguientes:

- Secciones transversales de trabes y columnas.
- Armados de las secciones estructurales.
- Ancho efectivo de losas.
- Características de los materiales:
 - o Resistencia a la compresión del concreto (f'_c).
 - o Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal (f_y).
 - o Módulos de elasticidad del concreto y del acero de refuerzo.
 - o Cargas gravitacionales consideradas.

3.2 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

Para evaluar el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos es preciso realizar una selección de registros sísmicos que resulten representativos, en el presente estudio dos puntos fueron considerados para realizar dicha selección, el primero es que los registros contaran con una serie de características comunes que serán descritas en el subcapítulo 3.2.1 y el segundo es que las formas espectrales obtenidas a partir de dichos registros tuvieran una similitud considerable, lo cual será abordado en el subcapítulo 3.2.2.

3.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS DE INTERÉS

En el presente estudio 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. Narvarte, 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 en dicha zona son de banda angosta, es decir, su contenido de frecuencias se centra en un intervalo de frecuencias reducido.

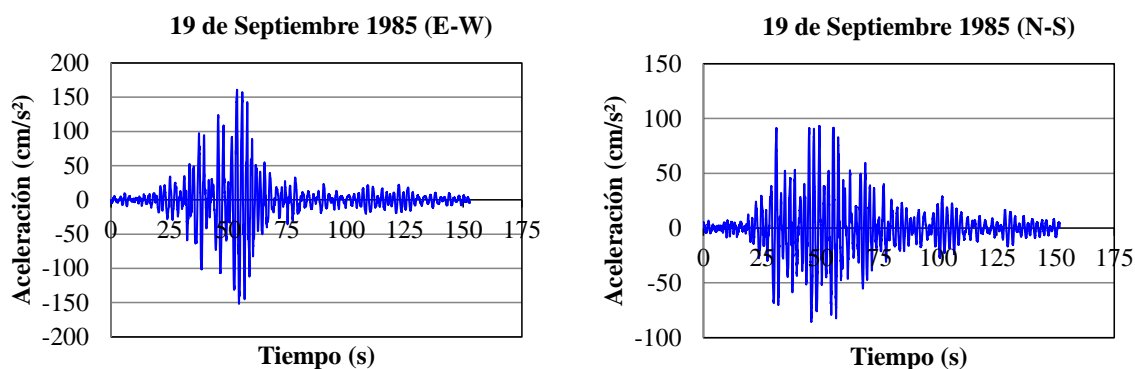
Los acelerogramas seleccionados cuentan con las siguientes características comunes: generados por eventos en la zona de subducción de la República Mexicana, magnitudes comprendidas entre 5.6 y 8.1.

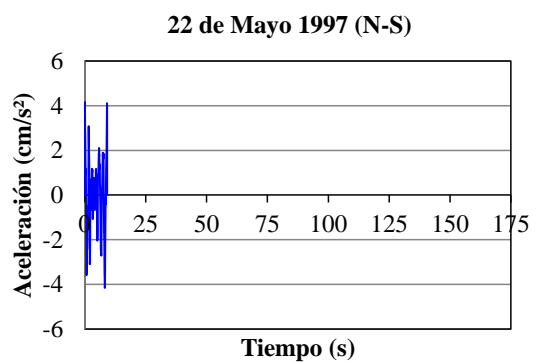
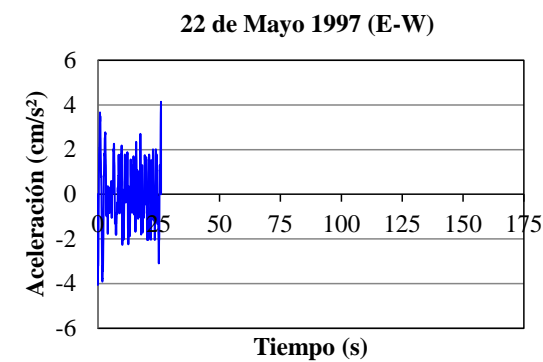
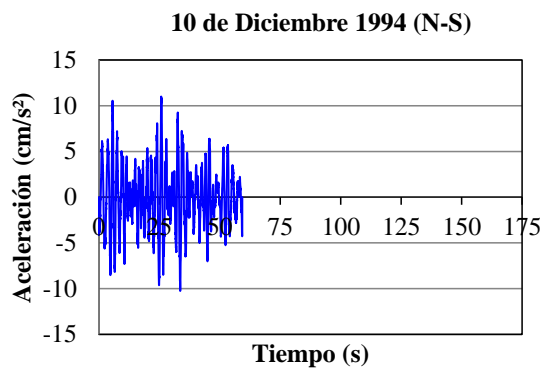
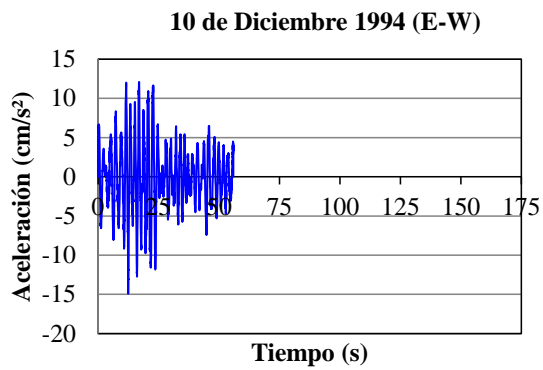
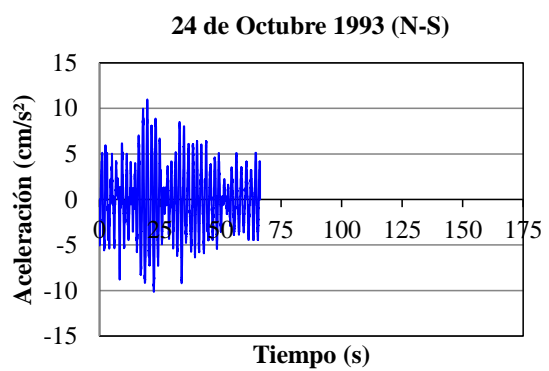
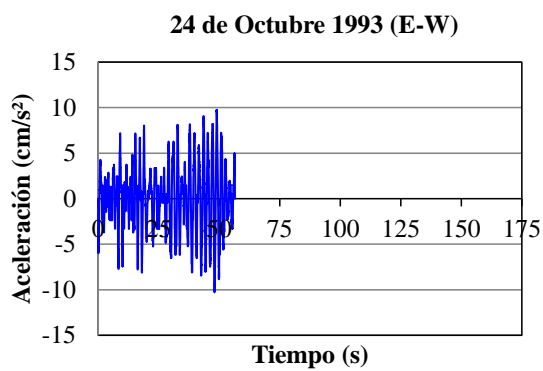
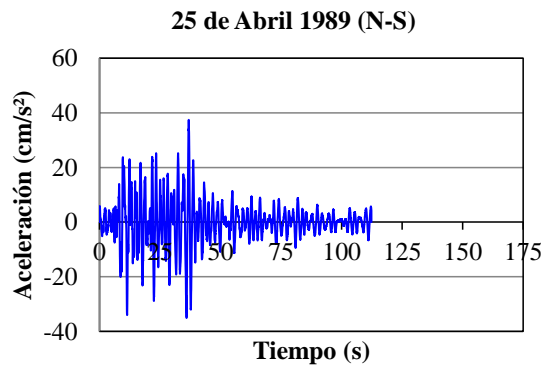
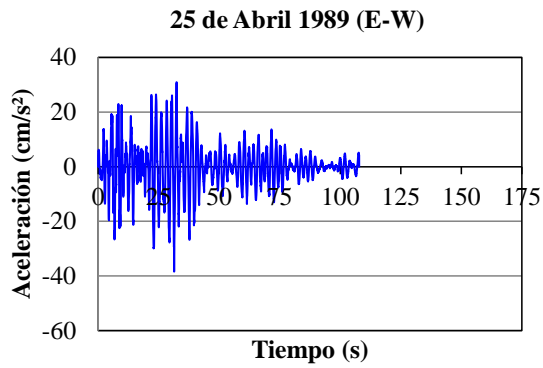
Dichos registros se encuentran en la Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes (1993) y fueron originados por eventos de subducción, ya que son los que más afectan a la República Mexicana y los que históricamente han provocado consecuencias graves en las estructuras del Valle de México, mientras que en 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 tienen los catorce registros antes mencionados, la Tabla 3.2 se presentan sus principales características.

Tabla 3.2 Características de los registros sísmicos utilizados

Sismo	Fecha	Componente	Distancia epicentral (km)	Periodo dominante, Ts (s)	Mag nitud	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

A continuación se muestran una 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.





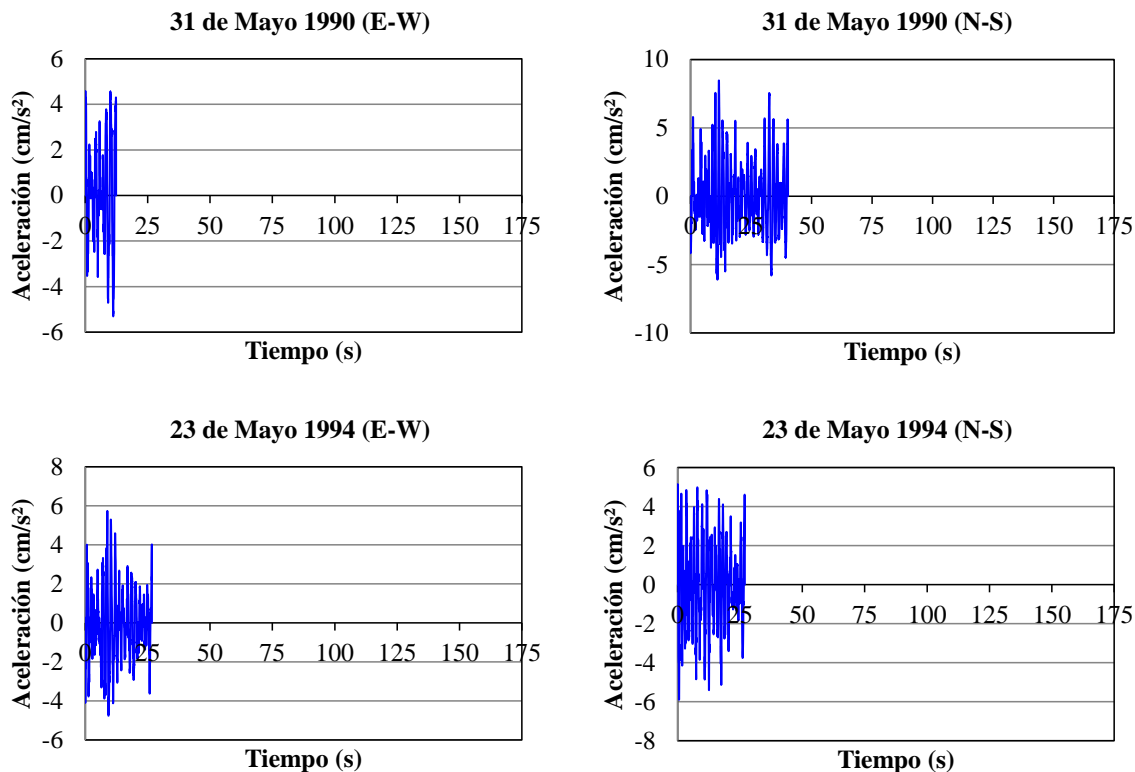


Figura 3.2 Registros sísmicos utilizados en el presente estudio

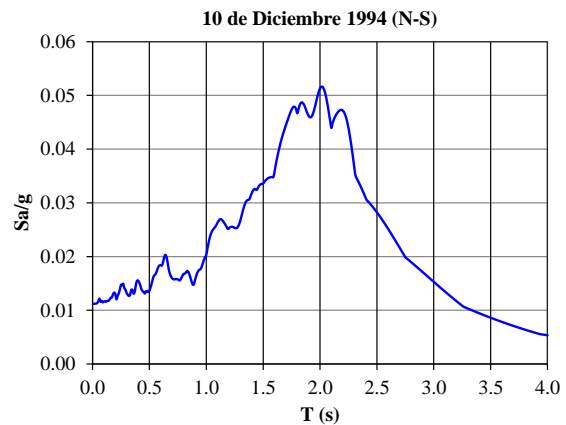
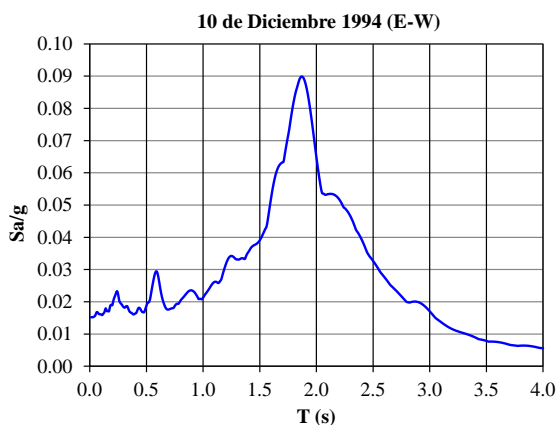
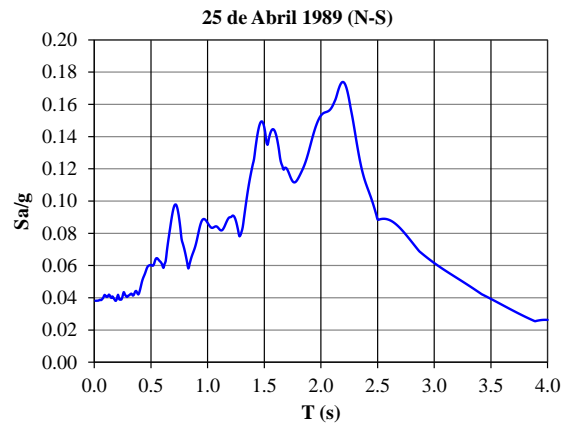
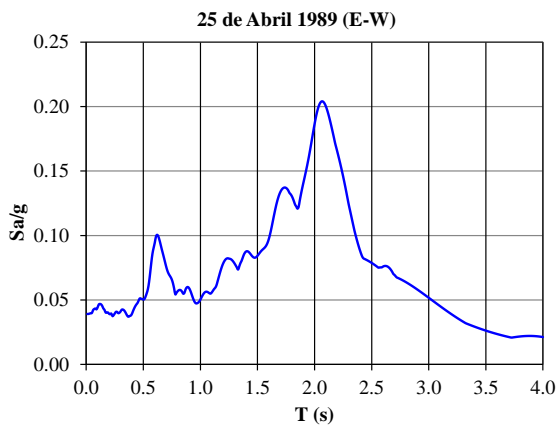
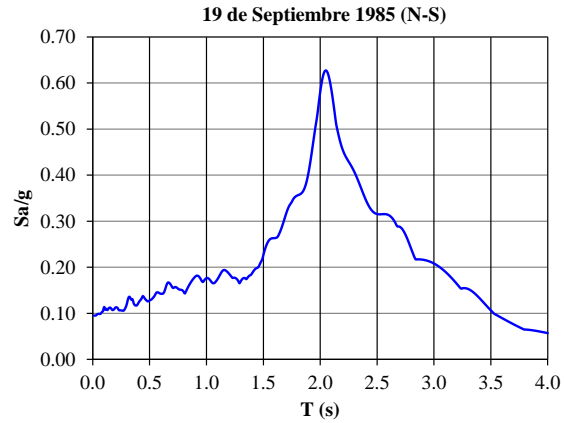
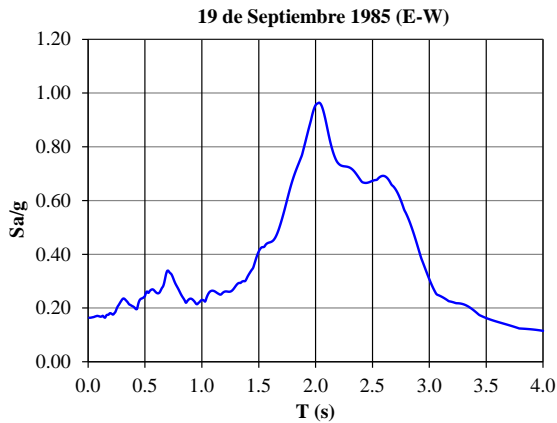
La variabilidad de los acelerogramas se puede apreciar en cuanto a amplitud máxima, duración y contenido de frecuencia lo cual afecta de manera distinta la respuesta estructural. Entre más amplitud, mayor intensidad del sismo, mayores los desplazamientos y cortantes provocados en la estructura. A mayor 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. En estos registros también se muestra la fecha de ocurrencia del sismo. Cabe mencionar que a mayor magnitud mayor la amplitud de la aceleración máxima del suelo.

3.2.2 CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA

A partir de los registros sísmicos seleccionados se construyeron los espectros de respuesta lineal para el 5% del amortiguamiento crítico en el programa DEGTRA 4 desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual genera los espectros a partir del método de las 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, es 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 catorce registros seleccionados, a partir de los cuales se obtiene la pseudo-aceleración espectral normalizada

respecto a la gravedad (Sa/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.



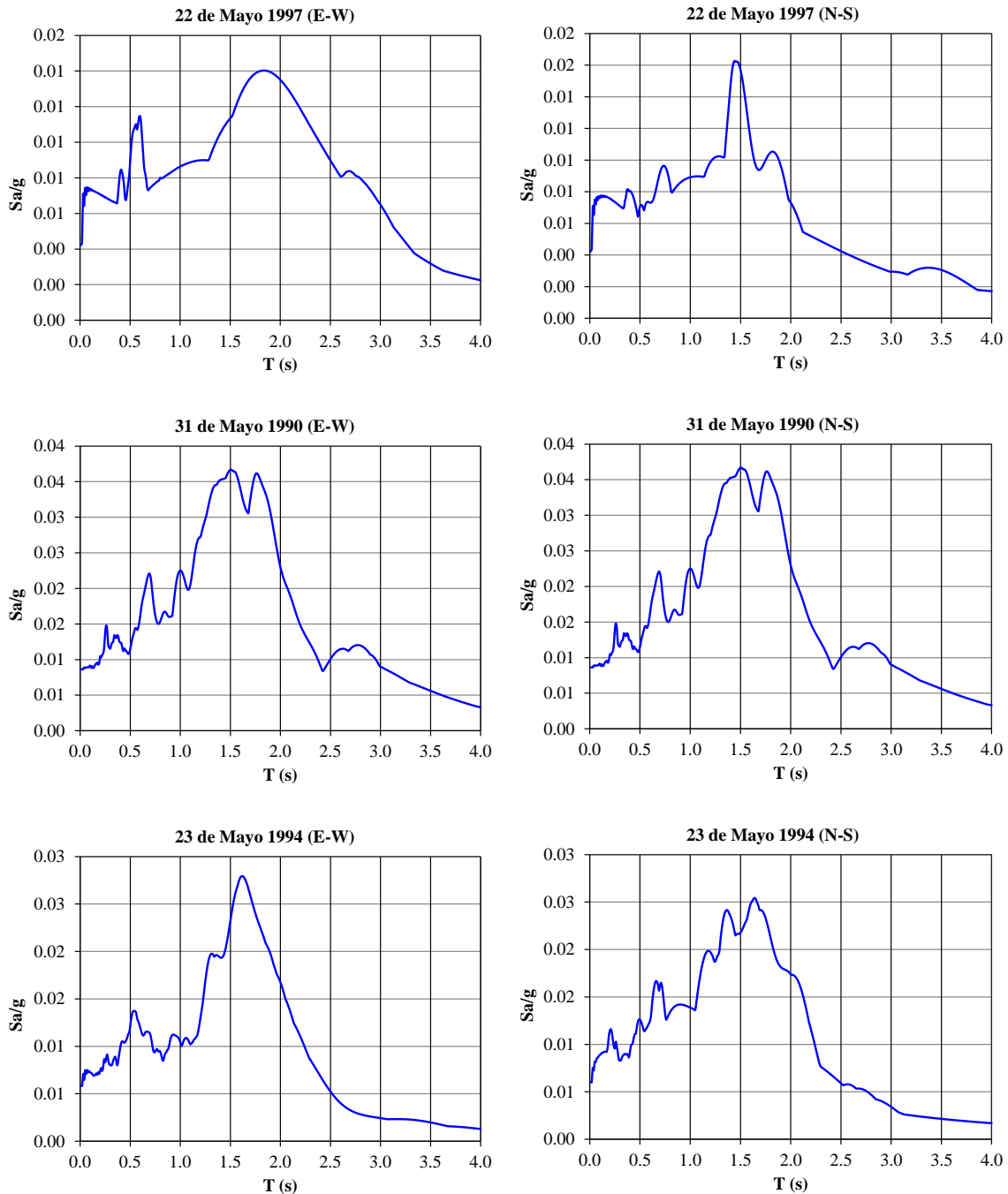


Figura 3.3 Espectros de respuesta individuales asociados a cada uno de los sismos utilizados en este estudio

En la Figura 3.4, se muestran todos los espectros de respuesta en la misma gráfica con fines de comparación. En donde se aprecia que se seleccionaron espectros bajos, que son aquellos asociados a los sismos con menor magnitud y espectros con ordenadas de valor grande como es la de 0.96 asociada a los registros con magnitud 8.1 (magnitud mayor del presente estudio).

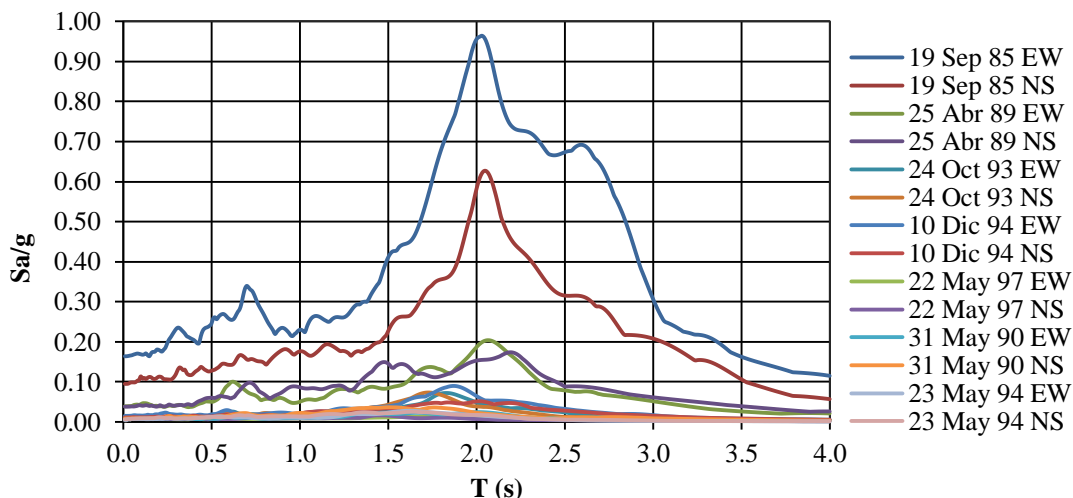


Figura 3.4 Conjunto de espectros de respuesta utilizados en este estudio para un 5% de amortiguamiento crítico

Los espectros de respuesta pueden tener formas diversas (Chan, 2002), aun cuando se traten de eventos registrados en una misma estación. En general, el periodo dominante (T_s) se incrementa a medida que la magnitud del sismo es mayor.

Una forma de apreciar de manera más clara el incremento del periodo dominante (T_s) respecto a la magnitud, es a partir de una gráfica Magnitud- T_s , para los sismos seleccionados dicha gráfica es mostrada a continuación:

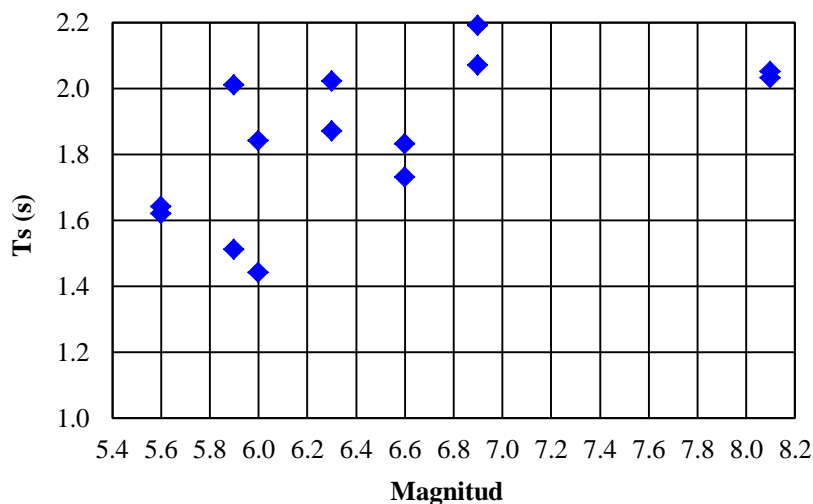


Figura 3.5 Gráfica Magnitud- T_s para los sismos seleccionados para este estudio

3.3 MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS

Con el propósito de conocer el comportamiento de los miembros estructurales en cada instante de tiempo, se recurre al programa DRAIN 2D modificado, el cual proporciona la variación de la resistencia y la rigidez de los miembros estructurales. Lo anterior es posible gracias al análisis de un modelo equivalente discreto de cada uno de los edificios, el cual es sometido a una historia de aceleraciones (registro sísmico) y cuya respuesta es obtenida a partir

de reglas de histéresis que establecen los límites de comportamiento de los elementos estructurales.

Debido a que los marcos de la periferia de los edificios (5, 10 y 15 niveles) poseen secciones de trabes y columnas diferentes a los marcos interiores, aportando de esta manera una rigidez lateral diferente a la estructura, con la finalidad de tomar en cuenta la aportación de ambos marcos (interior y exterior) se recurre a la realización de un modelo formado por un marco exterior ligado a un marco interior por medio de elementos conectores (articulados en los extremos) que intervienen únicamente con rigidez axial y permiten simular la interacción entre ambos marcos.

Al ser la rigidez lateral uno de los parámetros fundamentales que interviene en la respuesta sísmica de una estructura, un modelo en 2D con las consideraciones antes mencionadas resulta adecuado para los fines del presente estudio, cabe mencionar que la aportación debida a la rigidez torsional no es considerada. A continuación se presenta la Figura 3.6 en la que se ilustra el modelo estructural empleado para el estudio de los edificios aquí analizados.

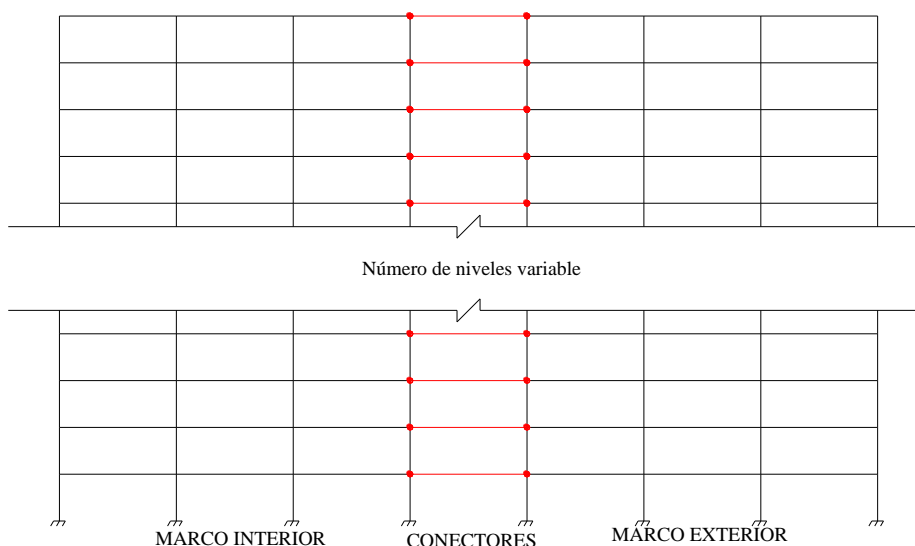


Figura 3.6 Modelo estructural empleado en los análisis no lineales

El modelo analítico debe especificar las condiciones de continuidad entre un elemento y otro y la continuidad entre la estructura y los apoyos. Estas condiciones deben ser congruentes con el tipo de conexión de diseño, en el presente estudio las uniones vigas-columnas fueron consideradas como nodos rígidos en el análisis dinámico de los edificios, mientras que los entrepisos se consideraron como diafragmas rígidos por lo que los nodos que se encuentran en el mismo nivel son tomados en consideración con un desplazamiento lateral idéntico. Las condiciones de apoyo de la estructura se consideran como empotramientos perfectos, debido a que así se supuso en el diseño y debido a que no se contempla, como queda establecido anteriormente, la interacción suelo-estructura por lo que el desplazamiento en los nodos de apoyo es igual a cero.

En el subcapítulo 2.4 son presentadas las bases para el modelado de las estructuras, en las cuales se describen los sistemas de ecuaciones que son resueltos por el programa a partir del método β de Newmark, además del modelo histerético (Takeda modificado), el cual es el modelo matemático que establece el nivel de daño que alcanzan los elementos estructurales reflejándose en pérdida de resistencia y de rigidez de los miembros estructurales.

Debido a la variación de las características de los materiales empleados en las construcciones, para la determinación de la confiabilidad estructural de los edificios analizados, se emplearon propiedades medias de la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) presentadas en la sección 2.5.2 y el valor medio del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y) longitudinal y transversal, presentado en la sección 2.5.1.

Aunado a lo anterior, las variaciones geométricas de las secciones transversales de los elementos estructurales también fueron consideradas, modelando la estructura a partir de valores medios de las geometrías de trabes y columnas, lo cual fue presentado en la subsección 2.6.

3.3.1 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE MOMENTO CURVATURA EMPLEADOS EN LA MODELACIÓN DE LOS EDIFICIOS

Para seguir las reglas de comportamiento histerético (M- θ) en las que se basa el modelo de comportamiento histerético Takeda modificado descrito en la subsección 2.4.4.1, es preciso determinar los siguientes parámetros para cada una de las secciones estructurales:

- Momento de fluencia (M_y).
- Momento último (M_u).
- Rotación de fluencia (θ_y).
- Rotación última (θ_u).

Los parámetros antes mencionados fueron obtenidos a partir de datos (M_y , M_u , ϕ_y y ϕ_u) proporcionados por el programa Momento Curvatura desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual toma en cuenta el modelo de concreto confinado propuesto por Kent y Park (Scott *et al.*, 1982) y que es descrito en la subsección 2.5.3.1, además de considerar el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo mediante la expresión propuesta por Mander (1984), que es presentada en la sección 2.5.3.2.

3.3.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A partir de los valores medios de las propiedades de los materiales y de las características geométricas de las secciones estructurales, se determinan los siguientes parámetros asociados a la rigidez de los elementos estructurales:

- Módulo de elasticidad del concreto, E.
- Módulo de Young, G.
- Área de la sección transversal, A.
- Momento de inercia de la sección transversal, I.

3.3.3 DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES ASOCIADOS A LOS DOS PRIMEROS MODOS DE VIBRAR DE LAS ESTRUCTURAS

Con el objeto de determinar los factores α (factor de masa proporcional al amortiguamiento): $\alpha = \frac{4\pi(T_2\lambda_2 - T_1\lambda_1)}{T_2^2 - T_1^2}$, y β (factor de rigidez proporcional al amortiguamiento): $\beta = \frac{T_1T_2(T_2\lambda_2 - T_1\lambda_1)}{\pi(T_2^2 - T_1^2)}$, asociados al periodos de los dos primeros modos de vibrar de las estructuras, fue necesario obtener dichos periodos considerando las propiedades medias de las secciones transversales, propiedades de los materiales y cargas gravitacionales, ya que como fue mencionado anteriormente, el análisis de la confiabilidad sísmica estructural fue realizado a partir de dichas consideraciones.

3.3.4 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS GRAVITACIONALES CONSIDERADAS

Con el objeto de considerar las variaciones de las cargas gravitacionales en los modelos realizados en el programa DRAIN 2D modificado, se recurrió a la determinación de los valores medios tanto para las cargas vivas como las cargas muertas, las expresiones a partir de las cuales se obtuvo dicho valor, son presentadas en la subsección 2.7.

3.4 EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD SÍSMICA DE LAS ESTRUCTURAS MEDIANTE EL DCFD

Una vez modelados los edificios 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 las cuales se determinó la capacidad de cada uno de los edificios estudiados, lo cual se describe a detalle en el apartado 3.4.3.

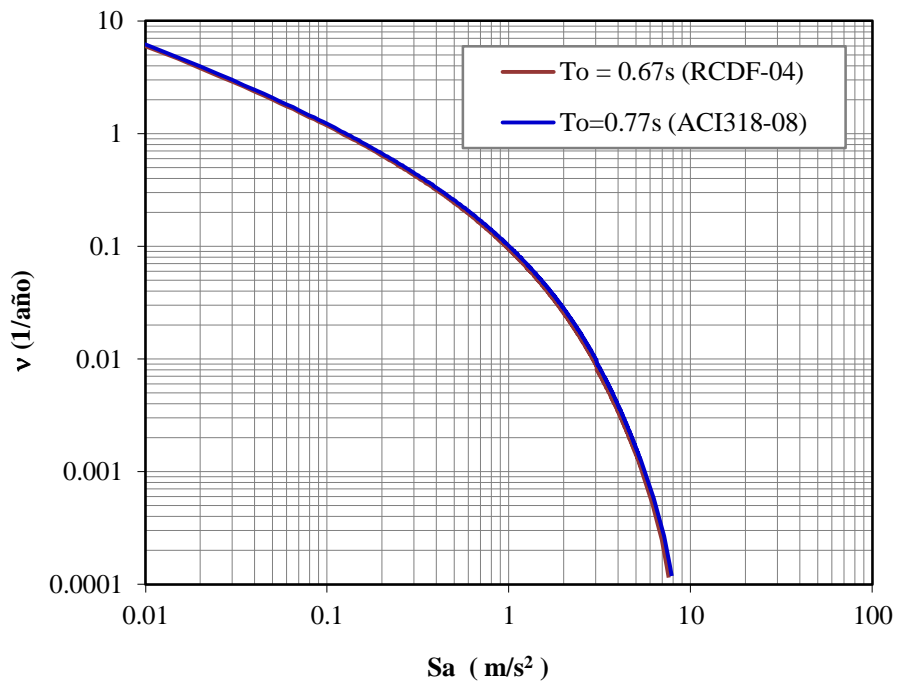
Por otro lado, para determinar la demanda estructural se evaluó la respuesta de los edificios para un conjunto de intensidades obtenidas a partir de curvas de peligro sísmico y que se encuentran en función de un conjunto de periodos de recurrencia de interés (T_R), dicho procedimiento será descrito con más detalle en la subsección 3.4.1.

Es importante mencionar que en el presente capítulo se describen los pasos seguidos para lograr la aplicación del formato DCFD; sin embargo, los elementos necesarios para el desarrollo de este formato son descritos a detalle en la subsección 2.9.3, en donde se encuentran conceptos y ecuaciones asociadas a cada uno de los elementos que permiten el desarrollo de dicho formato.

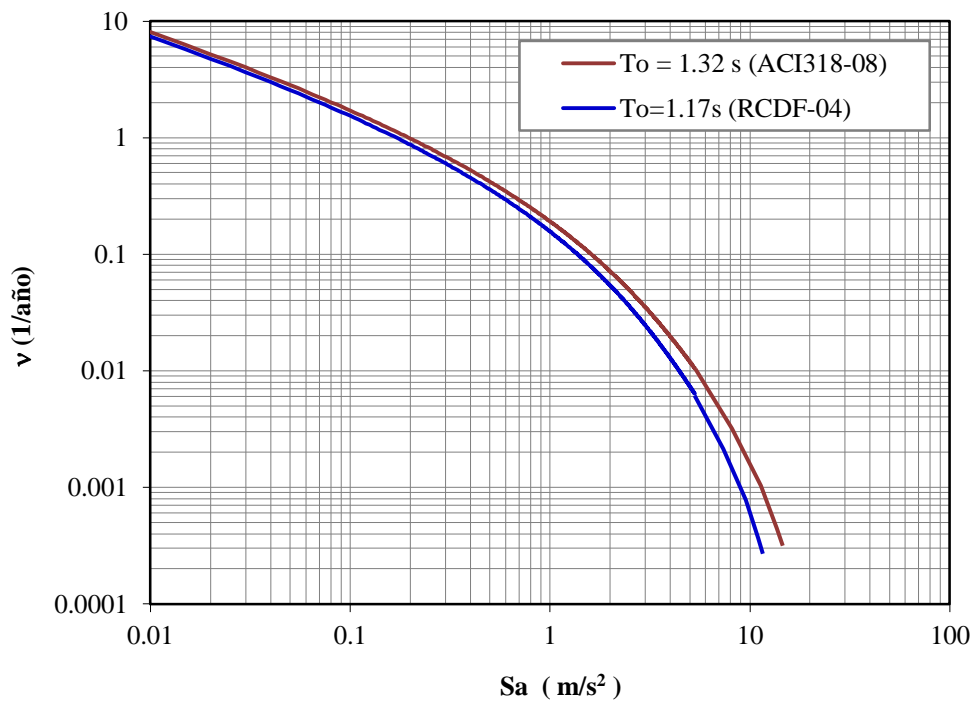
3.4.1 OBTENCIÓN DE LA DEMANDA ESTRUCTURAL (\hat{D})

Con el objeto 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 trabajo aquí presentado se consideraron los siguientes periodos de recurrencia: $T_R=5, 10, 20, 25, 40, 50, 60, 80, 90, 100, 125, 150$ y 250 , de los cuales se seleccionaron aquellos periodos de recurrencia asociados a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso).

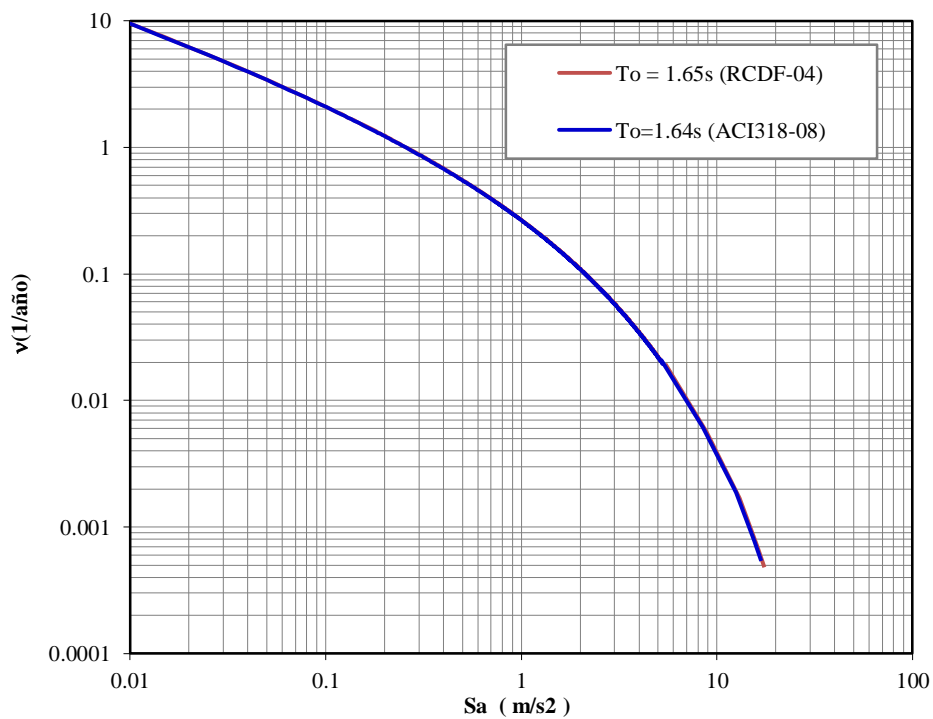
En el subcapítulo 2.8.4 se presenta una breve descripción de lo que representa una curva de peligro sísmico, las cuales como se describirá posteriormente son necesarias para obtener la respuesta estructural asociada a la demanda de las estructuras en estudio y el parámetro (r) que afecta el comportamiento 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 (suponiendo propiedades medias), con un factor de ductilidad $\mu = 1$ y porcentaje de amortiguamiento crítico $\xi = 5\%$ se obtuvieron a partir de interpolar los resultados correspondientes a los periodos de 0.1 y 2.0 s (Alamilla, 2001):



a) Edificios de 5 niveles



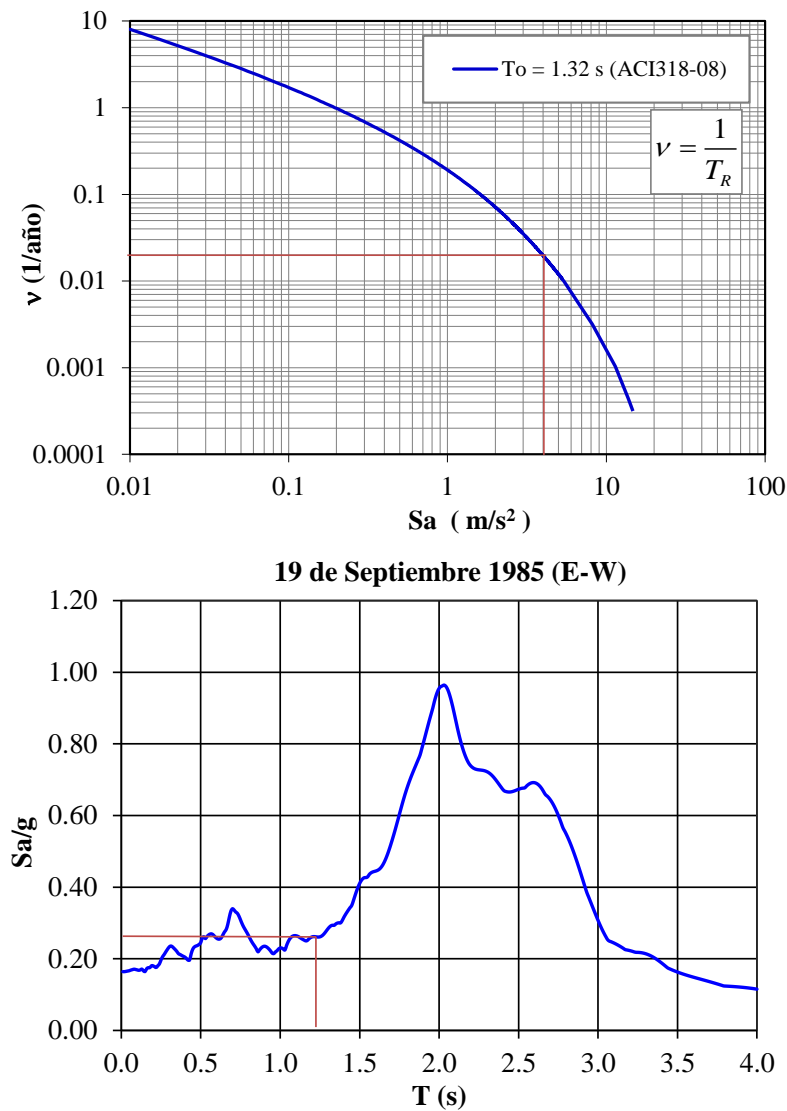
b) Edificios de 10 niveles



c) Edificios de 15 niveles

Figura 3.7 Curvas de peligro sísmico

Aplicando el procedimiento propuesto por Chan, Ruiz y Montiel (2005) y descrito a detalle en la subsección 2.8.3, es posible estudiar el comportamiento de la estructura ante 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 3.8 se obtiene el factor de escala para el sismo del 19 de Septiembre de 1985 componente EW del edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08 ($T_0=1.32s$) para un periodo de recurrencia $T_R=50$ años.



$$FE = \frac{(Sa/g)_{T_R}}{(Sa/g)_{esp}} = \frac{(3.965/9.81)}{0.292} = 1.38$$

Figura 3.8 Obtención del FE para el sismo del 19 de Septiembre del 85 componente EW del edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08 para un periodo de retorno $T_R=50$ años.

Una vez obtenidos los factores de escala asociados a cada evento sísmico para cada uno de los edificios en estudio, se afectará 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. Con el objeto de ejemplificar lo descrito en esta sección, en la Tabla 3.3 se presentan los factores de escala asociados al periodos de retorno $T_R=5$ años y a los registros seleccionados, así como la respuesta estructural, para el edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08.

Tabla 3.3 Factores de escala y respuesta del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08 para el nivel de intensidad asociado al periodo de retorno $T_R=5$ años

		$v_0(T_0) = 0.2$			
		$T_r = 1/v_0 = 5$ años			
		$(S_a/g)v_0 = 0.100$		(Valor obtenido de curva de peligro sísmico para $T_0=1.32s$)	
Sismos	$(S_a/g)T_0$	Factor de Escala	Nivel	Demanda	Demanda
		$(S_a/g)v_0 / (S_a/g)T_0$		De (m)	Di
19 Sep 85 EW	0.2921	0.34	3	0.0046	0.0012
19 Sep 85 NS	0.1756	0.57	3	0.0049	0.0012
25 Abr 89 EW	0.0751	1.33	3	0.0040	0.0010
25 Abr 89 NS	0.0889	1.12	3	0.0050	0.0013
24 Oct 93 EW	0.0276	3.62	3	0.0037	0.0009
24 Oct 93 NS	0.0273	3.66	3	0.0039	0.0010
10 Dic 94 EW	0.0331	3.01	3	0.0039	0.0010
10 Dic 94 NS	0.0284	3.52	3	0.0047	0.0012
22 May 97 EW	0.0095	10.51	3	0.0050	0.0013
22 May 97 NS	0.0102	9.80	3	0.0047	0.0012
31 May 90 EW	0.0194	5.16	3	0.0028	0.0007
31 May 90 NS	0.0338	2.95	3	0.0320	0.0080
23 May 94 EW	0.0198	5.06	3	0.0029	0.0007
23 May 94 NS	0.0226	4.42	3	0.0033	0.0008

1.4.1.1 OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO REPRESENTATIVO DE LA DEMANDA (b)

Una vez obtenidos los valores de distorsión máxima de entrepiso para un nivel de intensidad asociado a un periodo de retorno y a cada uno de los registros seleccionados, se obtiene la mediana de la demanda a partir de la ecuación 2.65. Una vez que se obtienen las medianas de la demanda para cada periodo de retorno seleccionado, es posible obtener el parámetro representativo de la demanda (b), el cual es obtenido mediante la ecuación 2.61.

En la Figura 3.9 se ejemplifica la obtención de los parámetros a y b, para el edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08, la cual se obtiene de aproximar la función de una recta a

la curva obtenida de la mediana del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso ante los sismos escalados para los periodos de recurrencia seleccionados (\hat{D}) contra diferentes niveles de intensidad (Sa/g) asociados.

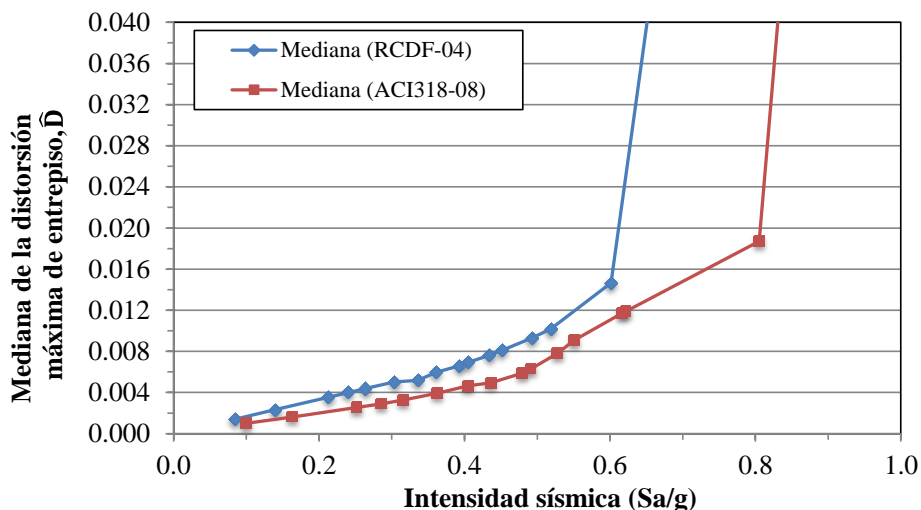


Figura 3.9 Valores de la mediana (\hat{D}) del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso para diferentes niveles de intensidad (Sa/g) para el edificio de 10 niveles (ACI318-08).

3.4.1.2 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 $T_R=250$ 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 IV serán presentados los periodos de retorno asociados a los estados límite de interés para cada uno de los edificios.

3.4.1.3 DETERMINACIÓN DE 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 2.66 y representan el nivel de dispersión de la distorsión máxima de entrepiso. Las incertidumbres epistémicas como se mencionó en el subcapítulo 2.9.3.1.3 son proporcionadas a juicio ingenieril (Ruiz y Montiel, 2008).

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

Como se mencionó en la subsecciones 2.9.2 y 2.9.3, 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 2.60.

Con el objeto de ejemplificar la obtención del parámetro (r), en la Figura 3.10 se observan las aproximaciones (tres rectas mostradas) a la curva de peligro sísmico para el edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08 ($T_0=1.32s$), para determinar los parámetros “ r ” de interés se seleccionaron los periodos de referencia asociados a cada estado límite de interés, para la gráfica del edificio mencionado estos periodos de recurrencia fueron: $T_R=5$ años ($v=0.2$) asociado al estado límite de fluencia, cuyo ajuste sería el de la recta 1 y por lo tanto el parámetro $r=1.1$ de acuerdo a la ecuación de la recta 1 mostrada, para el $T_R=50$ años ($v=0.02$) asociado al estado límite de seguridad de vida le corresponde el ajuste de la recta 2 y por lo tanto el parámetro $r=2.4$, mientras que el $T_R=250$ años ($v=0.004$) se encuentra asociado al estado límite de colapso correspondiéndole el ajuste de la recta 3 y un parámetro $r=2.95$.

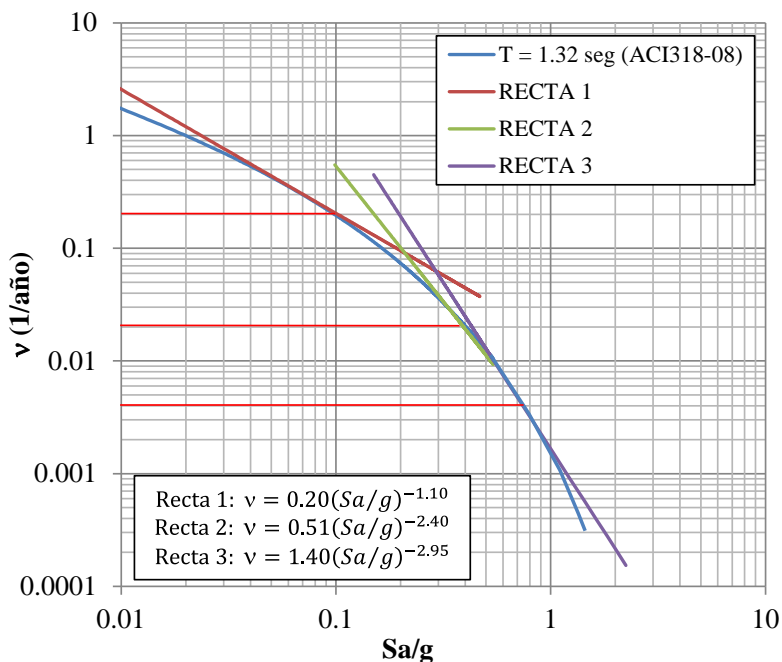


Figura 3.10 Ajustes a la curva de peligro sísmico para el edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08 ($T_0=1.32s$)

3.4.3 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

solicitación sísmica que se espera en el sitio para los edificios en donde los efectos dinámicos son importantes. En la subsección 2.9.3.2.1 se 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 seguidos en el presente estudio para realizar el análisis dinámico incremental, los cuales se realizaron 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 presente la distorsión máxima de entrepiso y el eje de las ordenadas la Seudo-aceleración normalizada respecto a la gravedad modificada por el factor de escala ($FE \cdot Sa/g$) determinado en el inciso anterior, obteniendo el primer punto de la curva ADI.
- 4) Incrementar el factor de escala del acelerograma y realizar un análisis no lineal del edificio para este factor de escala del acelerograma, lo cual nos dará el siguiente punto de la curva ADI.
- 5) Repetir el paso anterior hasta que se dispare la distorsión máxima de entrepiso, 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 y colapso del edificio, asociados a cada uno de los registros.

Con el objeto de ejemplificar un conjunto de curvas ADI's, en la Figura 3.11 se presentan las curvas ADI's para los registros seleccionados en el presente estudio para el edificio de 10 niveles diseñado a partir de ACI318-08.

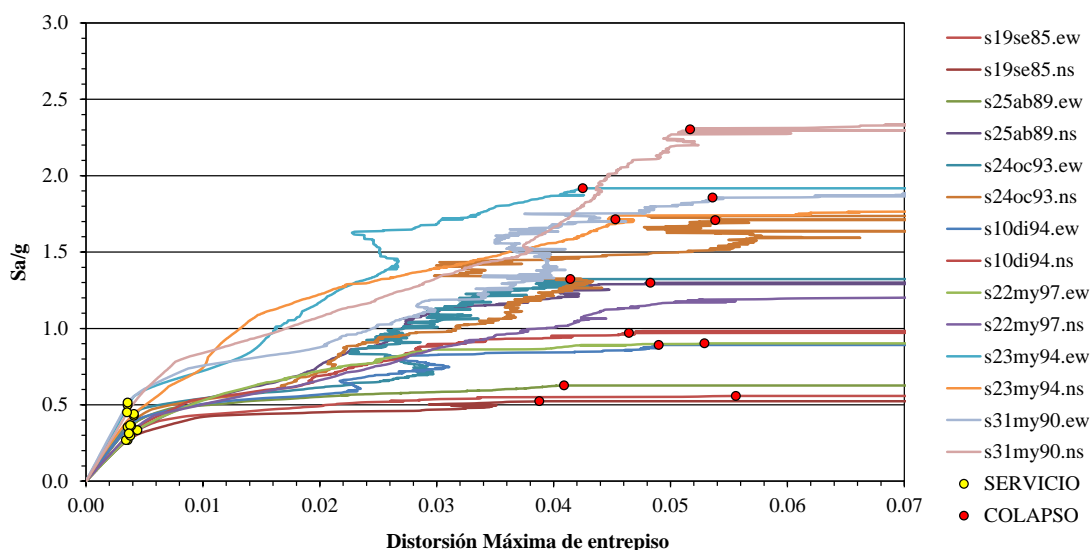


Figura 3.11 Resultados de los ADI's para el edificio de 10 niveles diseñado a partir del ACI318-08

3.4.3.1 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 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 subsección 2.9.3.2.2 se presenta una descripción más detallada de la obtención de la mediana para los estados límite mencionados.

3.4.3.2 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 2.68 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.

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

Los factores de demanda y capacidad, son factores probabilísticos que toman en cuenta las incertidumbres aleatorias y epistémicas asociada a la demanda: $\sigma_{DT}^2 = \sigma_{DR}^2 + \sigma_{DU}^2$, y capacidad: $\sigma_{CT}^2 = \sigma_{CR}^2 + \sigma_{CU}^2$, respectivamente, además de afectarse por la relación de los parámetros r/b .

El factor de demanda (γ) es un factor de incremento por lo que tendrá un valor mayor que 1, y es obtenido a partir de la ecuación 2.67. Mientras que el factor de capacidad (ϕ) es un factor de reducción que deberá tener un valor menor que 1, y es obtenido a partir de la ecuación 2.69.

En los subcapítulos 2.9.3.1.4 y 2.9.3.2.4 se presentan descripciones más detalladas de dichos factores.

3.4.5 CÁLCULO DEL FACTOR DE CONFIANZA ($\lambda_{\text{confianza}}$) Y OBTENCIÓN DEL NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$

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 2.70 y encontrando una descripción más detallada de dicho factor en la subsección 2.9.3.3.

El nivel de confianza $\Phi(K_x)$ se obtiene a partir de la ecuación 2.71 propuesta por Jalayer y Cornell (2003) al obtener el valor del cuantil K_x asociado a una distribución normal, presentada en la subsección 2.9.3.4, la cual 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.

IV. RESULTADOS

El presente capítulo se divide en dos secciones principales, en la primera parte son mostrados los resultados detallados de la confiabilidad estructural así como los costos directos de los conceptos considerados de interés para los diseños con el ACI318-08 y el RCDF-04. Es decir, esta primera sección se encuentra subdividida a su vez en tres partes:

- Resultados de los edificios de 5 niveles.
- Resultados de los edificios de 10 niveles.
- Resultados de los edificios de 15 niveles.

En la segunda sección se presenta un resumen de resultados tanto de los factores de confianza, niveles de confianza y los importes asociados a los costos directos de los conceptos considerados de interés para el presente estudio de los seis edificios analizados.

4.1 RESULTADOS DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE LOS COSTOS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

Con el propósito de ser más específicos, en la sección 4.1.1 se presentan los resultados de los edificios de 5 niveles realizando una descripción más detallada de los parámetros obtenidos; sin embargo, en las secciones 4.1.2 y 4.1.3 se mostrarán de manera general los resultados para evitar ser repetitivos.

4.1.1 EDIFICIOS DE 5 NIVELES

En la sección 4.1.1 se presenta una descripción detallada de los resultados de los parámetros necesarios para la obtención de los factores y niveles de confianza de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y con el RCDF-04, además de los costos directos de los conceptos de interés para ambos diseños.

4.1.1.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

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

A continuación se presentan los resultados asociados a la determinación de la demanda de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04, para lo cual fue preciso obtener la mediana de la demanda (\hat{D}) para los 14 registros seleccionados con formas espectrales similares, los cuales fueron escalados a niveles de intensidad sísmica (Sa/g) asociados a los periodos de recurrencia de $T_R=5, 10, 20, 25, 40, 50, 80, 100, 125, 150$ y 250 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 (Sa/g) asociados a los periodos de retorno de interés.

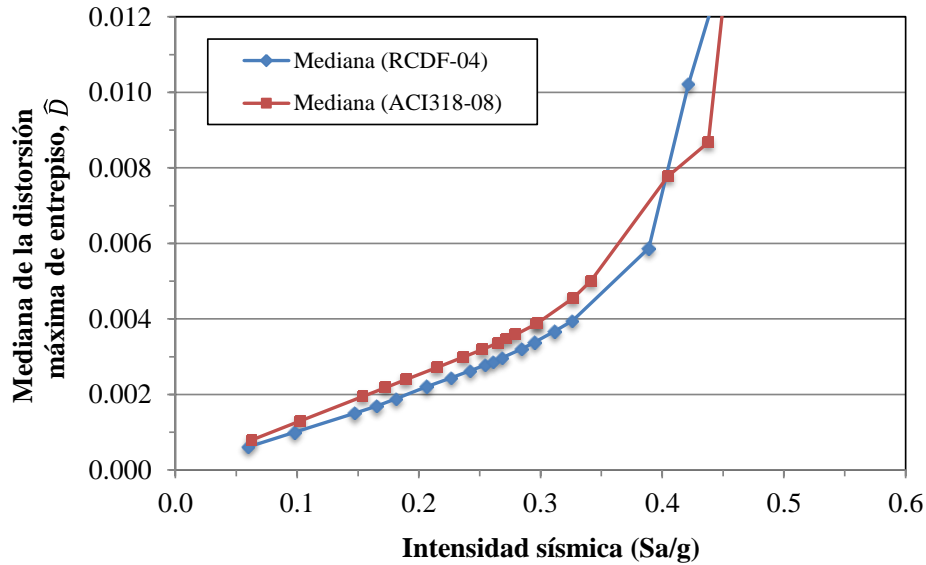


Figura 4.1. Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para los edificios de 5 niveles.

En la Figura 4.1 se aprecia que la mediana de la demanda (\hat{D}) es muy similar para ambos diseños (ACI318-08 y RCDF-04); sin embargo, al llegar a una medida de intensidad (Sa/g) de aproximadamente 0.4 correspondiente a un periodo de retorno $T_R=250$ años, el diseño del RCDF-04 alcanza su nivel de intensidad último, mientras que el diseño del ACI318-08 tiene un nivel de intensidad último superior de 0.44.

En la Figura 4.2 se observan las desviaciones estándar de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{lnD}) con respecto a los niveles de intensidad analizados (Sa/g).

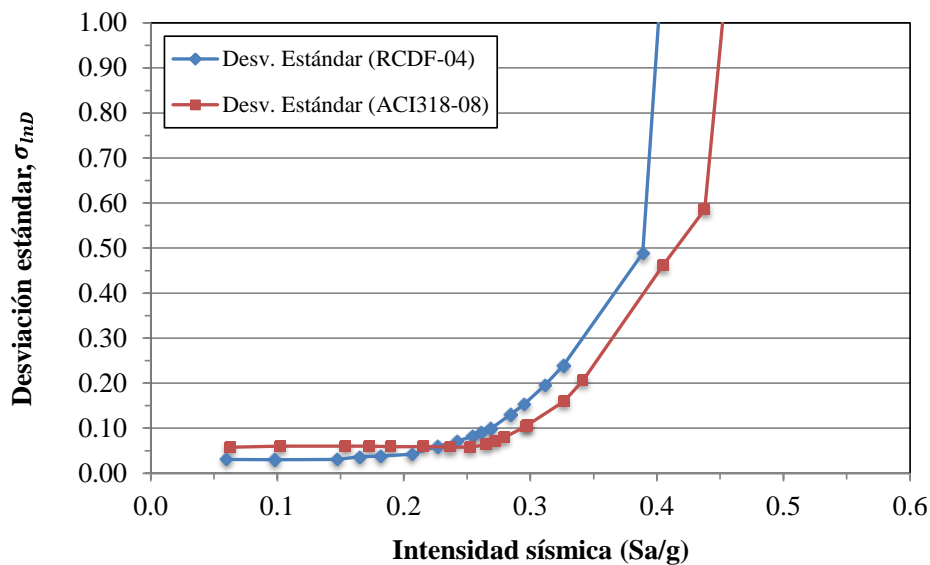
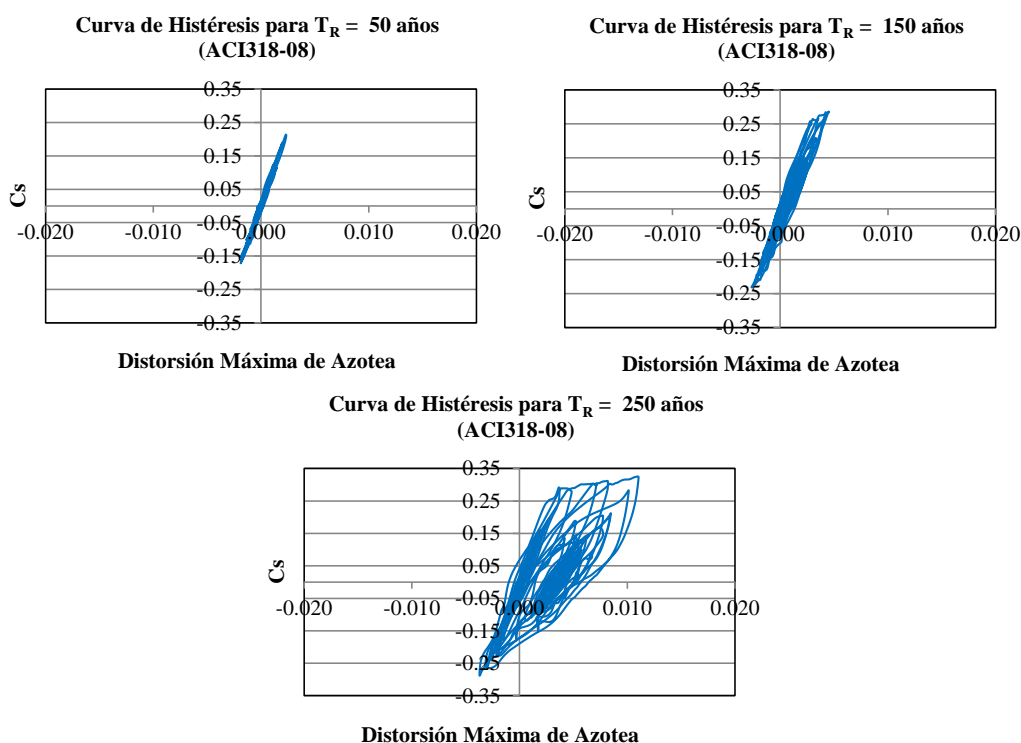


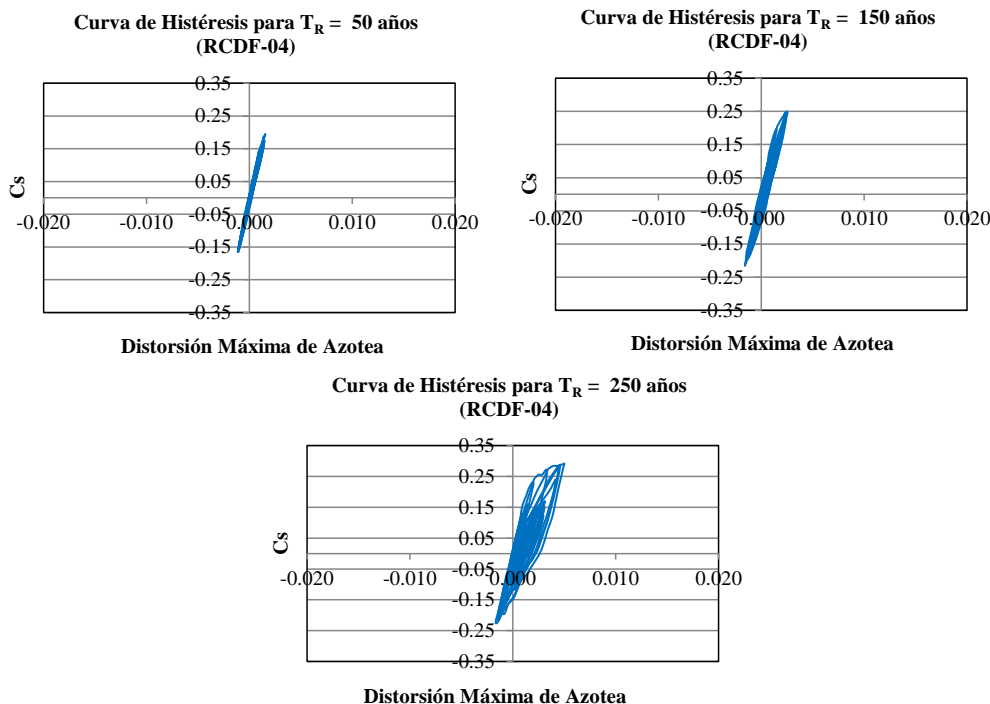
Figura 4.2. Valores de la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{lnD}) con respecto a la intensidad (Sa/g) para los edificios de 5 niveles.

En la Figura 4.2 se observa como σ_{lnD} para ambos edificios es similar; sin embargo, para $T_R < 50$ años el diseño con el ACI318-08 los valores son ligeramente superiores, y para $T_R > 50$ años se invierte el comportamiento y es el diseño con el RCDF-04 el que presenta valores superiores, también se aprecia que para el diseño con el RCDF-04 los valores de σ_{lnD} se disparan a partir de $T_R = 250$ años mientras que el diseño con el ACI318-08 se incrementa pero no se dispara. Si bien, las curvas de ambos diseños son similares, se aprecia que el diseño del ACI318-08 la mediana de la distorsión máxima de entrepiso es superior y los valores de desviación estándar son aproximados; sin embargo, la combinación de ambos factores resulta superior para el diseño con el ACI318-08 lo que puede conducir a una menor confiabilidad estructural.

Con la finalidad de observar la influencia de la intensidad sísmica en el comportamiento de los edificios, en la Figura 4.3 se presenta el comportamiento histerético de ambos diseños (coeficiente sísmico C_s contra distorsión máxima de azotea), sometidos al sismo que provocó un comportamiento más desfavorable en las estructuras (19 Septiembre de 1985 componente Norte-Sur) escalado a las intensidades asociadas a los periodos de retorno $T_R = 50, 150,$ y 250 años, correspondientes a los estados límite de interés servicio, seguridad de vida y colapso, respectivamente.



a) Edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.3. Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para los edificios de 5 niveles

En la Figura 4.3 se aprecia que para valores de coeficientes sísmicos similares la distorsión máxima de entrepiso del diseño a partir del ACI318-08 es superior para los tres periodos de retorno asociados a los estados límite de interés, además es fácil de apreciar que para $T_R=250$ años para el diseño con el ACI318-08 la curva de histéresis presenta un comportamiento mucho más irregular en comparativa con el diseño con el RCDF-04, lo cual indica un comportamiento más desfavorable para el diseño con el ACI318-08.

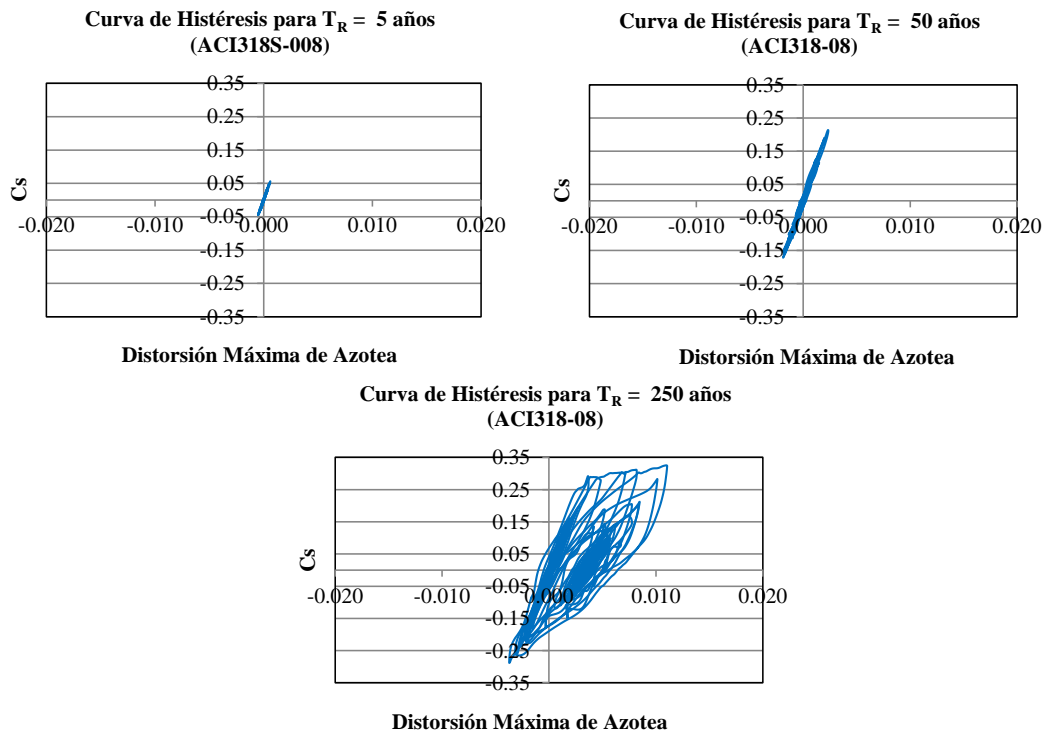
Es importante señalar que ambos edificios tienen periodos de vibrar diferentes y por ende las curvas de peligro sísmico asociadas a cada edificio no son iguales (como se mostró en el Capítulo 3), teniendo de esta manera niveles de intensidad (Sa/g) diferentes para cada edificio asociados a los periodos de retorno de los estados límite de interés para cada registro. En la tabla 4.1 se presentan las intensidades correspondientes a cada edificio para el registro más desfavorable 19Sep85NS.

Tabla 4.1. Intensidades asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 5 niveles para el registro del 19Sep85NS (ACI318-08 y RCDF-04)

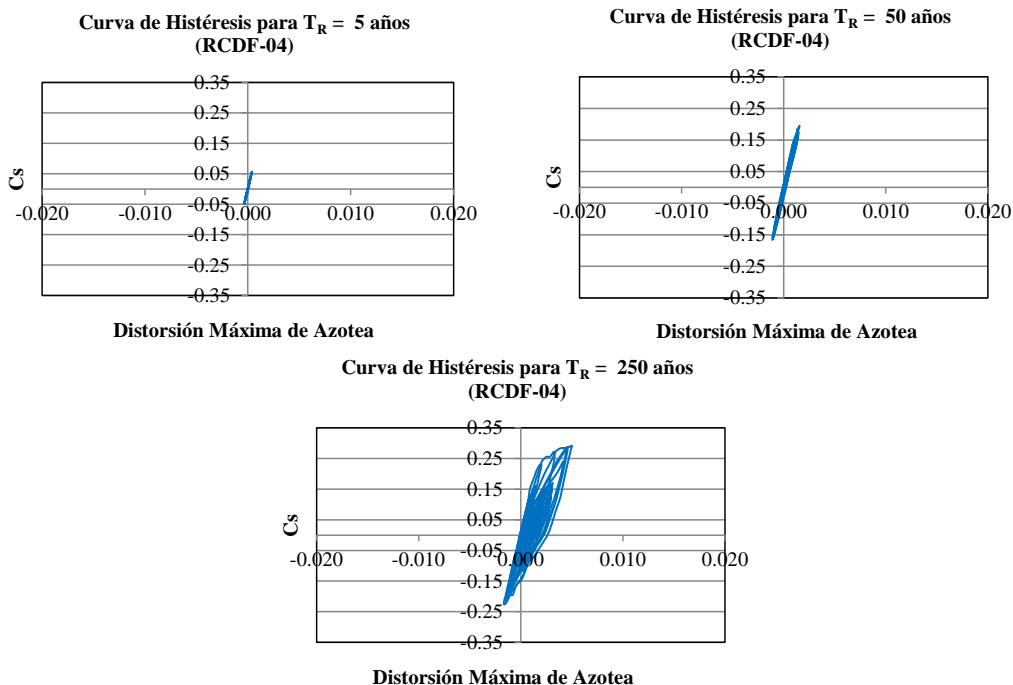
Edificio de 5 niveles	Periodo fundamental, T_0 (s)	Intensidad (Sa/g) servicio	Intensidad (Sa/g) seguridad de vida	Intensidad (Sa/g) colapso
		Periodos de retorno		
		$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.77	0.236	0.341	0.405
RCDF-04	0.67	0.227	0.326	0.389

Es importante señalar que en el presente estudio fueron considerados dos grupos de estados límite, debido a que se evalúa la confiabilidad de diseños previos de acuerdo a las consideraciones de los reglamentos ACI318-08 y RCDF-04.

El primer grupo consistió en seleccionar los periodos de retorno que se adaptara a cada uno de los estados límite (servicio, seguridad de vida y colapso) y fueron denominados simplemente “periodos de retorno asociados a los estados límite”, adicionalmente fue realizada una consideración estándar para los 6 edificios (5, 10 y 15 niveles para ambos diseños) en la que se establecieron los periodos de retorno $T_R=5, 50$ y 250 años, como los periodos de retorno asociados a los estados límite de servicio, seguridad de vida y colapso, con el propósito de realizar una comparativa entre los 6 edificios a partir de ambos diseños (ACI318-08 y RCDF-04), los cuales se eligieron como el periodo menor asociado a cada uno de los estados límite de interés registrado en los estados límite de la primera condición y son denominados “periodos de retorno estándar asociados a los estados límite”, cuyos ciclos de histéresis se muestran en la Figura 4.4.



a) Edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.4. Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés estandarizados (servicio, seguridad de vida y colapso) para los edificios de 5 niveles.

A continuación se presenta la obtención de los parámetros (b) representativos del comportamiento de la demanda de las estructuras con la intensidad (Sa/g), el cual describe la pendiente de dicha relación. Este parámetro se obtiene al ajustar la ecuación (2.61) a los valores presentados en la Figura 4.1. Los ajustes representados mediante líneas punteadas para los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04 son presentados en la Figura 4.5.

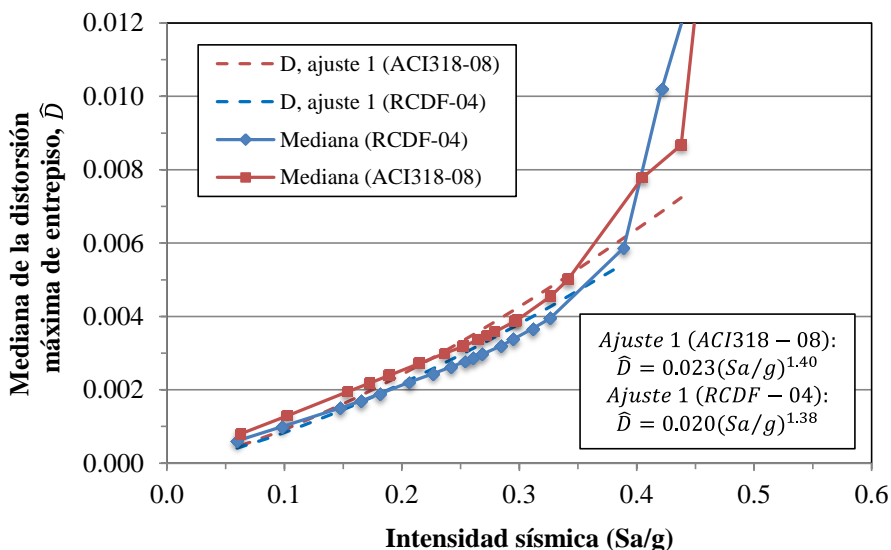


Figura 4.5. Ajuste de las curvas que representan la tendencia de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso (\bar{D}) contra la intensidad (Sa/g), a partir de las cuales se obtiene el parámetro b, para los edificios de 5 niveles.

A partir de los ajustes mostrados en la Figura 4.5 se obtienen los valores de los parámetros a y b , los cuales se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad para los edificios de 5 niveles

Edificio de 5 niveles	Parámetro b de ajuste 1	Parámetro a de ajuste 1
ACI318-08	1.40	0.023
RCDF -04	1.38	0.020

De la tabla 4.2, los valores del parámetro b , serán utilizados posteriormente para obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ).

B) MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A UN ESTADO LÍMITE DE INTERÉS.

En la tabla 4.3 se presentan las medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para ambos diseños. 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 como fue descrita en el Capítulo 2, se define como el exponencial promedio de los logaritmos naturales de los datos observados, en este caso de la distorsión máxima de entrepiso. Es importante señalar que en la tabla 4.3 también son mostrados los valores correspondientes a los periodos de retorno considerados estándar.

Tabla 4.3. Medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

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		
	$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.0030	0.0050	0.0078
RCDF-04	0.0024	0.0039	0.0059
Edificio de 5 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	TR=5 años	TR=50 años	TR=250 años
	ACI318-08	0.0008	0.0030
RCDF-04	0.0006	0.0024	0.0059

Como se aprecia en la tabla, los valores mayores se obtienen para el diseño con el ACI318-08 lo cual puede impactar en la obtención de una menor confiabilidad. Además como es de esperarse los máximos valores corresponden al estado límite de colapso para ambos diseños.

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

En la tabla 4.4 se presentan las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de las medianas de las demandas de la tabla 4.3. Dichas incertidumbres se obtienen a partir de la ecuación (2.66), y como se mencionó 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 una curva de peligro sísmico) asociados a los estados límite de interés del conjunto de sismos seleccionados.

Tabla 4.4 Incertidumbres aleatorias de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DR}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{DR y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DR vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DR colapso}$)
Periodos de retorno asociados			
	$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.058	0.206	0.461
RCDF-04	0.060	0.239	0.488
Periodos de retorno estándar asociados			
Edificio de 5 niveles	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.057	0.058	0.461
RCDF-04	0.031	0.060	0.488

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

En la tabla 4.5 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.

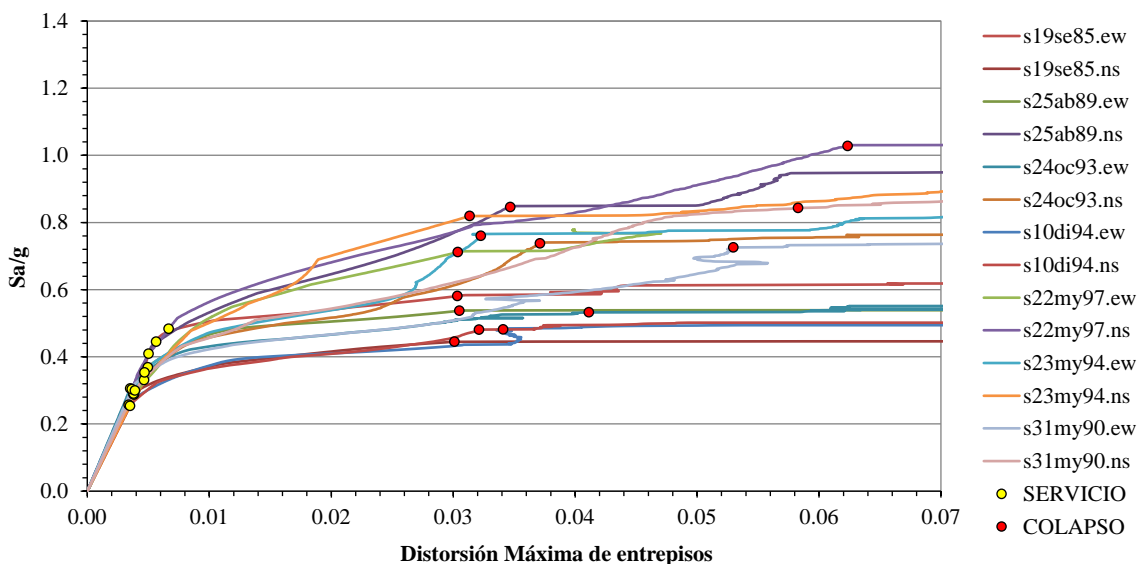
Tabla 4.5 Incertidumbres epistémicas de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{DU y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DU vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DU colapso}$)
ACI318-08	0.20	0.35	0.35
RCDF-04	0.20	0.35	0.35

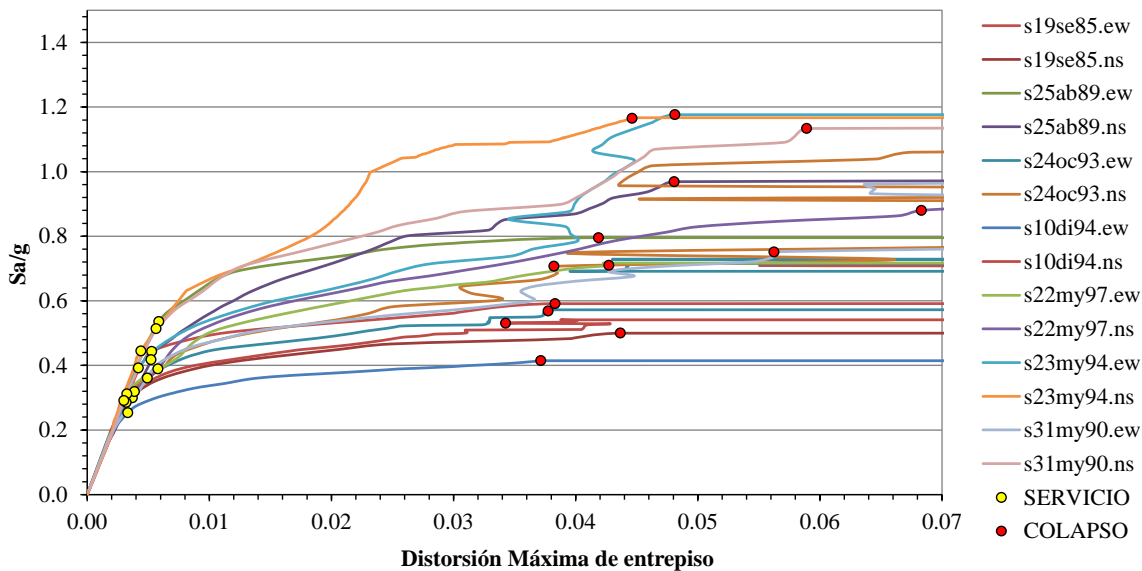
E) CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Con el propósito de obtener la capacidad de desplazamiento lateral de los edificios se recurrió al Análisis Dinámico Incremental (ADI) para los 14 registros sísmicos seleccionados. Los resultados obtenidos se presentan en las Figuras 4.6a y b para el diseño con el ACI318-08 y el RCDF-04, respectivamente. En las figuras se aprecian 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).



a) Edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.6. Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 14 registros seleccionados para los edificios de 5 niveles

En las curvas mostradas en la Figura 4.6 se aprecia que la capacidad última de la estructura señalada mediante círculos rojos representa 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 círculos amarillos 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) de los edificios.

Por otra parte al realizar una comparativa entre los gráficos de ambos diseños podemos apreciar que para el diseño con el ACI318-08 para menores niveles de intensidad se alcanza la capacidad última para los registros estudiados, lo cual indica una menor capacidad estructural respecto al edificio diseñado con el RCDF-04, mientras que los valores asociados al estado límite de servicio (círculos amarillos), alcanzan una distorsión ligeramente superior (pendiente superior) las curvas del diseño con el ACI318-08 para niveles de intensidad similares a las del diseño con el RCDF-04.

F) 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, es decir, 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 (círculos amarillos presentados en la Figura 4.6), para el estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida}) el cual es igual a 0.02 como se vio en capítulos anteriores y para el estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$) el cual se presenta cuando las estructuras se vuelven inestables (círculos rojos presentados en la Figura 4.6). Las medianas de la capacidad asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 5 niveles son presentadas en la tabla 4.6.

Tabla 4.6. Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04

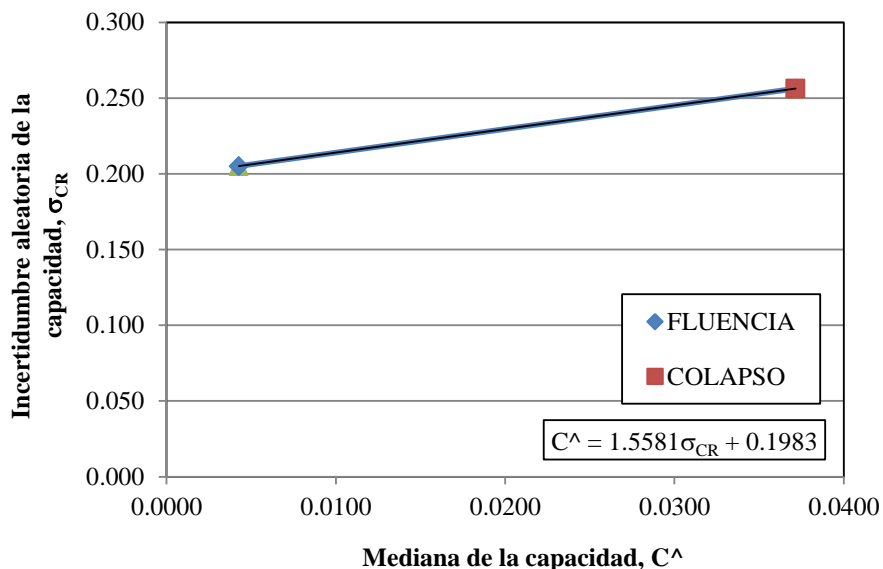
Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio (\hat{C}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$)
ACI318-08	0.0043	0.0200	0.0372
RCDF-04	0.0043	0.0200	0.0447

En la tabla 4.6 se observa que los valores de la mediana de la capacidad (\hat{C}) son iguales para el estado límite de servicio para ambos edificios, mientras que para el estado límite de colapso el edificio diseñado con el RCDF-04 es superior, lo cual se reflejará en una mejor confiabilidad para dicho edificio.

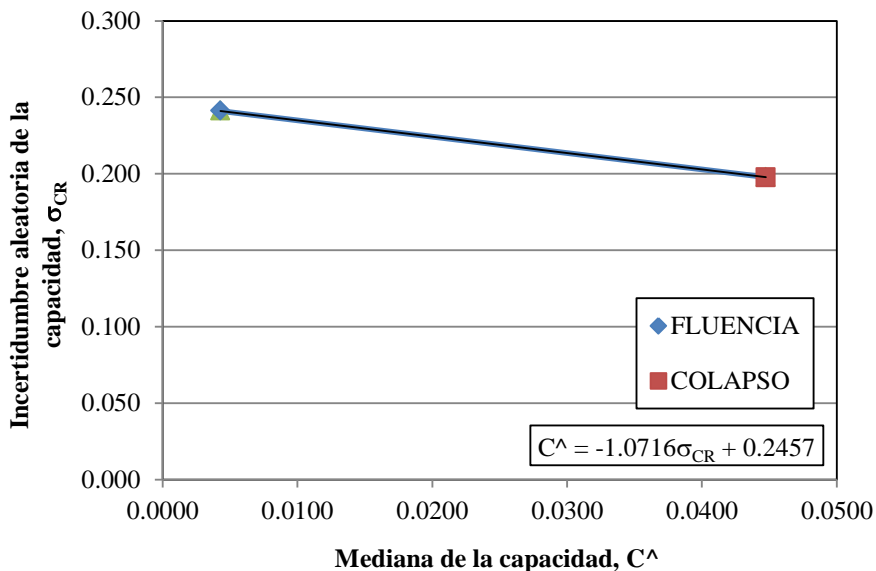
G) INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) ASOCIADAS CON LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la tabla 4.7 se presentan las incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}), las cuales representan la dispersión de los valores de la mediana de la

capacidad mostrados en la tabla 4.6. Como se describió en capítulos anteriores las incertidumbres asociadas al estado límite de servicio se relacionan con la fluencia de las estructuras y el de colapso con su inestabilidad, mientras que para el estado límite de seguridad de vida dichas incertidumbres se obtienen mediante una interpolación lineal entre las calculadas para servicio y colapso. En la Figura 4.7 se presenta la obtención de dicho valor, recordando que la mediana de la capacidad para el estado límite de seguridad de vida es de 0.2.



a) Edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.7. Obtención del valor de incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) para el estado límite de seguridad de vida para los edificios de 5 niveles.

Tabla 4.7 Incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{CR y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{CR vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{CR colapso}$)
ACI318-08	0.205	0.229	0.256
RCDF-04	0.241	0.224	0.198

H) INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS CON LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURA

En la tabla 4.8 se muestran las incertidumbres epistémicas asociadas a la estimación de la capacidad de los edificios de 5 niveles, al igual que las incertidumbres epistémicas asociadas con la estimación de la demanda, los valores fueron los empleados en estudios previos realizados por Ruiz y Montiel (2008).

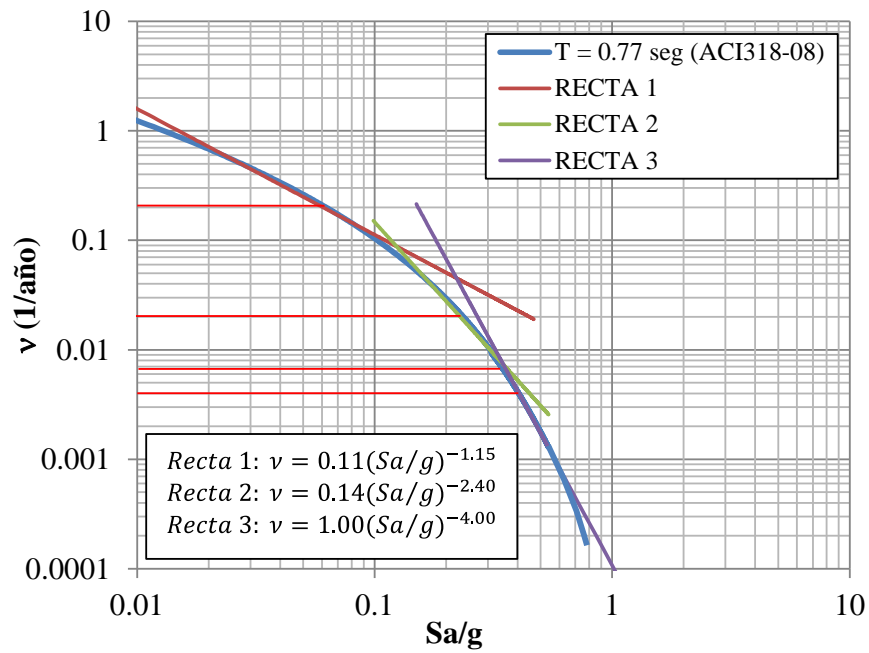
Tabla 4.8 Incertidumbres epistémicas de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{CU y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{CU vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{CU colapso}$)
ACI318-08	0.20	0.35	0.35
RCDF-04	0.20	0.35	0.35

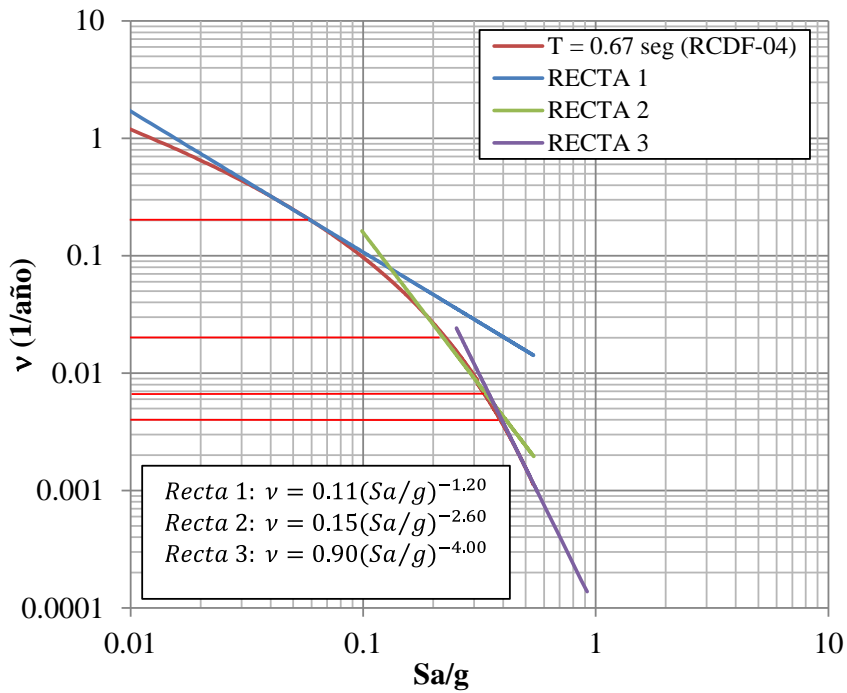
4.1.1.2 FACTOR DE REDUCCIÓN (ϕ) DE LA CAPACIDAD Y FACTOR DE INCREMENTO (γ) DE LA DEMANDA

Los valores de los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ) fueron obtenidos mediante las ecuaciones (2.69) y (2.67) presentadas en el Capítulo 2, y requieren la determinación de los factores b y r , los valores de los factores b para los edificios de 5 niveles han sido mostrados en la tabla 4.2, mientras que el parámetro r se obtiene a partir de la ecuación (2.60), mediante la cual son propuestas tangentes que se ajustan a la curvas de peligro sísmico de los edificios de 5 niveles con $T_0=0.77s$ (ACI318-08) y $T_0=0.67s$ (RCDF-04), 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 , en la tabla 4.9 se presentan los valores correspondientes de dicho parámetro para los estados límite de interés para ambos diseños (ACI318-08 y RCDF-04).

En la Figura 4.8 se muestran las curvas de peligro sísmico para los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04, así como las rectas que se ajustan a dichas curvas y sus correspondientes ecuaciones, las líneas rojas horizontales corresponden a los valores del inverso de los periodos de retorno asociados a los estados límite de interés, los cuales permitirán definir el parámetro r que corresponde a cada estado límite, en este caso para $T_R=50$ años $v=0.02$, $T_R=150$ años $v=0.0067$ y $T_R=250$ años $v=0.004$, mientras que para el caso estándar $T_R=5$ años $v=0.2$, $T_R=50$ años $v=0.02$ y $T_R=250$ años $v=0.004$.



a) Edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.8. Curvas de peligro sísmico para los edificios de 5 niveles

Tabla 4.9. Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio (r_y)	Estado límite de seguridad de vida (r_{vida})	Estado límite de colapso ($r_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	2.4	2.4	4.0
RCDF-04	2.6	2.6	4.0
Edificio de 5 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	1.2	2.4
RCDF-04	1.2	2.6	4.0

Los valores presentados en la tabla 4.9 son muy similares y en algunos casos tienen valores menores para el diseño a partir del ACI318-08.

A partir de los parámetros b y r , y de la suma de los cuadrados de las incertidumbres aleatorias y epistémicas para la demanda en el caso del factor de incremento y para la capacidad en el caso del factor de reducción, es posible obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ), los cuales son mostrados en las tablas 4.10 y 4.11, respectivamente.

Tabla 4.10. Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio (ϕ_y)	Estado límite de seguridad de vida (ϕ_{vida})	Estado límite de colapso ($\phi_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.93	0.86	0.76
RCDF-04	0.91	0.85	0.79
Edificio de 5 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	0.97	0.86
RCDF-04	0.96	0.85	0.79

Tabla 4.11. Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio (γ_y)	Estado límite de seguridad de vida (γ_{vida})	Estado límite de colapso ($\gamma_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.04	1.15	1.61
RCDF-04	1.04	1.18	1.69
Edificio de 5 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	1.02	1.11
RCDF-04	1.02	1.13	1.69

Como se aprecia en las tablas 4.10 y 4.11, los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ) para ambos diseños son muy similares, por lo que serán los valores de las medianas de capacidad y demanda los que definirán la confiabilidad estructural para este caso. Por otra parte mientras menor es el valor del factor de capacidad (ϕ) existe una mayor incertidumbre asociada a la capacidad, por lo que los estados límite de seguridad de vida y colapso, al ser estados en los que las estructuras han incurrido en el rango inelástico presentan una mayor incertidumbre. En el caso de la demanda estructural mientras mayor es su factor de incremento (γ) mayor incertidumbre se tiene en la estimación de la demanda, teniendo valores que incrementan a medida que el estado límite de interés está asociado a un periodo de retorno superior.

4.1.1.3 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, en la tabla 4.12 se muestran los valores obtenidos para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04).

Tabla 4.12. Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio (λ_y)	Estado límite de seguridad de vida (λ_{vida})	Estado límite de colapso ($\lambda_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.28	2.99	2.26
RCDF-04	1.54	3.63	3.57
Edificio de 5 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	5.10	5.17
RCDF-04	6.64	6.18	3.57

En la tabla 4.12 se aprecia que los factores de confianza en todos los casos es superior a 1 por lo que resultan aceptable. Además, es posible apreciar que para el diseño con el RCDF-04 dichos valores son superiores.

Por otra parte para ambos diseños se aprecia que para el estado límite de servicio el factor de confianza es menor de manera significativa respecto a los estados límite de seguridad de vida y colapso. Para la consideración denominada estándar, es el estado límite de colapso el que presenta un menor factor de confianza; sin embargo, se mantiene el comportamiento de menores factores de confianza para el diseño con el ACI318-08 en los tres estados límite de interés.

4.1.1.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$

Con el objeto de obtener el nivel de confianza $\Phi(K_x)$ de cada uno de los diseños para cada uno de los estados límite de interés es necesario determinar las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}), las cuales se obtienen como 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 4.13.

Tabla 4.13. Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{UT y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{UT vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{UT colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.3	0.5	0.5
RCDF-04	0.3	0.5	0.5
Edificio de 5 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	0.3	0.5
RCDF-04	0.3	0.5	0.5

Finalmente para determinar el nivel de confianza $\Phi(K_x)$ se recurre a la ecuación (2.71) la cual involucra los parámetros r y b, las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}) y el factor de confianza ($\lambda_{confianza}$). Los niveles de confianza para los edificios de 5 niveles son presentados en la tabla 4.14.

Tabla 4.14. Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

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 $\Phi(K_x colapso)$
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=50$ años	$T_R=150$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	87%	99%	99%
RCDF-04	96%	99%	99%
Edificio de 5 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	99%	99%
RCDF-04	99%	99%	99%

En la tabla 4.14 se observa que los niveles de confianza en su mayoría son del 99%, considerándose de esta manera niveles de confianza altos para ambos diseños y teniendo como valor menor el correspondiente al 87% para el estado límite de servicio del edificio diseñado con el ACI318-08 y del 96% para el diseño con el RCDF-04.

Para la consideración denominada estándar, todos los niveles de confianza resultaron del 99%; sin embargo, dicha condición permitirá realizar una comparativa entre los edificios de varios niveles, la cual será presentada en una sección posterior del presente capítulo.

Debido a que los niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los edificios de 5 niveles son altos y en su mayoría similares, es recomendable recurrir al factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) con el propósito de tener una comparativa más clara para este caso.

En la tabla 4.15 se presenta un resumen de los factores involucrados para la determinación de los factores ($\lambda_{confianza}$) y niveles de confianza $\Phi(K_x)$ de los edificios de 5 niveles, con el propósito de facilitar la comparativa entre ambos diseños. Mientras que en la tabla 4.16 será mostrada la comparativa para la condición denominada estándar.

Tabla 4.15. Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04

Parámetro	ACI318-08			RCDF-04		
	Servicio ($T_R=50$ años)	Seguridad de vida ($T_R=150$ años)	Colapso ($T_R=250$ 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})	0.0030	0.0050	0.0078	0.0024	0.0039	0.0059
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la demanda (σ_{DR})	0.058	0.206	0.461	0.060	0.239	0.488
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la demanda (σ_{DU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	0.0043	0.0200	0.0372	0.0043	0.0200	0.0447
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CR})	0.205	0.229	0.256	0.241	0.224	0.198
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Valores del parámetro b	1.40	1.40	1.40	1.38	1.38	1.38
Valores del parámetro r	2.40	2.40	4.00	2.60	2.60	4.00
Valores del factor ϕ	0.93	0.86	0.76	0.91	0.85	0.76
Valores del factor γ	1.04	1.15	1.61	1.04	1.18	1.69
Factor de confianza λ	1.28	2.99	2.26	1.54	3.63	3.57
Incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT})	0.30	0.50	0.50	0.30	0.50	0.50
Nivel de confianza $\Phi(K_x)$	87%	99%	99%	96%	99%	99%

Tabla 4.16. Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04 (condición estándar)

Parámetro	ACI318-08			RCDF-04		
	Servicio ($T_R=5$ años)	Seguridad de vida ($T_R=50$ años)	Colapso ($T_R=250$ 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 entrepiso (\hat{D})	0.0008	0.0030	0.0078	0.0006	0.0024	0.0059
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la demanda (σ_{DR})	0.057	0.058	0.461	0.031	0.060	0.488
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la demanda (σ_{DU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	0.0043	0.020	0.0372	0.0043	0.0200	0.0447
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CR})	0.205	0.229	0.256	0.241	0.224	0.198
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Valores del parámetro b	1.40	1.40	1.40	1.38	1.38	1.38
Valores del parámetro r	1.15	2.40	4.00	1.20	2.60	4.00
Valores del factor ϕ	0.97	0.86	0.76	0.96	0.85	0.79
Valores del factor γ	1.02	1.11	1.61	1.02	1.13	1.69
Factor de confianza λ	5.10	5.17	2.26	6.64	6.18	3.57
Incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT})	0.30	0.50	0.50	0.30	0.50	0.50
Nivel de confianza $\Phi(K_\gamma)$	99%	99%	99%	99%	99%	99%

4.1.1.5 COMPARATIVA DE COSTOS

Debido a que los edificios tienen configuraciones similares, se considera que únicamente los conceptos de suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo y el concepto de suministro y colocación de concreto premezclado bombeado, serán los que diferenciarán el costo directo del edificio, en el Apéndice C se presentan las tarjetas de costos directos de dichos conceptos, así como la información empleada para realizar el análisis de costos. Es importante señalar que debido a que se considera que ambos edificios serían construidos por una misma empresa los costos asociados a los indirectos, financiamiento, utilidad y cargos adicionales, los cuales se encuentran en función de las condiciones financieras de la empresa constructora y de los propios costos directos, para el presente estudio no son considerados, ya que se considera que la variación reflejada en los costos directos de los conceptos que impactan en los edificios son suficientemente representativas. De manera adicional a la comparativa de costos de construcción fue realizada una comparativa cualitativa del daño en los elementos estructurales del edificio para el periodo de retorno posterior ($T_R=60$ años) al del estado límite de servicio, lo anterior con el propósito de identificar cuál de los edificios requeriría mayor mantenimiento una vez superado dicho estado límite.

En la tabla 4.17 son presentadas las cantidades de concreto requeridas para los edificios de 5 niveles, así como el importe por el concepto correspondiente.

Tabla 4.17. Cantidades de concreto requeridas para los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como importe por ejecución de concepto relacionado

Edificio de 5 niveles	Volumen de concreto (m ³)	Importe por concepto de suministro y colocación de concreto premezclado bombeado, f'c=250 kg/cm ² en el edificio
ACI318-08	599	\$661,481.18
RCDF-04	558	\$616,204.50

En la tabla 4.18 son presentadas las cantidades de acero de refuerzo requeridas para los edificios de 5 niveles, así como el importe por el concepto correspondiente.

Tabla 4.18. Cantidades de acero de refuerzo requeridas para los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado

Edificio de 5 niveles	Cantidad de acero de refuerzo (Ton)	Importe por concepto de suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo en el edificio
ACI318-08	117.13	\$2'036,332.06
RCDF-04	122.27	\$2'125,695.96

En la tabla 4.19 se presenta importe total por los conceptos antes descritos para los edificios de 5 niveles.

Tabla 4.19. Importe total por conceptos analizados para los edificios de 5 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 5 niveles	Importe por conceptos de interés en el edificio
ACI318-08	\$2'697,813.24
RCDF-04	\$2'741,900.47

En la tabla 4.19 se observa que el edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04 tiene un importe total referente a los conceptos seleccionados superior al del edificio diseñado con el ACI318-08. Sin embargo, como se aprecia en las Figuras C.1 y C.2 mostradas en el Apéndice C, el edificio diseñado con el ACI318-08 presenta más elementos (12 trabes) con daño que el edificio diseñado con el RCDF-04 (10 trabes).

4.1.2 EDIFICIOS DE 10 NIVELES

En la sección 4.1.2 se presenta una descripción detallada de los resultados de los parámetros necesarios para obtención de los factores y niveles de confianza de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y con el RCDF-04, además de los costos directos de los conceptos de interés para ambos diseños.

4.1.2.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

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

A continuación se presentan los resultados asociados a la determinación de la demanda de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04, para lo cual fue preciso obtener la mediana de la demanda (\hat{D}) para los 14 registros seleccionados con formas espectrales similares, los cuales fueron escalados a niveles de intensidad sísmica (Sa/g) asociados a los periodos de recurrencia $T_R=5, 10, 20, 25, 40, 50, 80, 100, 125, 150$ y 250 años.

En la Figura 4.9 se muestran los valores de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica (Sa/g) asociados a los periodos de retorno de interés.

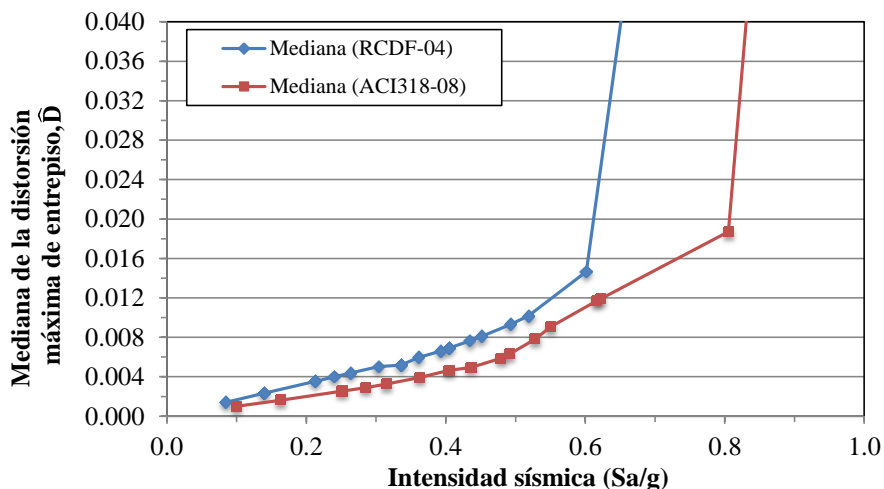


Figura 4.9. Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para los edificios de 10 niveles

En la Figura 4.9 se aprecia que la mediana de la demanda (\hat{D}) son inferiores para el diseño con el ACI318-08 hasta un $T_R=80$ años a partir del cual las medianas de dicho diseño superan a las del RCDF-04, para ambas condiciones las intensidades del diseño con el ACI318-08 son superiores a las del RCDF-04, lo anterior se debe a que la curva de peligro sísmico asociada al edificio diseñado con el ACI318-08 tiene un mayor peligro sísmico debido a que el periodo fundamental de dicho diseño es superior ($T_0=1.32$ s). Por otra parte en la Figura 4.9 es posible apreciar que para el periodo de retorno $T_R=250$ años tanto la intensidad como la mediana de la distorsión máxima de entrepiso para el diseño con el ACI318-08 son mayores de manera significativa respecto al diseño con el RCDF-04.

En la Figura 4.10 se observan las desviaciones estándar de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{InD}) con respecto a los niveles de intensidad analizados (Sa/g).

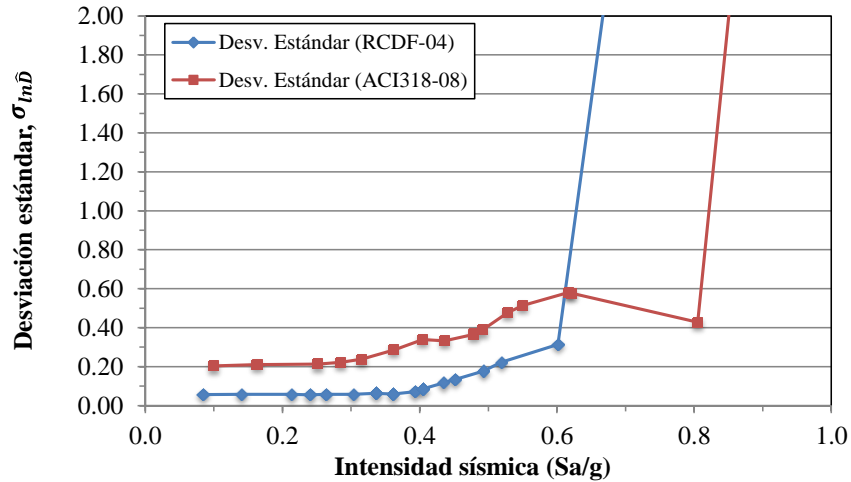
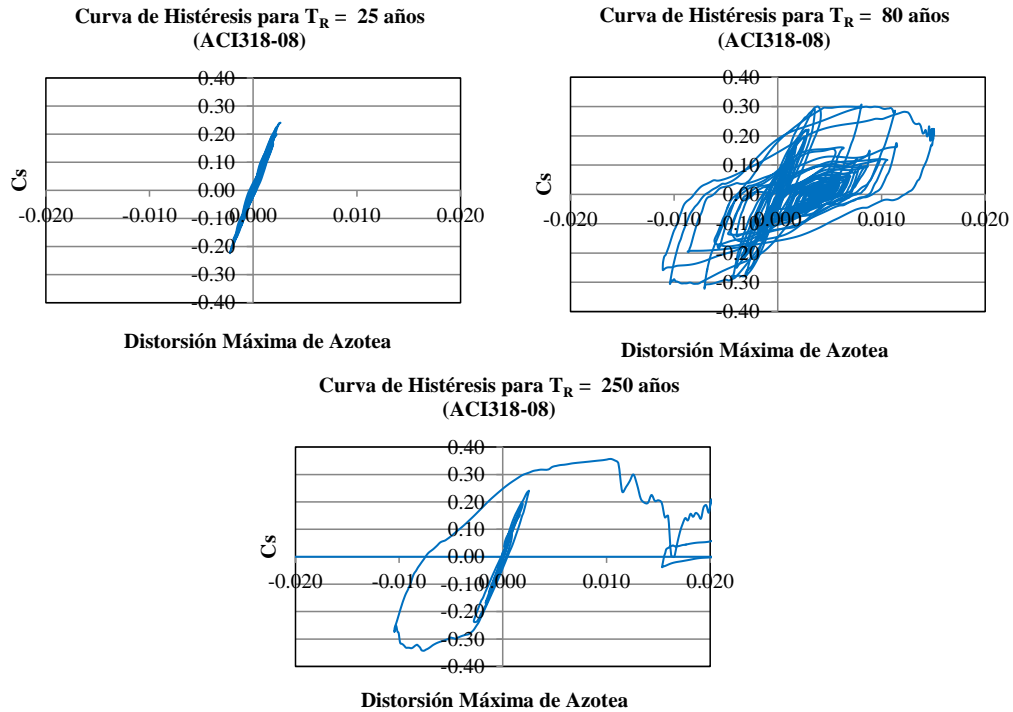


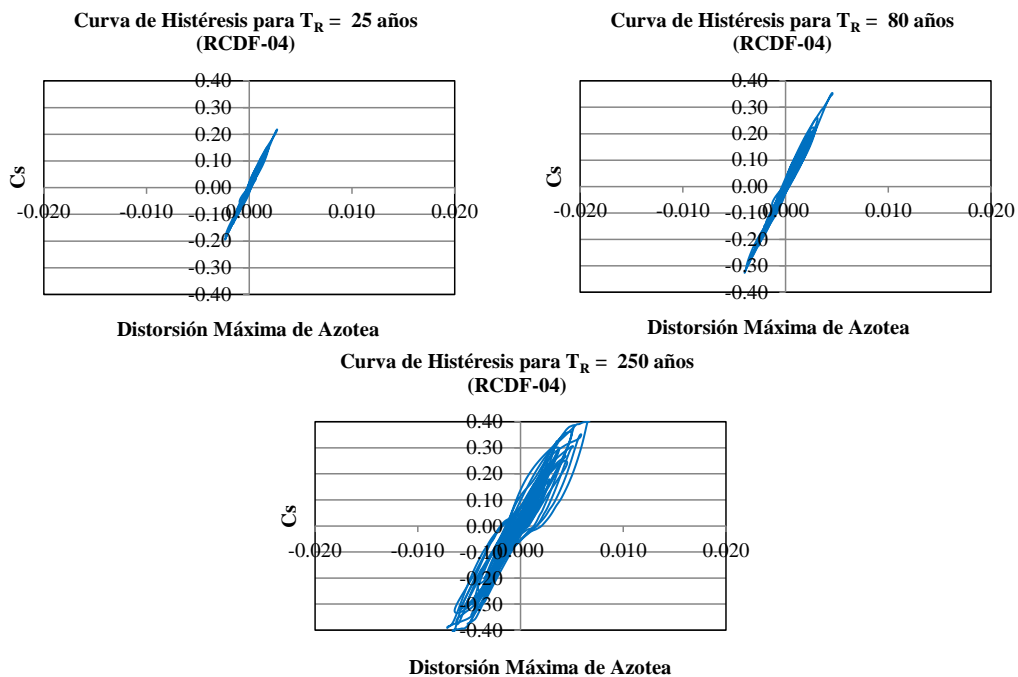
Figura 4.10. Valores de la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso ($\sigma_{ln\delta}$) con respecto a la intensidad (Sa/g) para los edificios de 10 niveles.

En la Figura 4.10 se observa cómo $\sigma_{ln\delta}$ para el diseño con el ACI318-08 tiene valores superiores respecto al diseño con el RCDF-04, es importante mencionar que a pesar de apreciarse una disminución del valor de desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso en el último punto de la curva del diseño con el ACI318-08, este valor sigue siendo superior al del diseño con el RCDF-04.

Con la finalidad de observar la influencia de la intensidad sísmica en el comportamiento de los edificios, en la Figura 4.11 se presenta el comportamiento histerético de ambos diseños (coeficiente sísmico C_s contra distorsión máxima de azotea), sometidos al sismo que reportó un comportamiento más desfavorable (19 Septiembre de 1985 componente Norte-Sur) escalado a las intensidades asociadas a los periodos de retorno $T_R=25, 80,$ y 250 años, correspondientes a los estados límite de interés servicio, seguridad de vida y colapso, respectivamente.



a) Edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.11. Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso), para los edificios de 10 niveles

En la Figura 4.11 se aprecia que el comportamiento del edificio diseñado con el ACI318-08 desarrolla un comportamiento más desfavorable para todos los estados límite de interés, ya que en todo momento desarrolla distorsiones superiores para intensidades similares respecto al diseño con el RCDF-04.

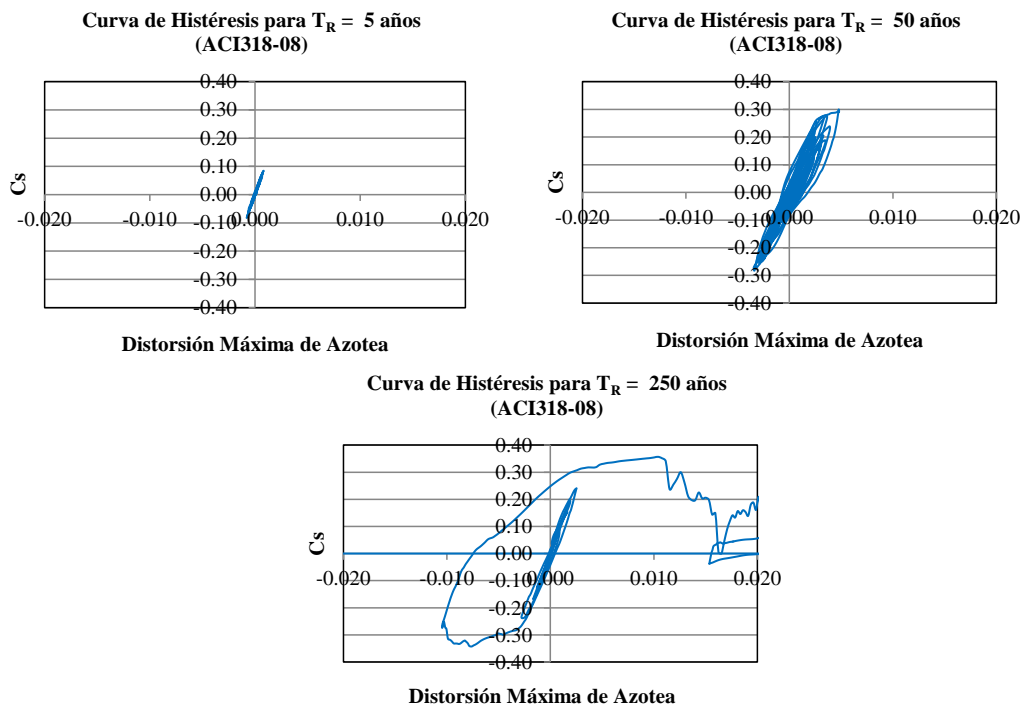
Como se mencionó con anterioridad ambos edificios tienen periodos de vibrar diferentes y por ende las curvas de peligro sísmico asociadas a cada edificio no son iguales como se mostró en el Capítulo 3, teniendo de esta manera niveles de intensidad (Sa/g) diferentes para cada edificio asociadas a los periodos de retorno de los estados límite de interés para cada registro, en la tabla 4.20 se presentan las intensidades correspondientes a cada edificio para el registro más desfavorable 19Sep85NS.

Tabla 4.20. Intensidades asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 10 niveles para el registro del 19Sep85NS (ACI318-08 y RCDF-04)

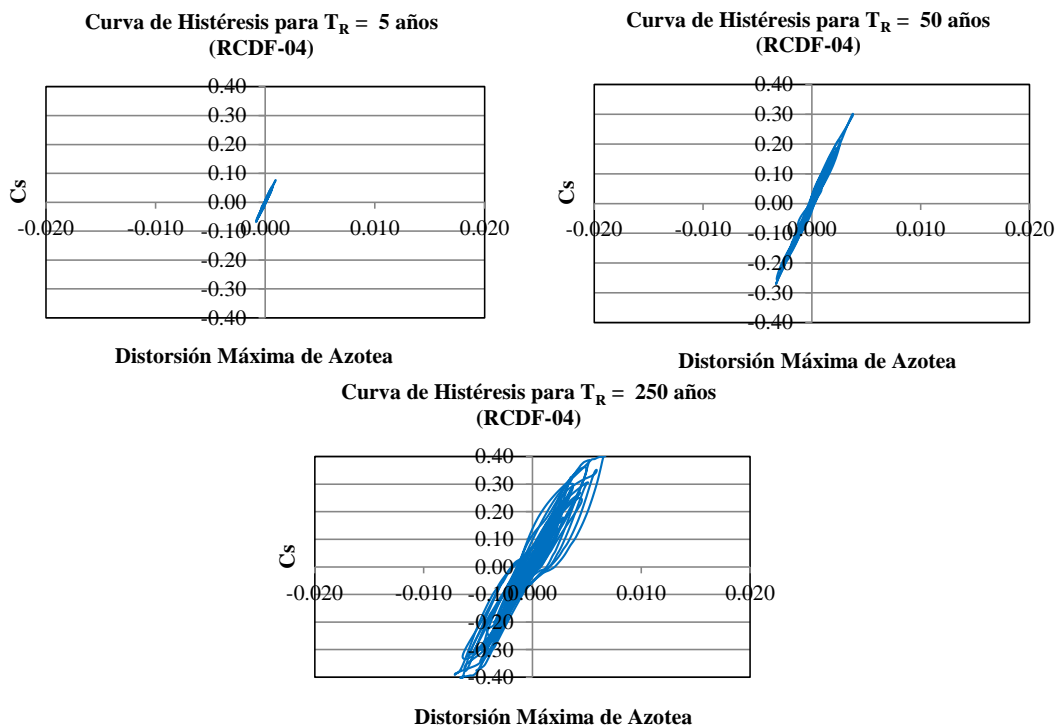
Edificio de 10 niveles	Periodo fundamental, T_0 (s)	Intensidad (Sa/g) servicio	Intensidad (Sa/g) seguridad de vida	Intensidad (Sa/g) colapso
		Periodos de retorno		
		$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.32	0.285	0.491	0.805
RCDF-04	1.17	0.240	0.405	0.601

En la tabla 4.20 se aprecia claramente que el diseño con el ACI318-08 tiene intensidades superiores respecto a las del diseño con el RCDF-04 para los periodos de retorno asociados a los estados límite de interés.

Como fue mencionado en apartados anteriores del presente capítulo, fue realizada una consideración estándar para los 3 edificios (5, 10 y 15 niveles) en la que se establecieron los periodos de retorno $T_R=5$, 50 y 250 años, como los periodos de retorno asociados a los estados límite de servicio, seguridad de vida y colapso, con el propósito de realizar una comparativa entre los 3 edificios a partir de ambos diseños (ACI318-08 y RCDF-04), cuyos ciclos de histéresis se muestran en la Figura 4.12.



a) Edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.12. Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés estandarizados (servicio, seguridad de vida y colapso), para los edificios de 10 niveles

En la Figura 4.12 se aprecia cómo la respuesta estructural del edificio diseñado con el ACI318-08 para los tres estados límite de interés son más desfavorables, desarrollando distorsiones superiores para intensidades similares, respecto a las del edificio diseñado con el RCDF-04.

A continuación se presenta la obtención de los parámetros (b), el cual se obtiene al ajustar la ecuación (2.61) a los valores presentados en la Figura 4.9. Los ajustes representados mediante líneas punteadas para los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04 son presentados en la Figura 4.13.

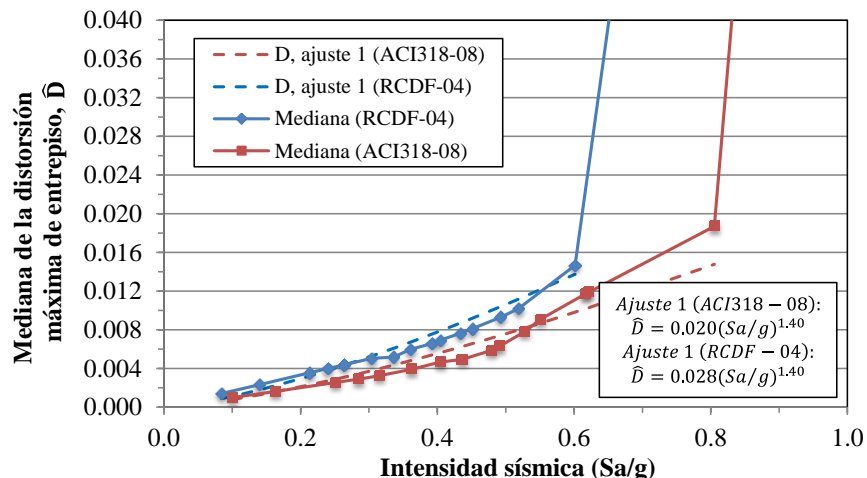


Figura 4.13. Ajuste de las curvas que representan la tendencia de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso (\bar{D}) contra la intensidad (Sa/g), a partir de las cuales se obtiene el parámetro b , para los edificios de 10 niveles.

A partir de los ajustes mostrados en la Figura 4.13 se obtienen los valores de los parámetros a y b , los cuales se muestran en la tabla 4.21.

Tabla 4.21. Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad

Edificio de 10 niveles	Parámetro b de ajuste 1	Parámetro a de ajuste 1
ACI318-08	1.40	0.020
RCDF -04	1.40	0.028

De la tabla 4.21, los valores del parámetro b , serán utilizados posteriormente para obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ).

B) MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A UN ESTADO LÍMITE DE INTERÉS

En la tabla 4.22 se presentan las medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para ambos diseños. Es importante señalar que en la tabla 4.22 también son mostrados los valores correspondientes a los periodos de retorno considerados estándar.

Tabla 4.22. Medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

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		
	$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.0029	0.0063	0.0187
RCDF-04	0.0040	0.0069	0.0147
Edificio de 10 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	TR=5 años	TR=50 años	TR=250 años
	ACI318-08	0.0010	0.0046
RCDF-04	0.0014	0.0052	0.0147

Como se aprecia en la tabla 4.22, para los estados límite de servicio y seguridad de vida el diseño con el RCDF-04 arroja resultados superiores, mientras que para el estado límite de colapso, es el diseño con el ACI318-08 el que arroja un valor superior.

Para el caso denominado estándar, para los estados límite de servicio y seguridad de vida, el diseño con el RCDF-04 arroja valores ligeramente superiores respecto al diseño con el ACI318-08, dicha condición se invierte para el estado límite de colapso.

Por otra parte, como es de esperarse los máximos valores corresponden al estado límite de colapso para ambos diseños.

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

En la tabla 4.23 se presentan las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de las medianas de las demandas de la tabla 4.22.

Tabla 4.23 Incertidumbres aleatorias de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DR}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{DR y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DR vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DR colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.222	0.388	0.427
RCDF-04	0.056	0.086	0.314
Edificio de 10 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	0.203	0.339
RCDF-04	0.057	0.063	0.314

En la tabla 4.23 se aprecia que las incertidumbres aleatorias de la demanda asociadas a los tres estados límite son superiores para el edificio diseñado con el ACI318-08, lo cual puede conducir a resultados de confiabilidad más desfavorables.

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

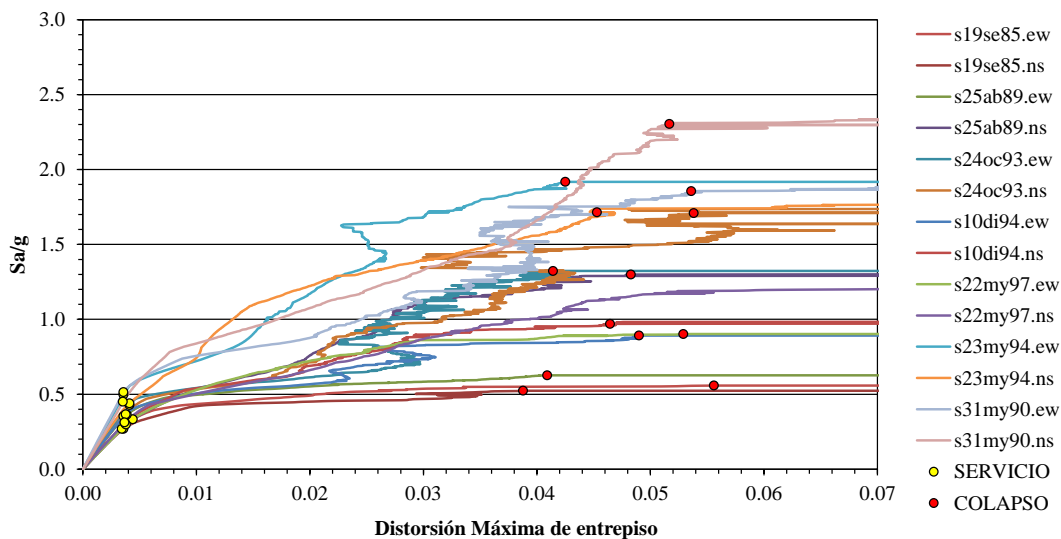
En la tabla 4.24 se presentan las incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas con la estimación de la demanda.

Tabla 4.24 Incertidumbres epistémicas de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

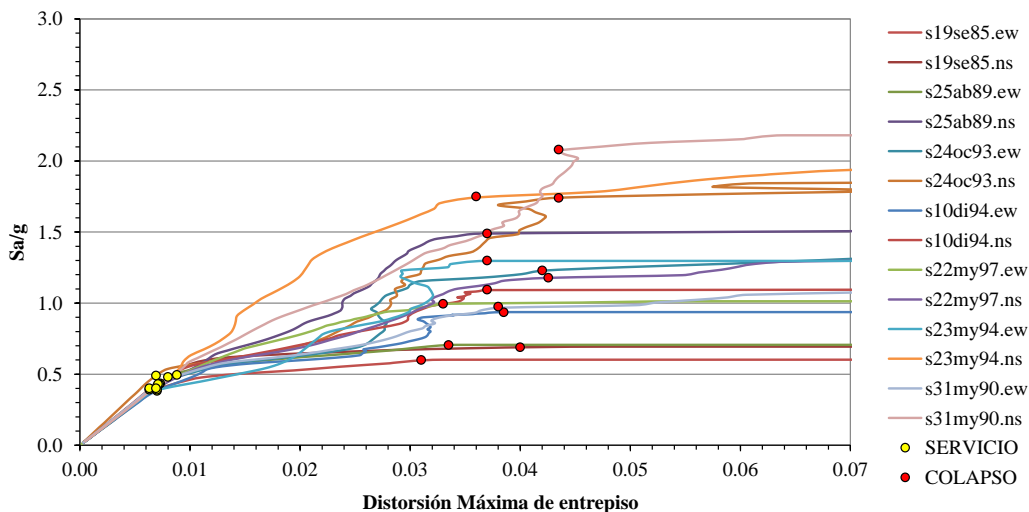
Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{DU y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DU vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DU colapso}$)
ACI318-08	0.20	0.35	0.35
RCDF-04	0.20	0.35	0.35

E) CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En las Figuras 4.14a y b se presentan las curvas ADI's de los edificios de 10 niveles, obtenidas para los diseños con el ACI318-08 y con el RCDF-04, respectivamente.



a) Edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.14. Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 14 registros seleccionados

En las curvas mostradas en la Figura 4.14 se aprecia que la capacidad última de la estructura señalada mediante círculos rojos representa 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 círculos amarillos 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) de los edificios.

Por otra parte, al realizar una comparativa entre los gráficos de ambos diseños podemos apreciar que para el estado límite de colapso (círculos rojos) el diseño con el ACI318-08 alcanza mayores niveles de distorsión máxima de entrepiso para niveles de intensidad similares a los del diseño con el RCDF-04, mientras que los valores asociados al estado límite de servicio (círculos amarillos), alcanzan una distorsión superior (pendiente superior) las curvas del diseño con el RCDF-04 para niveles de intensidad similares a las del diseño con el ACI318-08.

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

Las medianas de la capacidad asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 10 niveles son presentadas en la tabla 4.25.

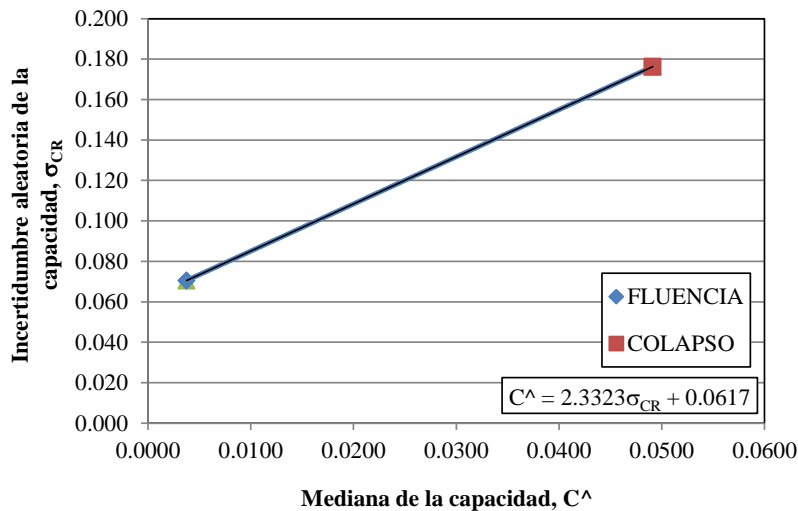
Tabla 4.25. Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio (\hat{C}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$)
ACI318-08	0.0038	0.0200	0.0491
RCDF-04	0.0071	0.0200	0.0378

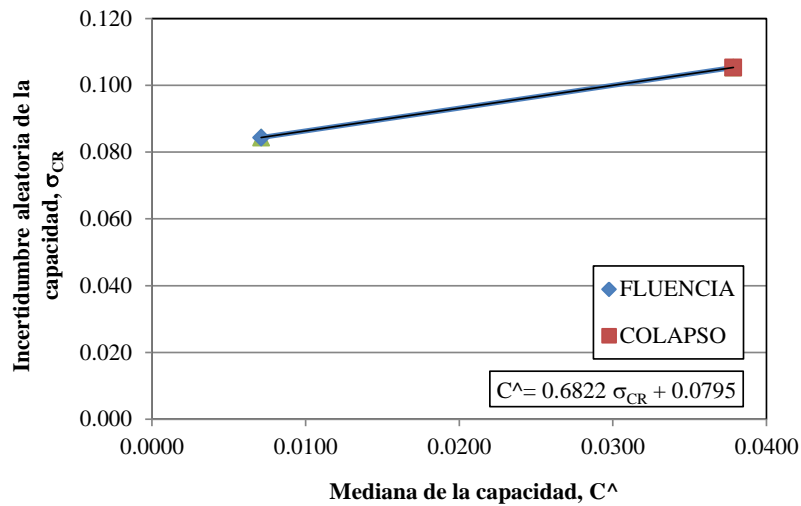
En la tabla 4.25 se observa que los valores de la mediana de la capacidad (\hat{C}) para el estado límite de servicio es superior para el edificio diseñado con el RCDF-04, mientras que para el estado límite de colapso es superior para el diseño con el ACI318-08.

G) INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) ASOCIADAS CON LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la tabla 4.26 se presentan las incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}), las cuales representan la dispersión de los valores de la mediana de la capacidad mostrados en la tabla 4.25. Las interpolaciones realizadas para la obtención de las incertidumbres aleatorias asociadas al estado límite de seguridad de vida son presentadas en la Figura 4.15, para un valor de mediana de la capacidad de 0.2.



a) Edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.15. Obtención del valor de incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) para el estado límite de seguridad de vida para los edificios de 10 niveles

Tabla 4.26. Incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{CR y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{CR vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{CR colapso}$)
ACI318-08	0.070	0.108	0.176
RCDF-04	0.084	0.093	0.105

H) INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS CON LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la tabla 4.27 se muestran las incertidumbres espistémicas asociadas a la estimación de la capacidad de los edificios de 10 niveles.

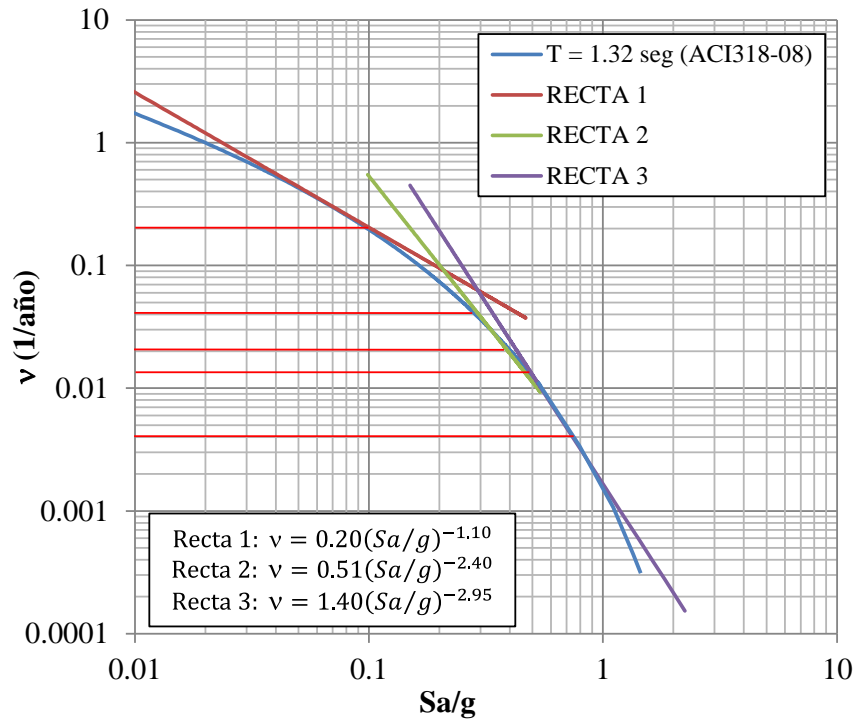
Tabla 4.27 Incertidumbres epistémicas de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{CU y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{CU vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{CU colapso}$)
ACI318-08	0.20	0.35	0.35
RCDF-04	0.20	0.35	0.35

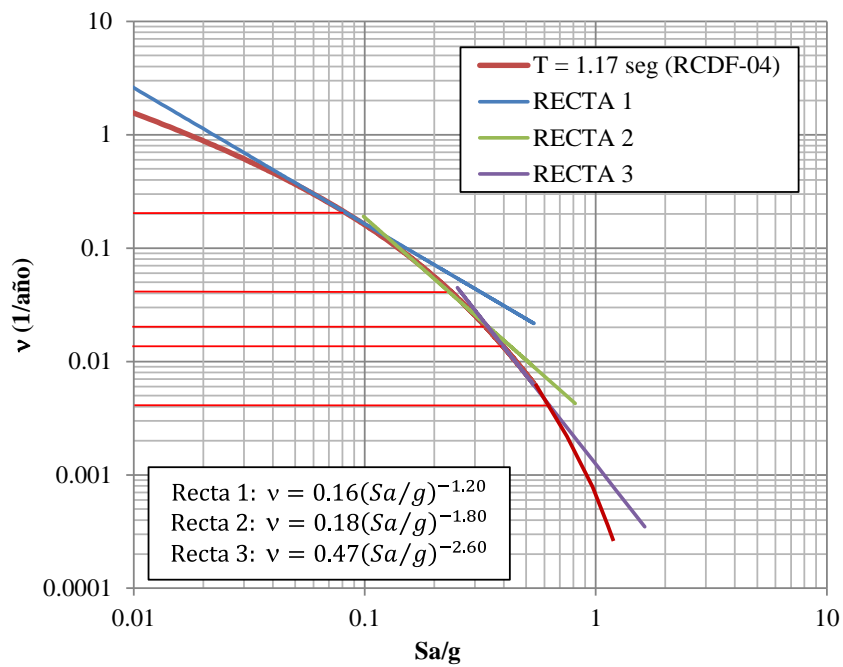
4.1.2.2 FACTOR DE REDUCCIÓN (ϕ) DE LA CAPACIDAD Y FACTOR DE INCREMENTO (γ) DE LA DEMANDA

Los valores de los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ), requieren la determinación de los factores b y r , los valores de los factores b para los edificios de 10 niveles han sido mostrados en la tabla 4.16. Mientras que el parámetro r se obtiene mediante las ecuaciones de las tangentes que se ajustan a la curvas de peligro sísmico del edificio de 10 niveles con $T_0=1.32s$ (ACI318-08) y el edificio de 10 niveles con $T_0=1.17s$ (RCDF-04), 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 seleccionada la tangente correspondiente y con la ecuación correspondiente es obtenido el valor del parámetro r , en la tabla 4.28 se presentan los valores correspondientes de dicho parámetro para los estados límite de interés para ambos diseños (ACI318-08 y RCDF-04).

En la Figura 4.16 se muestran las curvas de peligro sísmico para los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04, así como las rectas que se ajustan a dichas curvas y sus correspondientes ecuaciones, las líneas rojas horizontales corresponden a los valores del inverso de los periodos de retorno asociados a los estados límite de interés, los cuales permitirán definir el parámetro r que corresponde a cada estado límite, en este caso para $T_R=25$ años $v=0.04$, $T_R=80$ años $v=0.0125$ y $T_R=250$ años $v=0.004$, mientras que para el caso estándar $T_R=5$ años $v=0.2$, $T_R=50$ años $v=0.02$ y $T_R=250$ años $v=0.004$.



a) Edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.16. Curvas de peligro sísmico para los edificios de 10 niveles.

Tabla 4.28. Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio (r_y)	Estado límite de seguridad de vida (r_{vida})	Estado límite de colapso ($r_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	2.40	2.95	2.95
RCDF-04	1.80	2.60	2.60
Edificio de 10 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	1.10	2.40
RCDF-04	1.20	1.80	2.60

Los valores presentados en la tabla 4.28 son muy similares para ambos diseños.

Los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ) para ambos edificios son mostrados en las tablas 4.29 y 4.30, respectivamente.

Tabla 4.29. Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio (ϕ_y)	Estado límite de seguridad de vida (ϕ_{vida})	Estado límite de colapso ($\phi_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.96	0.87	0.85
RCDF-04	0.97	0.89	0.88
Edificio de 10 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	0.98	0.89
RCDF-04	0.98	0.92	0.88

Tabla 4.30. Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio (γ_y)	Estado límite de seguridad de vida (γ_{vida})	Estado límite de colapso ($\gamma_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.08	1.33	1.38
RCDF-04	1.03	1.13	1.23
Edificio de 10 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	1.03	1.23
RCDF-04	1.02	1.08	1.23

Como se aprecia en las tablas 4.29, los factores de capacidad (ϕ) para los tres estados límite resultaron superiores para el diseño con el RCDF-04. En el caso de la condición estándar para el estado límite de servicio se obtuvo el mismo valor, mientras que para los estados límite de seguridad de vida y colapso fue el diseño con el RCDF-04 el que arroja valores superiores.

En la tabla 4.30 se presentan los valores del factor de demanda (γ), el cual resultó superior para el diseño con el ACI318-08 para los tres estados límite estudiados. Mientras que en la condición estándar se mantiene dicha condición, siendo superiores los valores para el diseño con el ACI318-08.

Por otra parte, mientras menor es el valor del factor de capacidad (ϕ) existe una mayor incertidumbre asociada a la capacidad, por lo que los estados límite de seguridad de vida y colapso, al ser estados en los que las estructuras han incurrido en el rango inelástico presentan una mayor incertidumbre. En el caso de la demanda estructural mientras mayor es su factor de incremento (γ) mayor incertidumbre se tiene en la estimación de la demanda, teniendo valores que incrementan a medida que el estado límite de interés está asociado a un periodo de retorno superior.

4.1.2.3 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, en la tabla 4.31 se muestran los valores obtenidos para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04).

Tabla 4.31. Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio (λ_{γ})	Estado límite de seguridad de vida (λ_{vida})	Estado límite de colapso ($\lambda_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.15	2.06	1.62
RCDF-04	1.68	2.27	1.86
Edificio de 10 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	3.60	3.13
RCDF-04	4.86	3.27	1.86

En la tabla 4.31 se aprecia que los factores de confianza en todos los casos es superior a 1 por lo que resulta aceptable, también es fácil apreciar que para el diseño con el RCDF-04 dichos valores son superiores para los estados límite de interés, para la condición estándar la condición anterior se mantiene, obteniéndose mayores factores de confianza para el diseño con el RCDF-04.

Por otra parte, para ambos diseños se aprecia que para el estado límite de servicio el factor de confianza es menor de manera significativa respecto a los estados límite de seguridad de vida y colapso. Para la consideración denominada estándar, no se mantiene dicha condición ya que el

estado límite de colapso presenta un menor factor de confianza respecto a los estados límite de servicio y seguridad de vida.

4.1.2.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$

Con el objeto de obtener el nivel de confianza $\Phi(K_x)$ de cada uno de los diseños para cada uno de los estados límite de interés es necesario determinar las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}), cuyos valores son presentados en la tabla 4.32.

Tabla 4.32. Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{UT y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{UT vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{UT colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.30	0.50	0.50
RCDF-04	0.30	0.50	0.50
Edificio de 10 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	0.30	0.50
RCDF-04	0.30	0.50	0.50

Finalmente para determinar el nivel de confianza $\Phi(K_x)$ es necesario contar con los valores de los parámetros b y r , las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}) y el factor de confianza ($\lambda_{confianza}$). Los niveles de confianza para los edificios de 10 niveles son presentados en la tabla 4.33.

Tabla 4.33. Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Estado límite de servicio $\Phi(K_{xy})$	Estado límite de seguridad de vida $\Phi(K_{x vida})$	Estado límite de colapso $\Phi(K_{x colapso})$
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=25$ años	$T_R=80$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	80%	91%	96%
RCDF-04	97%	99%	97%
Edificio de 10 niveles	Periodos de retorno estándar asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
	ACI318-08	99%	99%
RCDF-04	99%	99%	97%

En la tabla 4.33 que los niveles de confianza para el diseño con el RCDF-04 son superiores respecto a los del diseño con el ACI318-08 para los tres estados límite de interés, teniendo como nivel de confianza menor el del estado límite de servicio, el cual es del 80% para el diseño con el ACI318-08 y del 97% para el diseño con el RCDF-04, en dicho estado límite se aprecia una mayor diferencia entre los niveles de confianza entre ambos diseños, ya que para los

estados límite de seguridad de vida y colapso, los niveles de confianza resultan bastante aproximados.

Para la consideración denominada estándar, los niveles de confianza para los estados límite de servicio y seguridad de vida son del 99% para ambos diseños, mientras que para el estado límite de colapso el diseño con el ACI318-08 tiene un menor nivel de confianza respecto al del diseño con el RCDF-04.

Debido a que los niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para algunos de los estados límite de los edificios de 10 niveles son similares, es recomendable recurrir al factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) con el propósito de tener una comparativa más clara para este caso.

En la tabla 4.34 se presenta un resumen de los factores involucrados para la determinación de los factores ($\lambda_{confianza}$) y niveles de confianza $\Phi(K_x)$ de los edificios de 10 niveles, con el propósito de facilitar la comparativa entre ambos diseños. Mientras que en la tabla 4.35 será mostrada la comparativa para la condición denominada estándar.

Tabla 4.34. Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04

Parámetro	ACI318-08			RCDF-04		
	Servicio ($T_R=25$ años)	Seguridad de vida ($T_R=80$ años)	Colapso ($T_R=250$ 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 entrepiso (\hat{D})	0.0029	0.0063	0.0187	0.0040	0.0069	0.0147
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la demanda (σ_{DR})	0.222	0.388	0.427	0.056	0.086	0.314
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la demanda (σ_{DU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	0.0038	0.0200	0.0491	0.0071	0.0200	0.0378
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CR})	0.070	0.108	0.176	0.084	0.093	0.105
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Valores del parámetro b	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
Valores del parámetro r	2.40	2.95	2.95	1.80	2.60	2.60
Valores del factor ϕ	0.96	0.87	0.85	0.97	0.89	0.88
Valores del factor γ	1.08	1.33	1.38	1.03	1.13	1.23
Factor de confianza λ	1.15	2.06	1.62	1.68	2.27	1.86
Incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT})	0.30	0.50	0.50	0.30	0.50	0.50
Nivel de confianza $\Phi(K_x)$	80%	91%	96%	97%	99%	97%

Tabla 4.35. Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04 (condición estándar)

Parámetro	ACI318-08			RCDF-04		
	Servicio ($T_R=5$ años)	Seguridad de vida ($T_R=50$ años)	Colapso ($T_R=250$ 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 entrepiso (\hat{D})	0.0010	0.0046	0.0187	0.0014	0.0052	0.0147
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la demanda (σ_{DR})	0.203	0.339	0.427	0.057	0.063	0.314
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la demanda (σ_{DU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	0.0038	0.0200	0.0491	0.0071	0.0200	0.0378
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CR})	0.070	0.108	0.176	0.084	0.093	0.105
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Valores del parámetro b	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
Valores del parámetro r	1.10	2.40	2.95	1.20	1.80	2.60
Valores del factor ϕ	0.98	0.89	0.85	0.98	0.92	0.88
Valores del factor γ	1.03	1.23	1.38	1.02	1.08	1.23
Factor de confianza λ	3.60	3.13	1.62	4.86	3.27	1.86
Incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT})	0.30	0.50	0.50	0.30	0.50	0.50
Nivel de confianza $\Phi(K_x)$	99%	99%	96%	99%	99%	97%

4.1.2.5 COMPARATIVA DE COSTOS

En la tabla 4.36 son presentadas las cantidades de concreto requeridas para los edificios de 10 niveles, así como el importe por el concepto correspondiente.

Tabla 4.36. Cantidades de concreto requeridas para los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado

Edificio de 10 niveles	Volumen de concreto (m ³)	Importe por concepto de suministro y colocación de concreto premezclado bombeado, $f'c=250$ kg/cm ²
ACI318-08	1,721	\$1'900,516.04
RCDF-04	1,695	\$1'871,804.00

En la tabla 4.37 son presentadas las cantidades de acero de refuerzo requeridas para los edificios de 10 niveles, así como el importe por el concepto correspondiente.

Tabla 4.37. Cantidades de acero de refuerzo requeridas para los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado

Edificio de 10 niveles	Cantidad de acero de refuerzo (Ton)	Importe por concepto de suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo en el edificio
ACI318-08	381.91	\$6'639,894.25
RCDF-04	385.92	\$6'709,507.69

En la tabla 4.38 se presenta el importe total por los conceptos antes descritos para los edificios de 10 niveles.

Tabla 4.38. Importe total por conceptos analizados para los edificios de 10 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 10 niveles	Importe por conceptos de interés en el edificio
ACI318-08	\$8'540,410.29
RCDF-04	\$8'581,311.69

En la tabla 4.38 se observa que el edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04 tiene un importe total referente a los conceptos seleccionados superior al del edificio diseñado con el ACI318-08. Sin embargo, en la comparativa cuantitativa del daño en elementos estructurales para un periodo de retorno $T_R=30$ años, en las Figuras C.3 y C.4 mostradas en el Apéndice C, se identificó que el edificio diseñado con el ACI318-08 presenta una cantidad considerablemente superior de elementos con daño con un total de 45 elementos estructurales dañados (20 columnas y 25 trabes), teniendo para el edificio diseñado con el RCDF-04 un total de 2 elementos dañados (2 trabes).

4.1.3 EDIFICIOS DE 15 NIVELES

En la sección 4.1.3 se presenta una descripción detallada de los resultados de los parámetros necesarios para obtención de los factores y niveles de confianza de los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y con el RCDF-04, además de los costos directos de los conceptos de interés para ambos diseños.

4.1.3.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

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

A continuación se presentan los resultados asociados a la determinación de la demanda de los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04, para lo cual fue preciso obtener la mediana de la demanda (\hat{D}) para los 14 registros seleccionados con formas espectrales similares, los cuales fueron escalados a niveles de intensidad sísmica (Sa/g) asociados a los periodos de recurrencia $T_R=5, 10, 20, 25, 40, 50, 80, 100, 125, 150$ y 250 años.

En la Figura 4.17 se muestran los valores de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica (Sa/g) asociados a los periodos de retorno de interés.

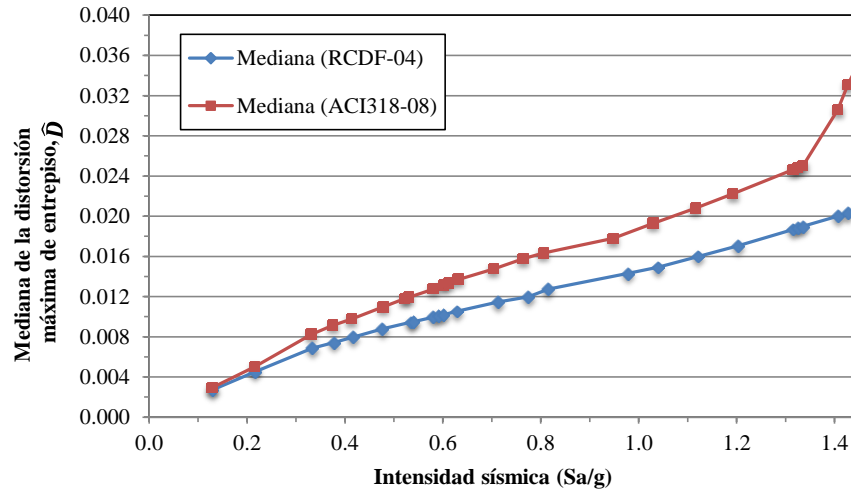


Figura 4.17. Gráfica de la mediana (\hat{D}) de la distorsión máxima de entrepiso para los niveles de intensidad sísmica de interés (Sa/g) para los edificios de 15 niveles.

En la Figura 4.17 se aprecia que la mediana de la demanda (\hat{D}) es superior para el diseño con el ACI318-08, disparándose los valores de mediana para una intensidad aproximada de 1.3, mientras que para el diseño con el RCDF-04 la mediana sigue incrementándose; sin embargo, dicho valor no se dispara.

En la Figura 4.18 se observan las desviaciones estándar de la distorsión máxima de entrepiso ($\sigma_{ln\hat{D}}$) con respecto a los niveles de intensidad analizados (Sa/g).

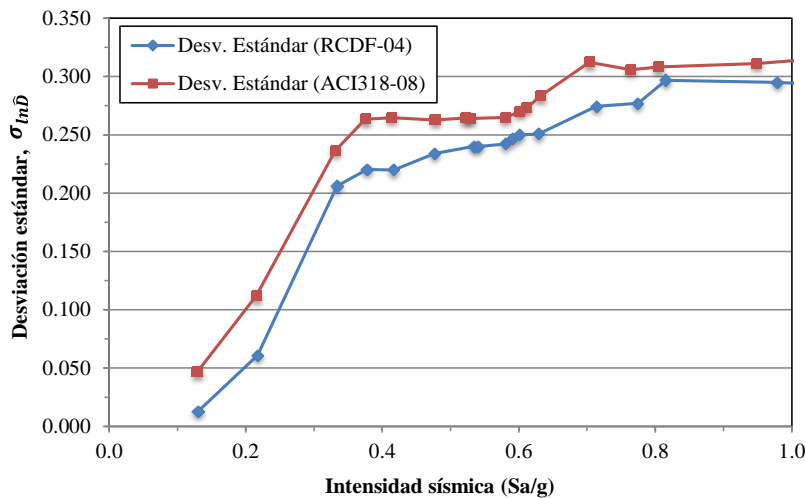
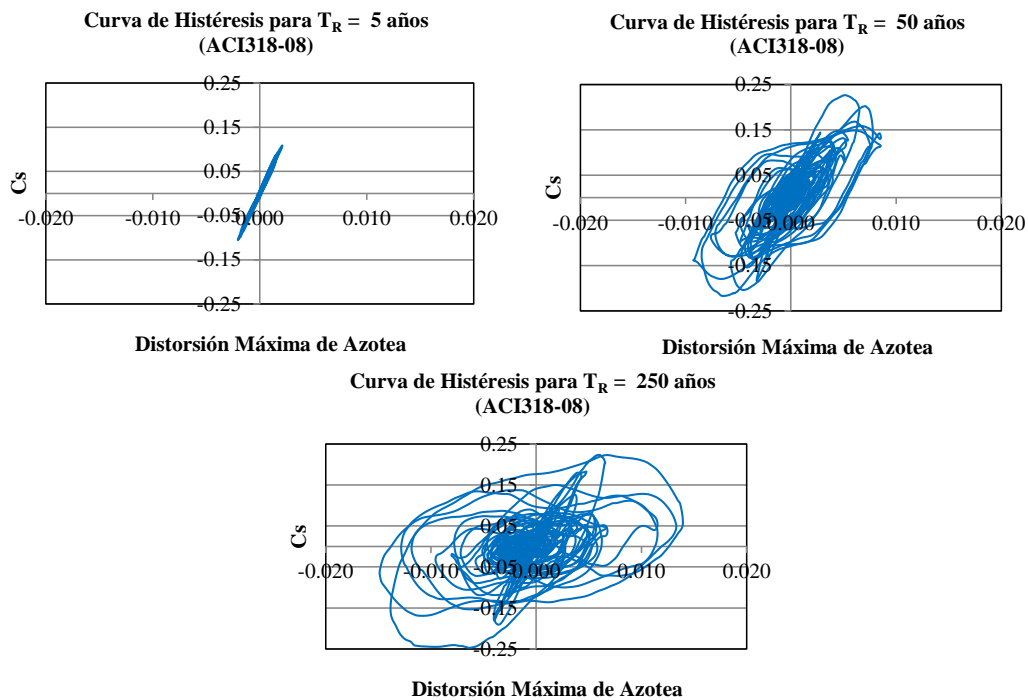


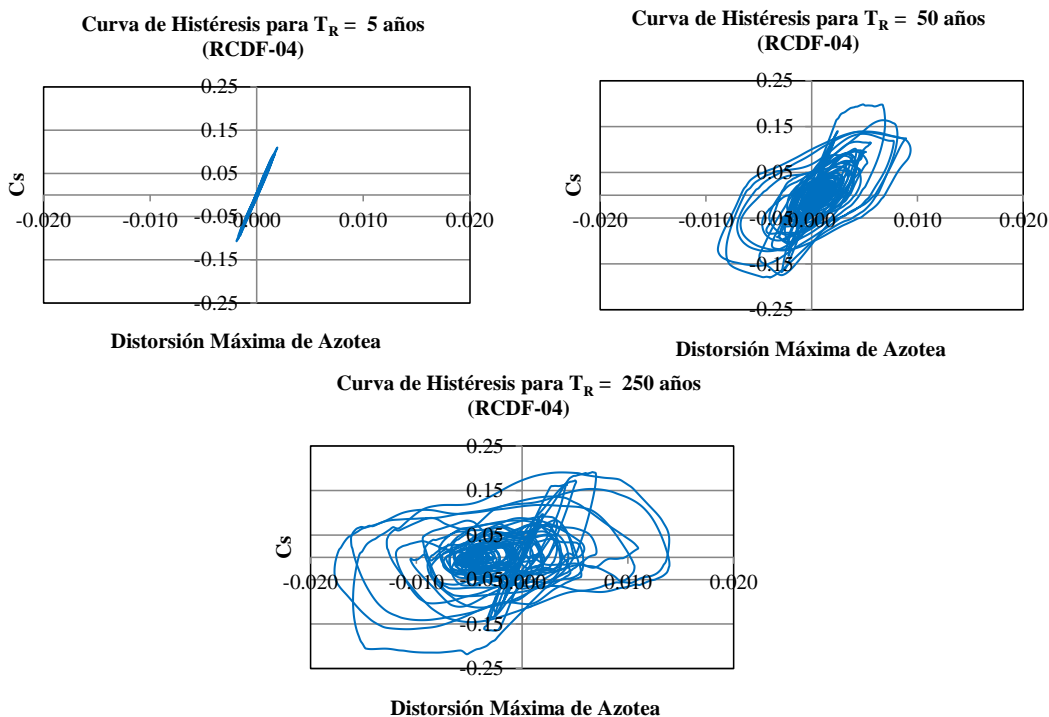
Figura 4.18. Valores de la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso ($\sigma_{ln\hat{D}}$) con respecto a la intensidad (Sa/g).

En la Figura 4.18 se observa cómo $\sigma_{ln\hat{D}}$ para intensidades similares es ligeramente superior para el diseño con el ACI318-08. Por otra parte, para ambos diseños hasta una intensidad aproximada de 0.3 el incremento en el valor de la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso incrementa significativamente, condición que se modifica para intensidades superiores a 0.3, a partir de dicho valor la variación $\sigma_{ln\hat{D}}$ tiene ligeras variaciones.

Con la finalidad de observar la influencia de la intensidad sísmica en el comportamiento de los edificios, en la Figura 4.19 se presenta el comportamiento histerético de ambos diseños (coeficiente sísmico C_s contra distorsión máxima de azotea), sometidos al sismo que reportó un comportamiento más desfavorable (19 Septiembre de 1985 componente Norte-Sur) escalado a las intensidades asociadas a los periodos de retorno $T_R=5, 50, \text{ y } 250$ años, correspondientes a los estados límite de interés servicio, seguridad de vida y colapso, respectivamente. Es importante puntualizar que para los edificios de 15 niveles la condición denominada estándar coincide con los periodos de retorno aquí mencionados, por lo que únicamente se presentará un grupo de resultados asociados a los estados límite de interés.



a) Edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.19. Curvas de comportamiento histerético para la respuesta del registro 19Sep85NS escalado para las intensidades asociadas a los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para los edificios de 15 niveles

En la Figura 4.19 se aprecia que para distorsiones similares, los valores de coeficientes sísmicos son superiores para el diseño con el ACI318-08 para los tres estados límite aquí estudiados. Sin embargo, es claro que para los estados límite de seguridad de vida y colapso, ambos edificios desarrollan un comportamiento completamente no lineal.

Como se mencionó en secciones anteriores del presente capítulo, al igual que los edificios de 5 y 10 niveles, los edificios de 15 niveles tienen periodos de vibrar diferentes, para este caso dichos periodos son muy similares y por ende las curvas de peligro sísmico asociadas a cada edificio son ligeramente diferentes, debido a lo anterior los niveles de intensidad (Sa/g) asociadas a los periodos de retorno de los estados límite de interés para cada registro es muy aproximado para ambos diseños, en la tabla 4.39 se presentan las intensidades correspondientes a cada edificio para el registro más desfavorable 19Sep85NS.

Tabla 4.39. Intensidades asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 15 niveles para el registro del 19Sep85NS (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Periodo fundamental, T_0 (s)	Intensidad (Sa/g) servicio	Intensidad (Sa/g) seguridad de vida	Intensidad (Sa/g) colapso
		Periodos de retorno		
		$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.64	0.129	0.522	0.948
RCDF-04	1.65	0.130	0.535	0.979

A continuación se presenta la obtención de los parámetros (b), el cual se obtiene al ajustar la ecuación (2.61) a los valores presentados en la Figura 4.17. Los ajustes representados mediante líneas punteadas para los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04 son presentados en la Figura 4.20.

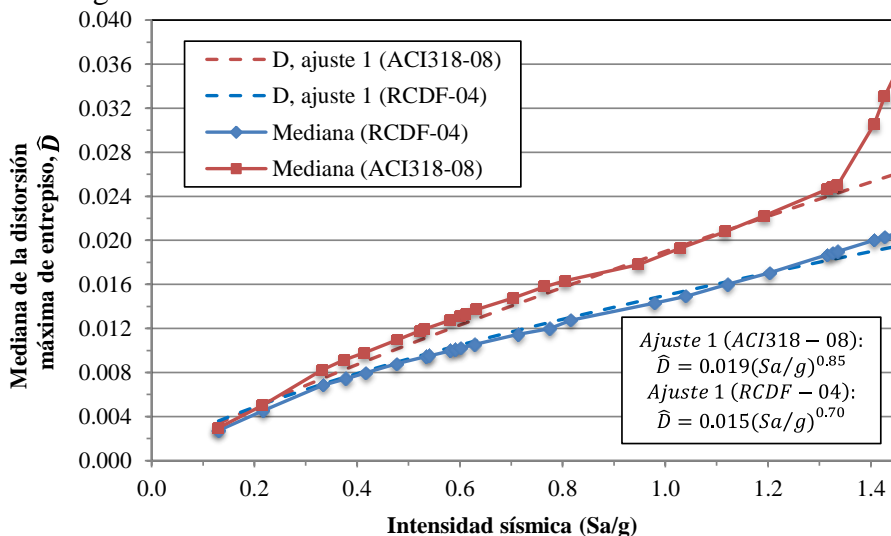


Figura 4.20. Ajuste de las curvas que representan la tendencia de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{D}) contra la intensidad (Sa/g), a partir de las cuales se obtiene el parámetro b , para los edificios de 15 niveles.

A partir de los ajustes mostrados en la Figura 4.20 se obtienen los valores de los parámetros a y b , los cuales se muestran en la tabla 4.40.

Tabla 4.40. Valores de los parámetros a y b , que representan la tendencia de la mediana de la demanda en función de la intensidad

Edificio de 15 niveles	Parámetro b de ajuste 1	Parámetro a de ajuste 1
ACI318-08	0.850	0.019
RCDF -04	0.700	0.015

De la tabla 4.40, los valores del parámetro b , serán utilizados posteriormente para obtener los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ).

B) MEDIANA DE LA DEMANDA DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO (\hat{D}^{v_0}) ASOCIADA A UN ESTADO LÍMITE DE INTERÉS

En la tabla 4.41 se presentan las medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para ambos diseños.

Tabla 4.41. Medianas de la demanda asociadas a cada estado límite (\hat{D}^{v_0}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

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		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.0029	0.0118	0.0178
RCDF-04	0.0027	0.0094	0.0143

Como se aprecia en la tabla 4.41, los valores mayores se obtienen para el diseño con el ACI318-08 lo cual puede impactar en la obtención de una menor confiabilidad. Además como es de esperarse los máximos valores corresponden al estado límite de colapso para ambos diseños.

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

En la tabla 4.42 se presentan las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de las medianas de las demandas de la tabla 4.41.

Tabla 4.42 Incertidumbres aleatorias de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DR}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{DR y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DR vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DR colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.047	0.264	0.311
RCDF-04	0.013	0.240	0.295

En la tabla 4.42 se aprecia que las incertidumbres de la demanda asociadas a los tres estados límite son superiores para el diseño con el ACI318-08. Por otra parte se aprecia que para el estado límite de servicio dichas incertidumbres tienen una diferencia mucho mayor que la observada para los estados límite de seguridad de vida y colapso.

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

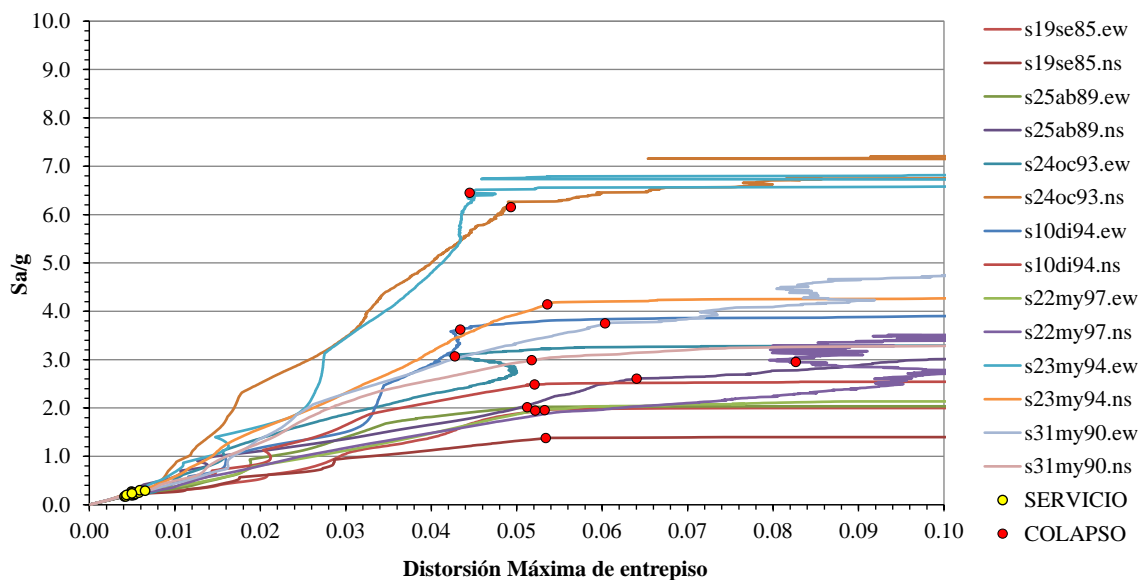
En la tabla 4.43 se presentan las incertidumbres epistémicas (σ_{DU}) asociadas con la estimación de la demanda.

Tabla 4.43 Incertidumbres epistémicas de la demanda asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

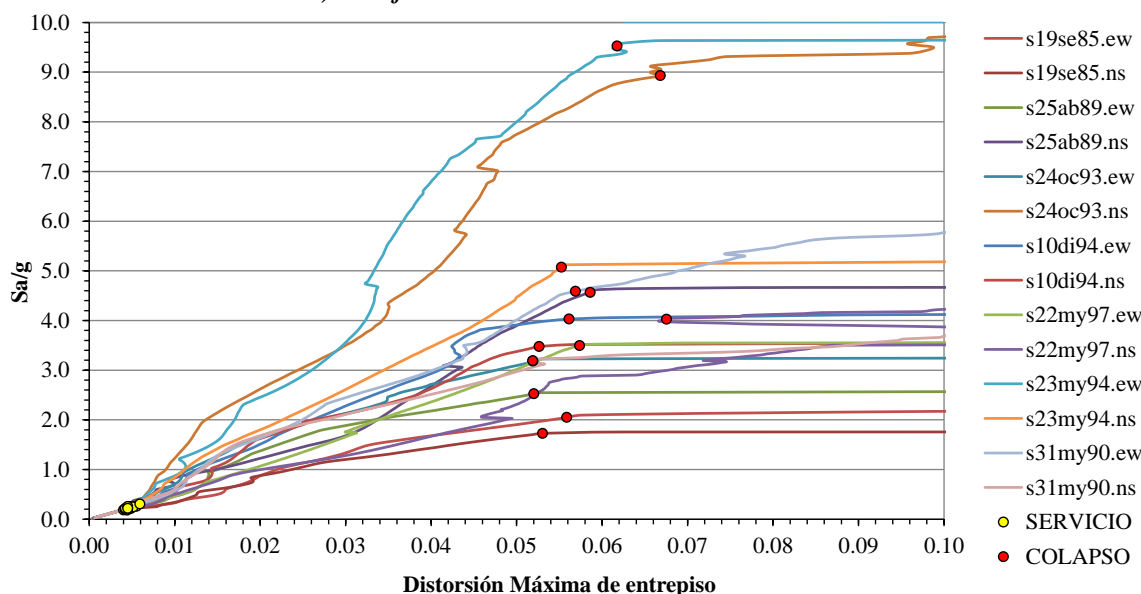
Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{DU y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{DU vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{DU colapso}$)
ACI318-08	0.20	0.35	0.35
RCDF-04	0.20	0.35	0.35

E) CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En las Figuras 4.21a y b se presentan las curvas ADI's de los edificios de 15 niveles, obtenidas para los diseños con el ACI318-08 y con el RCDF-04, respectivamente.



a) Edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.21. Curvas obtenidas a partir de ADI's para los 14 registros seleccionados para los edificios de 15 niveles

En las curvas mostradas en la Figura 4.21 se aprecia que la capacidad ultima de la estructura señalada mediante círculos rojos representa 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 círculos amarillos 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) de los edificios.

Por otra parte al realizar una comparativa entre los gráficos de ambos diseños podemos apreciar que para el diseño con el RCDF-04 se requieren intensidades superiores significativamente respecto al diseño con el ACI318-04 para alcanzar distorsiones máximas de entrepiso similares, mientras que para el estado límite de servicio para intensidades similares de ambos diseños se obtienen distorsiones máximas de entrepiso similares. A partir de la comparativa realizada entre ambos diseños se aprecia que para el estado límite de colapso se obtienen resultados más favorables de capacidad estructural para el diseño con el RCDF-04, mientras que para el estado límite de servicio la capacidad estructural es muy similar para ambos diseños.

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

Las medianas de la capacidad asociadas a los estados límite de interés para los edificios de 15 niveles son presentadas en la tabla 4.44.

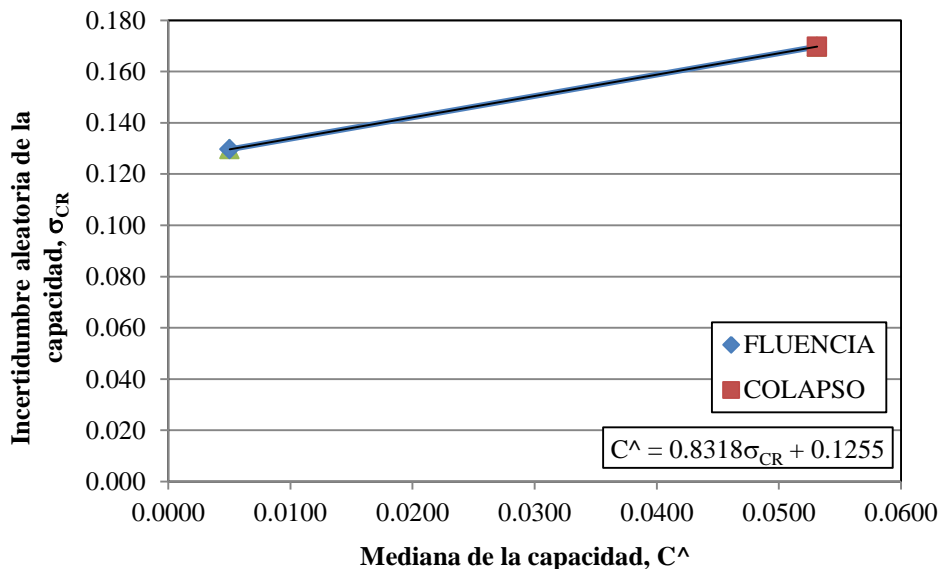
Tabla 4.44. Mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) de los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio (\hat{C}_y)	Estado límite de seguridad de vida (\hat{C}_{vida})	Estado límite de colapso ($\hat{C}_{colapso}$)
ACI318-08	0.0050	0.0200	0.0531
RCDF-04	0.0047	0.0200	0.0568

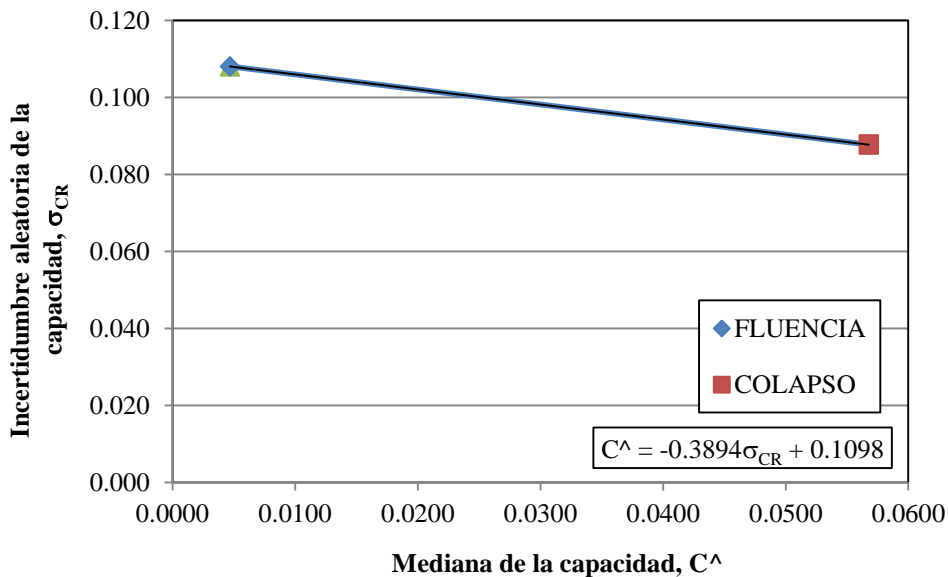
En la tabla 4.44 se observa que los valores de la mediana de la capacidad (\hat{C}) son muy similares para el estado límite de servicio, mientras que para el estado límite de colapso el edificio diseñado con el RCDF-04 es superior lo cual se reflejará en una mejor confiabilidad para dicho edificio.

G) INCERTIDUMBRES ALEATORIAS (σ_{CR}) ASOCIADAS CON LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la tabla 4.45 se presentan las incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}) son mostrados en la tabla 4.34. Las interpolaciones realizadas para la obtención de las incertidumbres aleatorias asociadas a los estados límite de seguridad de vida son presentadas en la Figura 4.22, para un valor de mediana de la capacidad de 0.02.



a) Edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.22. Obtención del valor de incertidumbres aleatorias (σ_{CR}) para el estado límite de seguridad de vida para los edificios de 15 niveles

Tabla 4.45 Incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{CR}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI3318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio (σ_{CR} y)	Estado límite de seguridad de vida (σ_{CR} vida)	Estado límite de colapso (σ_{CR} colapso)
ACI318-08	0.130	0.142	0.170
RCDF-04	0.108	0.102	0.088

En la tabla 4.45 se observa que las incertidumbres aleatorias de la capacidad asociadas a los tres estados límite de interés son superiores para el diseño con el ACI318-08, lo anterior puede influir en la obtención de una menor confiabilidad para dicho diseño.

H) INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS (σ_{CU}) ASOCIADAS CON LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En la tabla 4.46 se muestran las incertidumbres epistémicas asociadas a la estimación de la capacidad de los edificios de 15 niveles.

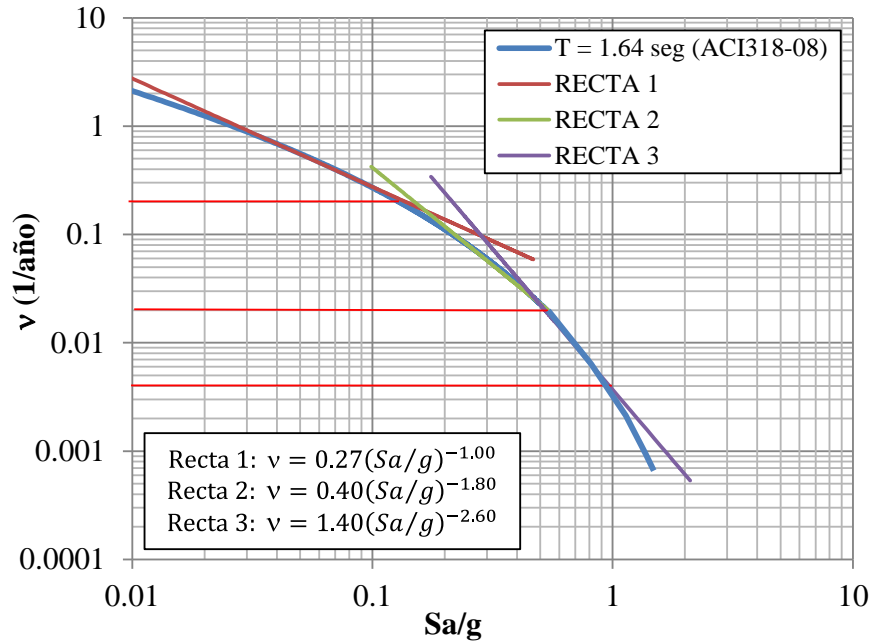
Tabla 4.46 Incertidumbres epistémicas de la capacidad asociadas a cada estado límite (σ_{DU}) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{CU y}$)	Estado límite de seguridad de vida ($\sigma_{CU vida}$)	Estado límite de colapso ($\sigma_{CU colapso}$)
ACI318-08	0.20	0.35	0.35
RCDF-04	0.20	0.35	0.35

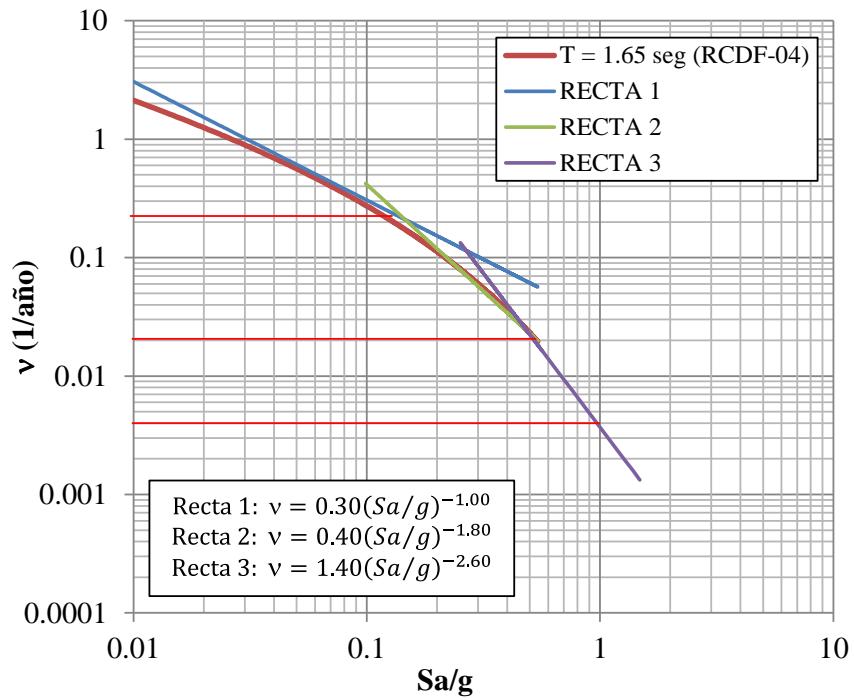
4.1.3.2 FACTOR DE REDUCCIÓN (ϕ) DE LA CAPACIDAD Y FACTOR DE INCREMENTO (γ) DE LA DEMANDA

Los valores de los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ), requieren la determinación de los factores b y r , los valores de los factores b para los edificios de 15 niveles han sido mostrados en la tabla 4.16. Mientras que el parámetro r se obtiene a partir de las ecuaciones de las tangentes que se ajustan a la curvas de peligro sísmico del edificio de 15 niveles con $T_0=1.64s$ (ACI318-08) y el edificio de 15 niveles con $T_0=1.65s$ (RCDF-04), 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 , en la tabla 4.47 se presentan los valores correspondientes de dicho parámetro para los estados límite de interés para ambos diseños (ACI318-08 y RCDF-04).

En la Figura 4.23 se muestran las curvas de peligro sísmico para los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04, así como las rectas que se ajustan a dichas curvas y sus correspondientes ecuaciones, las líneas rojas horizontales corresponden a los valores del inverso de los periodos de retorno asociados a los estados límite de interés, los cuales permitirán definir el parámetro r que corresponde a cada estado límite, en este caso para $T_R=5$ años $v=0.2$, $T_R=50$ años $v=0.02$ y $T_R=250$ años $v=0.004$.



a) Edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08



b) Edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04

Figura 4.23. Curvas de peligro sísmico para los edificios de 15 niveles.

Tabla 4.47. Pendiente de la curva de peligro sísmico r , para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio (r_y)	Estado límite de seguridad de vida (r_{vida})	Estado límite de colapso ($r_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.00	1.80	2.60
RCDF-04	1.00	1.80	2.60

Debido a la proximidad de los periodos de vibrar de los edificios, los valores presentados en la tabla 4.47 resultaron iguales para ambos diseños.

Los factores de capacidad (ϕ) y demanda (γ) para ambos edificios son mostrados en las tablas 4.48 y 4.49, respectivamente.

Tabla 4.48. Factor de reducción de la capacidad (ϕ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio (ϕ_y)	Estado límite de seguridad de vida (ϕ_{vida})	Estado límite de colapso ($\phi_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.97	0.86	0.79
RCDF-04	0.86	0.84	0.79

Tabla 4.49. Factor de incremento de la demanda (γ) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio (γ_y)	Estado límite de seguridad de vida (γ_{vida})	Estado límite de colapso ($\gamma_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.03	1.23	1.40
RCDF-04	1.03	1.26	1.48

Como se aprecia en la tabla 4.48, los factores de capacidad (ϕ) asociados a los estados límite de servicio y seguridad de vida son superiores para el diseño con el ACI318-08, mientras que para el estado límite de colapso dicho factor tiene el mismo valor para ambos diseños. Es importante recordar que mientras menor es el factor de capacidad (ϕ) mayor incertidumbre se asocia a la capacidad.

En la tabla 4.49 se presentan los valores obtenidos de los factores de demanda (γ), en donde podemos apreciar que para el estado límite de servicio ambos diseños arrojaron el mismo valor, mientras que para los estados límite de seguridad de vida y colapso, para el diseño con el RCDF-04 se tienen valores ligeramente superiores. Como ya se mencionó en secciones anteriores

del presente capítulo, mientras mayor es el factor de demanda (γ) mayor es la incertidumbre asociada a ésta.

4.1.3.3 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, en la tabla 4.50 se muestran los valores obtenidos para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04).

Tabla 4.50. Factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio (λ_{γ})	Estado límite de seguridad de vida (λ_{vida})	Estado límite de colapso ($\lambda_{colapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	1.61	1.19	1.69
RCDF-04	1.61	1.42	2.11

En la tabla 4.50 se aprecia que los factores de confianza ($\lambda_{confianza}$) para el estado límite de servicio son iguales para ambos edificios, mientras que para los estados límite de seguridad de vida y colapso, es el diseño con el RCDF-04 el que tiene un factor de confianza superior, teniéndose para el estado límite de colapso una diferencia mucho mayor.

4.1.3.4 NIVEL DE CONFIANZA $\Phi(K_x)$

Con el objeto de obtener el nivel de confianza $\Phi(K_x)$ cada uno de los diseños para cada uno de los estados límite de interés es necesario determinar las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}), cuyos valores son presentados en la tabla 4.51.

Tabla 4.51. Incertidumbres totales (σ_{UT}) para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio ($\sigma_{UT\gamma}$)	Estado límite de seguridad de vida (σ_{UTvida})	Estado límite de colapso ($\sigma_{UTcolapso}$)
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	0.30	0.50	0.50
RCDF-04	0.30	0.50	0.50

Finalmente, para determinar el nivel de confianza $\Phi(K_x)$ es necesario contar con los valores de los parámetros b y r , las incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT}) y el factor de confianza ($\lambda_{confianza}$). Los niveles de confianza para los edificios de 15 niveles son presentados en la tabla 4.52.

Tabla 4.52. Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los estados límite de interés (servicio, seguridad de vida y colapso) para ambos diseños de los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Estado límite de servicio $\Phi(K_{xy})$	Estado límite de seguridad de vida $\Phi(K_{xvida})$	Estado límite de colapso $\Phi(K_{xcolapso})$
	Periodos de retorno asociados		
	$T_R=5$ años	$T_R=50$ años	$T_R=250$ años
ACI318-08	96%	80%	96%
RCDF-04	96%	87%	99%

En la tabla 4.52 se observa que para el estado límite de servicio, el nivel de confianza tiene un valor de 96% para ambos diseños, mientras que para los estados límite de seguridad de vida y colapso, se obtuvieron menores niveles de confianza para los diseños con el ACI318-08. Es importante destacar que es el estado límite de seguridad de vida el que presenta menores niveles de confianza para ambos diseños. Debido a que los niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los edificios de 15 niveles son muy similares para algunos de los estados límite, es recomendable recurrir al factor de confianza ($\lambda_{confianza}$) con el propósito de tener una comparativa más clara para este caso.

En la tabla 4.53 se presenta un resumen de los factores involucrados en la determinación de los factores ($\lambda_{confianza}$) y niveles de confianza $\Phi(K_x)$ de los edificios de 15 niveles, con el propósito de facilitar la comparativa entre ambos diseños.

Tabla 4.53. Parámetros asociados a la confiabilidad estructural de los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04

Parámetro	ACI318-08			RCDF-04		
	Servicio ($T_R=5$ años)	Seguridad de vida ($T_R=50$ años)	Colapso ($T_R=250$ 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 entrepiso (\hat{D})	0.0029	0.0118	0.0178	0.0027	0.0094	0.0143
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la demanda (σ_{DR})	0.047	0.264	0.311	0.013	0.240	0.295
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la demanda (σ_{DU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Mediana de la capacidad de la distorsión máxima de entrepiso (\hat{C})	0.0050	0.0200	0.0531	0.0047	0.0200	0.0568
Incertidumbres aleatorias asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CR})	0.130	0.142	0.170	0.108	0.102	0.088
Incertidumbre epistémicas asociada con la estimación de la capacidad (σ_{CU})	0.20	0.35	0.35	0.20	0.35	0.35
Valores del parámetro b	0.850	0.850	0.850	0.700	0.700	0.700
Valores del parámetro r	1.00	1.80	2.60	1.00	1.80	2.60
Valores del factor ϕ	0.97	0.86	0.79	0.86	0.84	0.79
Valores del factor γ	1.03	1.23	1.40	1.03	1.26	1.48
Factor de confianza λ	1.61	1.19	1.69	1.61	1.42	2.11
Incertidumbres epistémicas totales (σ_{UT})	0.30	0.50	0.50	0.30	0.50	0.50
Nivel de confianza $\Phi(K_x)$	96%	80%	96%	96%	87%	99%

4.1.3.5 COMPARATIVA DE COSTOS

En la tabla 4.54 son presentadas las cantidades de concreto requeridas para los edificios de 15 niveles, así como el importe por el concepto correspondiente.

Tabla 4.54. Cantidades de concreto requeridas para los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado

Edificio de 15 niveles	Volumen de concreto (m ³)	Importe por concepto de suministro y colocación de concreto premezclado bombeado, $f'c=300$ kg/cm ²
ACI318-08	3,599	\$4'994,710.72
RCDF-04	3,932	\$5'456,849.84

En la tabla 4.55 son presentadas las cantidades de concreto requeridas para los edificios de 15 niveles, así como el importe por el concepto correspondiente.

Tabla 4.55. Cantidades de acero de refuerzo requeridas para los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04), así como el importe por ejecución de concepto relacionado

Edificio de 15 niveles	Cantidad de acero de refuerzo (Ton)	Importe por concepto de suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo en el edificio
ACI318-08	803.72	\$13'973,488.82
RCDF-04	809.86	\$14'080,169.15

En la tabla 4.56 se presenta el importe total por los conceptos antes descritos para los edificios de 15 niveles.

Tabla 4.56. Importe total por conceptos analizados para los edificios de 15 niveles (ACI318-08 y RCDF-04)

Edificio de 15 niveles	Importe por conceptos de interés en el edificio
ACI318-08	\$18'968,199.54
RCDF-04	\$19'537,018.98

En la tabla 4.56 se observa que el edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08 tiene un importe total referente a los conceptos seleccionados superior al del edificio diseñado con el RCDF-04. Sin embargo, en la comparativa cuantitativa del daño en elementos estructurales para un periodo de retorno $T_R=10$ años, en las Figuras C.5 y C.6 mostradas en el Apéndice C, se identificó que el edificio diseñado con el ACI318-08 presenta una cantidad superior de elementos con daño con un total de 65 elementos estructurales dañados (15 columnas y 49 traveses), teniendo para el edificio diseñado con el RCDF-04 un total de 62 elementos dañados (2 columnas y 60 traveses).

4.2 RESUMEN DE RESULTADOS

En la tabla 4.57 se presenta los factores de confianza ($\lambda_{confianza}$) asociados a los estados límite de interés para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04.

Tabla 4.57. Factores de confianza ($\lambda_{confianza}$) asociados a los estados límite de interés para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.

Estado límite	TR (años)	Factor de confianza, $\lambda_{confianza}$	
		ACI318-08	RCDF-04
Edificio de 5 niveles			
Servicio	50	1.28	1.54
Seguridad de vida	150	2.99	3.63
Colapso	250	2.26	3.57
Edificio de 10 niveles			
Servicio	25	1.15	1.68
Seguridad de vida	80	2.06	2.27
Colapso	250	1.62	1.86
Edificio de 15 niveles			
Servicio	5	1.61	1.61
Seguridad de vida	50	1.19	1.42
Colapso	250	1.69	2.11

En la tabla 4.57 podemos apreciar que los diseños con el RCDF-04 tienen factores de confianza más favorables para los tres estados límite estudiados (servicio, seguridad de vida y colapso). Por otra parte, para los edificios de 5 niveles el estado límite de servicio tiene un menor factor de confianza respecto a los estados límite de seguridad de vida y colapso, mientras que el mayor factor de confianza se asoció al estado límite de seguridad de vida para ambos diseños. Para el caso de los edificios de 10 niveles podemos apreciar que el edificio diseñado con el ACI318-08 tiene un mejor factor de confianza para el estado límite de colapso, mientras que en el diseño con el RCDF-04 es el estado límite de seguridad de vida el que arroja un valor más elevado de factor de confianza, mientras que el menor factor de confianza para ambos diseños es el asociado al estado límite de servicio. Finalmente, para los edificios de 15 niveles, los factores de confianza más altos se asocian al estado límite de colapso para ambos diseños, mientras que los menores factores de confianza corresponden a los del estado límite de seguridad de vida.

En la tabla 4.58 se presenta los niveles de confianza $\Phi(K_x)$ asociados a los estados límite de interés para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04.

Tabla 4.58. Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ asociados a los estados límite de interés para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.

Estado límite	TR (años)	Nivel de confianza, $\Phi(K_x)$ (%)	
		ACI318-08	RCDF-04
Edificio de 5 niveles			
Servicio	50	87	96
Seguridad de vida	150	99	99
Colapso	250	99	99
Edificio de 10 niveles			
Servicio	25	80	97
Seguridad de vida	80	91	99
Colapso	250	96	97
Edificio de 15 niveles			
Servicio	5	96	96
Seguridad de vida	50	80	87
Colapso	250	96	99

En la tabla 4.58 se observa que para los edificios diseñados con el RCDF-04 se alcanzan niveles de confianza superiores y en algunos casos valores iguales a los de los edificios diseñados con el ACI318-08. Por otra parte, en los edificios de 5 niveles, los niveles de confianza asociados a los estados límite de seguridad de vida y colapso alcanzan valores del 99%, mientras que para el estado límite de servicio, el edificio diseñado con el RCDF-04 tiene un nivel de confianza del 96%, superior al 87% obtenido para el edificio diseñado con el ACI318-08. Los niveles de confianza obtenidos para los edificios de 10 niveles, resultaron superiores para el edificio diseñado con el RCDF-04; sin embargo se aprecia que el nivel más crítico corresponde al asociado al estado límite de servicio, teniendo un valor del 80% para el edificio diseñado con el ACI318-08 y de 97% para el edificio diseñado con el RCDF-04, apreciándose una diferencia mucho más significativa respecto a las diferencias entre los niveles de confianza asociados a los estados límite de seguridad de vida y colapso. Finalmente, los edificios de 15 niveles, tienen un mismo nivel de confianza para el estado límite de servicio del 96%, mientras que para el estado límite de seguridad de vida se obtuvo un menor nivel de confianza para el edificio diseñado con el ACI318-08 igual al 80% respecto a un nivel de confianza del 87% para el edificio diseñado con el RCDF-04, para el estado límite de colapso se obtuvieron valores altos para los niveles de confianza del 99% para el edificio diseñado con el RCDF-04 y del 96% para el diseño con el ACI318-08.

En la tabla 4.59 se presenta los factores de confianza ($\lambda_{confianza}$) asociados a los estados límite de interés de la condición denominada estándar para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04.

Tabla 4.59. Factores de confianza ($\lambda_{confianza}$) asociados a los estados límite de interés de la condición denominada estándar de los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.

Niveles en edificio	Estado límite de servicio ($T_R=5$ años)		Estado límite de seguridad de vida ($T_R=50$ años)		Estado límite de colapso ($T_R=250$ años)	
	Factor de confianza, $\lambda_{confianza}$					
	ACI318-08	RCDF-04	ACI318-08	RCDF-04	ACI318-08	RCDF-04
5	5.10	6.64	5.17	6.18	2.26	3.57
10	3.60	4.86	3.13	3.27	1.62	1.86
15	1.61	1.61	1.19	1.42	1.69	2.11

Como se aprecia en la tabla 4.50 para los estados límite de interés asociados a la condición denominada estándar, es el edificio de 5 niveles el que desarrolla factores de confianza más elevados para ambos diseños. Apreciándose también, que para los edificios de 5 niveles se obtienen mejores factores de confianza para los tres estados límite de interés para el edificio diseñado con el RCDF-04. Por otra parte, para los edificios de 10 niveles se obtuvieron valores superiores para el edificio diseñado con el RCDF-04 para los estados límite de servicio y colapso, mientras que para el estado límite de seguridad de vida es el diseño con el ACI318-08 el que arroja un valor superior de factor de confianza, adicionalmente es fácil apreciar que los factores de confianza con valores superiores corresponden al estado límite de servicio, para posteriormente encontrar los valores asociados al estado límite de seguridad de vida y encontrando lo valores menores para el estado límite de colapso. Finalmente, para los edificios de 15 niveles, se tienen niveles de confianza de igual valor para el estado límite de servicio, mientras

que para el estado límite de seguridad de vida es el diseño con el RCDF-04 tiene un factor de confianza superior al del diseño con el ACI318-08 y para el estado límite de colapso el factor de confianza del diseño con el RCDF-04 es superior al obtenido para el diseño con el ACI318-08.

En la tabla 4.60 se presenta los niveles de confianza $\Phi(K_x)$ asociados a los estados límite de interés de la condición denominada estándar para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04.

Tabla 4.60. Niveles de confianza $\Phi(K_x)$ asociados a los estados límite de interés de la condición denominada estándar para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.

Niveles en edificio	Estado límite de servicio (T _R =5 años)		Estado límite de seguridad de vida (T _R =50 años)		Estado límite de colapso (T _R =250 años)	
	Nivel de confianza, $\Phi(K_x)$ (%)					
	ACI318-08	RCDF-04	ACI318-08	RCDF-04	ACI318-08	RCDF-04
5	99	99	99	99	99	99
10	99	99	99	99	96	97
15	96	96	80	97	96	99

Como se aprecia en la tabla 4.60 para los estados límite de servicio y seguridad de vida, el edificio de 15 niveles tiene niveles de confianza superiores a los de los edificios de 5 y 10 niveles, mientras que para el estado límite de colapso se obtienen mejores niveles de confianza para el edificio de 5 niveles. Por otra parte, se observa que los diseños con el RCDF-04 proporcionan mejores niveles de confianza respecto a los diseños con el ACI318-08.

En la tabla 4.61 se presenta el importe total por los conceptos de interés seleccionados para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04.

Tabla 4.61. Importe total por conceptos de interés seleccionados para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el ACI318-08 y RCDF-04.

Edificio	Importe por conceptos de interés en el edificio
5 Niveles	
ACI318-08	\$2'697,813.24
RCDF-04	\$2'741,900.47
10 Niveles	
ACI318-08	\$8'540,410.29
RCDF-04	\$8'581,311.69
15 Niveles	
ACI318-08	\$18'968,199.54
RCDF-04	\$19'537,018.98

Respecto a los importes por conceptos de interés, en la tabla 4.61 se observa que los edificios diseñados con el ACI318-08 resultan menos costosos que los diseños realizados con el RCDF-04. Para los edificios de 5 niveles, el diseño del RCDF-04 resulta 1.6% más costoso respecto al edificio diseñado con el ACI318-08. Mientras que para los edificios de 10 niveles, el diseño con el RCDF-04 resulta 0.47% más costoso respecto al edificio diseñado con el ACI318-08. Finalmente para los edificios de 15 niveles, el diseño con el RCDF-04 resulta 3.0% más costoso respecto al edificio diseñado con el ACI318-08.

Respecto al análisis cualitativo de daño en elementos estructurales, se observa que para los tres edificios diseñados con el ACI318-08 se presentaron un mayor número de elementos dañados, lo cual implicaría mayores costos de reparación, además dichos costos se encontrarían en función de la sollicitación sísmica que se presentara, como se mencionó con anterioridad en el presente estudio se consideraron los periodos de retorno posteriores a los asociados al estado límite de servicio. Para los edificios de 5 niveles el diseño con el ACI318-08 tuvo un total de 12 elementos con daño, mientras que el diseño con el RCDF-04 presentó 10 elementos con daño. Mientras que para los edificios de 10 niveles se registraron 45 elementos con daño para el diseño con el ACI318-08 y para el diseño con el RCDF-04 únicamente se presentaron 2 elementos con daño. Finalmente para los edificios de 15 niveles, el diseño con el ACI318-08 presentó 65 elementos con daño y el diseño con el RCDF-04 arrojó 62 elementos con daño.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la investigación aquí desarrollada se evaluó la confiabilidad sísmica estructural de tres edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles, diseñados con el reglamento del Instituto Americano del Concreto en su versión 2008 (ACI318-08) y los resultados obtenidos fueron comparados con tres edificios de igual configuración geométrica en planta y elevación diseñados con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal en su versión 2004 (RCDF-04). Adicionalmente se realizó una evaluación de costos a partir de la cual se determinó qué diseños resultaron menos costosos.

Para la evaluación de la confiabilidad sísmica estructural de los edificios se recurrió al Formato de Diseño por Factores de Demanda y Capacidad (DCFD), el cual considera la demanda y capacidad estructural, las incertidumbres aleatorias y epistémicas, la intensidad sísmica para los estados límite de interés y el peligro sísmico asociado al periodo fundamental de los edificios, entre otras variables, las cuales intervienen en la determinación de los factores y niveles de confianza obtenidos mediante la aplicación del formato antes mencionado desarrollado en 2003 por Jalayer y Cornell, con el propósito de obtener factores de demanda y capacidad que consideran las incertidumbres de manera explícita.

A partir de las curvas obtenidas de los análisis dinámicos incrementales (ADI's) se definen los niveles de capacidad mediante el comportamiento de la distorsión máxima de entrepiso seleccionado como parámetro de interés en el presente estudio, el cual permite identificar los estados límite de interés, para nuestro estudio: servicio, seguridad de vida y colapso. Dichos estados límite se relacionan con la demanda estructural a partir de las curvas de peligro sísmico, las cuales permiten determinar los niveles de intensidad asociados a los estados límite antes mencionados.

Con respecto a los resultados de la Confiabilidad Sísmica Estructural se puede inferir lo siguiente:

Para la demanda en general:

En las Figuras 4.1, 4.9 y 4.17, se observan los valores de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso o mediana de la demanda \hat{D} para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente. Para los edificios de 5 niveles los valores de \hat{D} son superiores para el edificio diseñado con el ACI318-08, alcanzando valores de medianas de la demanda de 0.0078 para una intensidad de 0.405g. Para los edificios de 10 niveles, el edificio diseñado con el RCDF-04 desarrolla valores superiores para intensidades menores de 0.4g y para intensidades mayores el diseño con el ACI318-08 presenta valores superiores. Finalmente para los edificios de 15 niveles se aprecia que es el diseño con el ACI318-08 el que desarrolla valores superiores de mediana de la mediana de la demanda. Estas comparaciones nos indican qué edificio es más vulnerable y cuál podría resultar con menor confiabilidad.

En las Figuras 4.2, 4.10 y 4.18, se observan los valores de la desviación estándar del logaritmo de la distorsión máxima de entrepiso (σ_{DR}) para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente, para los edificios de 5 niveles los valores de σ_{DR} son superiores para el edificio

diseñado con el ACI318-08 para intensidades bajas; sin embargo, la condición se invierte para intensidades aproximadas a 0.24 en donde es el edificio diseñado con el RCDF-04 el que alcanza valores superiores de σ_{DR} , siendo el valor máximo registrado de 0.488 para una intensidad de 0.389g. Para los edificios de 10 niveles, el edificio diseñado con el ACI318-08 es el que presenta valores superiores de σ_{DR} , alcanzando un valor máximo de 0.580 para una intensidad de 0.617g. Finalmente, para los edificios de 15 niveles se aprecia que es el diseño con el ACI318-08 el que desarrolla valores superiores de σ_{DR} . La desviación estándar se utilizó para medir el nivel de incertidumbre asociada a la respuesta de la estructura la cual contribuye a una mayor o menor confiabilidad.

Con respecto a la mediana de la demanda:

En la tabla 4.15 se puede observar que la mediana de la demanda \hat{D} para los edificios de 5 niveles asociada a los sismos escalados para los distintos estados límite fueron superiores para el diseño con el ACI318-08, encontrando valores de $0.0030 > 0.0024$ para servicio, $0.0050 > 0.0039$ para seguridad de vida y $0.0078 > 0.0059$ para colapso. Por otra parte para la condición estándar en la tabla 4.16 se observa que el diseño con el ACI318-08 también desarrolla valores superiores de la mediana de la demanda \hat{D} asociada a los distintos estados límite, teniendo valores de $0.0008 > 0.0006$ para servicio, $0.0030 > 0.0024$ para seguridad de vida y $0.0078 > 0.0059$ para colapso.

En la tabla 4.34 se puede observar que la mediana de la demanda \hat{D} para los edificios de 10 niveles asociada a los sismos escalados para los distintos estados límite fueron superiores para el diseño con el RCDF-04 para los estados límite de servicio y seguridad de vida, mientras que para el estado límite de colapso es el diseño con el ACI318-08 el que alcanza un valor mayor, teniendo valores de $0.0029 < 0.0040$ para servicio, $0.0063 < 0.0069$ para seguridad de vida y $0.0187 > 0.0147$ para colapso. Por otra parte para la condición estándar en la tabla 4.35 se observa que el diseño con el RCDF-04 desarrolla valores superiores de la mediana de la demanda \hat{D} asociada a los estados límite para los estados límite de servicio y seguridad de vida y para el colapso es el diseño con el ACI318-08 el que alcanza un valor superior, teniendo valores de $0.0010 < 0.0014$ para servicio, $0.0046 < 0.0052$ para seguridad de vida y $0.0187 > 0.0147$ para colapso.

En la tabla 4.53 se puede observar que la mediana de la demanda \hat{D} para los edificios de 15 niveles asociada a los sismos escalados para los distintos estados límite fueron superiores para el diseño con el ACI318-08, teniendo valores de $0.0029 > 0.0027$ para servicio, $0.0118 > 0.0094$ para seguridad de vida y $0.0178 > 0.0143$ para colapso. Como se mencionó anteriormente la condición estándar para el caso de los edificios de 15 niveles considera los mismos periodos de retorno que la condición normal, por lo que los valores para la mediana de la demanda son los antes mencionados.

Con respecto a la desviación estándar de la demanda:

En la tabla 4.15 se puede observar que las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la demanda (σ_{DR}) para los edificios de 5 niveles fueron superiores para el diseño con el RCDF-04, encontrando valores de $0.058 < 0.060$ para servicio, $0.206 < 0.239$ para seguridad

de vida y $0.461 < 0.488$ para colapso. Por otra parte para la condición estándar en la tabla 4.16 se observa que el diseño con el ACI318-08 alcanza un valor superior de incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la demanda (σ_{DR}) para servicio, mientras que para los estados límite de seguridad de vida y colapso es el diseño con el RCDF-04 el que alcanza valores superiores, teniendo $0.057 > 0.031$ para servicio, $0.058 < 0.060$ para seguridad de vida y $0.461 < 0.488$ para colapso.

En la tabla 4.34 se puede observar que las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la demanda (σ_{DR}) para los edificios de 10 fueron superiores para el diseño con el ACI318-08, teniendo valores de $0.222 > 0.056$ para servicio, $0.388 > 0.086$ para seguridad de vida y $0.427 > 0.314$ para colapso. Por otra parte, para la condición estándar en la tabla 4.35 se observa que el diseño con el ACI318-08 también desarrolla valores superiores de incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la demanda (σ_{DR}), teniendo valores de $0.203 > 0.057$ para servicio, $0.339 > 0.063$ para seguridad de vida y $0.0427 > 0.314$ para colapso.

En la tabla 4.53 se puede observar que las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la demanda (σ_{DR}) para los edificios de 15 niveles fueron superiores para el diseño con el ACI318-08 para los estados límite estudiados, teniendo valores de $0.047 > 0.013$ para servicio, $0.264 > 0.240$ para seguridad de vida y $0.311 > 0.295$ para colapso. Como se mencionó anteriormente la condición estándar para el caso de los edificios de 15 niveles considera los mismos periodos de retorno que la condición normal, por lo que los valores para las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la demanda (σ_{DR}) son los antes mencionados.

Respecto a los valores asociados a la capacidad: mediana de la capacidad (\hat{C}) e incertidumbres aleatorias asociadas a la estimación de la capacidad (σ_{CR}), son obtenidos a partir de la historia del comportamiento de los edificios representada a partir de curvas ADI's, las cuales se aprecian en las Figuras 4.6, 4.14 y 4.21, para los edificios de 5, 10 y 15 niveles respectivamente.

Con respecto a la mediana de la capacidad:

En la tabla 4.15 se puede observar que la mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los edificios de 5 niveles resultó igual para el estado límite de servicio $0.0043 = 0.0043$, para seguridad de vida se propusieron igual a 0.02 en todos los casos y para el colapso el diseño con el RCDF-04 tiene un valor superior $0.0372 > 0.0447$. A mayor capacidad de la estructura contribuye a una mayor confiabilidad.

En la tabla 4.34 se puede observar que la mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los edificios de 10 fue superior para el diseño con el RCDF-04 para el estado límite de servicio ($0.0038 < 0.0071$) y superior para el diseño con el ACI318-08 para el estado límite de colapso ($0.0491 > 0.0378$).

En la tabla 4.53 se puede observar que la mediana de la capacidad (\hat{C}) de la distorsión máxima de entrepiso para los edificios de 15 niveles prácticamente son iguales para el estado

límite de servicio (0.0050~0.0047), mientras que para el colapso es el valor obtenido a partir del diseño con el RCDF-04 el que resulta un poco mayor (0.0531<0.0568).

Con respecto a la desviación estándar de la capacidad:

En la tabla 4.15 se puede observar que las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la capacidad (σ_{CR}) para los edificios de 5 niveles fueron superiores para el diseño con el ACI318-08 para los estados límite de seguridad de vida y colapso (0.229>0.224 y 0.256>0.198) y para el servicio fue el diseño con el RCDF-04 el que alcanzó un valor superior (0.205<0.241). Para la condición estándar mostrada en la tabla 4.16 se obtuvieron los mismos valores que los antes mencionados, ya que ésta condición sólo afecta a la demanda en todos los casos.

En la tabla 4.34 se puede observar que las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la capacidad (σ_{CR}) para los edificios de 10 fueron superiores para el diseño con el RCDF-04 para el estado límite de servicio, mientras que para los estados límite de seguridad de vida y colapso fue el diseño con el ACI318-08 el que alcanzó valores superiores, teniendo valores de 0.070<0.084 para servicio, 0.108>0.093 para seguridad de vida y 0.176<0.105 para colapso.

En la tabla 4.53 se puede observar que las incertidumbres aleatorias asociadas con la estimación de la capacidad (σ_{CR}) para los edificios de 15 niveles fueron superiores para el diseño con el ACI318-08 para los estados límite estudiados, teniendo valores de 0.130>0.108 para servicio, 0.142>0.102 para seguridad de vida y 0.170>0.088 para colapso.

Con respecto a los factores de capacidad:

Los valores obtenidos del factor de capacidad (ϕ) mostrados en la tabla 4.15 para los edificios de 5 niveles son muy similares para los estados límite en estudio, teniendo valores de 0.93~0.91 para servicio, 0.86~0.85 para seguridad de vida e iguales de 0.76=0.76 para colapso. Mientras que para la condición estándar mostrada en la tabla 4.16 los valores del factor de capacidad (ϕ) resultan de igual manera muy aproximados, obteniendo valores para el estado límite de servicio de 0.97~0.96, para el estado límite de seguridad de vida de 0.86~0.85 y para el colapso de 0.76~0.79. Este factor toma en cuenta las incertidumbres asociadas a la capacidad y es un valor cercano y menor a la unidad. Entre más cercano indicará que existen menos incertidumbres aleatorias asociadas y la confiabilidad resultará mayor y viceversa.

Para los edificios de 10 niveles, los valores obtenidos del factor de capacidad (ϕ) mostrados en la tabla 4.34 son muy aproximados para servicio, teniendo valores de 0.96~0.97, muy similares para seguridad de vida: 0.87~0.89, mientras que para el estado límite de colapso el diseño con el RCDF-04 alcanza un valor ligeramente superior (0.85<0.88). Para la condición estándar mostrada en la tabla 4.35 los valores del factor de capacidad (ϕ) resultan de iguales para servicio con valores de 0.98=0.98, para el estado límite de seguridad de vida el diseño con el RCDF-04 alcanza un valor ligeramente superior 0.89<0.92, y para el estado límite de colapso es el diseño con el RCDF-04 alcanza un valor superior (0.85<0.88).

Para los edificios de 15 niveles, los valores obtenidos del factor de capacidad (ϕ) mostrados en la tabla 4.53 resultó superior para el diseño con el ACI318-08 para el estado límite de servicio, teniendo valores de $0.97 > 0.86$, para el estado límite de seguridad de vida los valores son muy aproximados para ambos diseños siendo de $0.86 \sim 0.84$ e iguales para colapso de $0.79 = 0.79$. Como se puede observar en todos los casos, los valores para colapso son siempre menores que para los otros estados límite lo que indica una mayor incertidumbre asociada a este estado límite.

Con respecto a los factores de demanda:

Los valores obtenidos del factor de demanda (γ) mostrados en la tabla 4.15 para los edificios de 5 niveles son iguales para el estado límite de servicio y ligeramente superiores para el diseño con el RCDF-04 para los estados límite de seguridad de vida y colapso, teniendo valores de $1.04 = 1.04$ para servicio, $1.15 < 1.18$ para seguridad de vida y de $1.61 < 1.69$ para colapso. Este factor toma en cuenta las incertidumbres asociadas a la demanda y es un valor cercano y mayor a la unidad. Entre más cercano indicará que existen menos incertidumbres aleatorias asociadas y la confiabilidad resultará mayor y viceversa.

Para los edificios de 10 niveles, los valores obtenidos del factor de demanda (γ) mostrados en la tabla 4.34 son superiores para el diseño con el ACI318-08 para los tres estados límite en estudio, teniendo valores de $1.08 > 1.03$ para servicio, $1.33 > 1.13$ para seguridad de vida y $1.38 > 1.23$ para colapso. Para la condición estándar mostrada en la tabla 4.35 los valores del factor de demanda (γ) resultan ligeramente superiores para el diseño con el ACI318-08 teniendo valores de $1.03 > 1.02$ para servicio, $1.23 > 1.08$ en seguridad de vida y $1.38 > 1.23$ en colapso.

Para los edificios de 15 niveles, los valores obtenidos del factor de demanda (γ) mostrados en la tabla 4.53 se obtuvieron los mismos valores para el estado límite de servicio de 1.03, mientras que para los estados límite de seguridad de vida y colapso, fue el diseño con el RCDF-04 el que alcanzó valores ligeramente superiores, teniendo valores de $1.23 > 1.26$ para seguridad de vida y de $1.40 > 1.48$ para colapso. Como se puede observar en todos los casos, los valores para colapso son siempre mayores que para los otros estados límite, lo que indica una mayor incertidumbre asociada a este estado límite.

Con respecto a los factores de confianza:

De la tabla 4.57 se puede apreciar que los factores de confianza (λ) para los edificios de 5 niveles resultaron superiores para los tres estados límite en estudio para el edificio diseñado con el RCDF-04 ($1.28 < 1.54$ para servicio, $2.99 < 3.63$ para seguridad de vida y $2.26 < 3.57$ para colapso). El factor de confianza indica que tanto la capacidad afectada por su factor correspondiente es mayor con respecto a la demanda afectada por su factor correspondiente para un estado límite determinado. Entre más grande sea el factor mayor será su seguridad y por lo tanto su confiabilidad. Para este edificio en particular resulta más seguro el diseñado con el RCDF-04; sin embargo, no menos costoso. Esto no quiere decir que el diseñado con el ACI318-08 no sea seguro, dependerá de cuánta seguridad queramos en nuestro edificio y por lo tanto cuánto estemos dispuestos a pagar. Sería entonces conveniente tener una seguridad óptima para un costo óptimo. Un estudio de optimización sería recomendable.

En la misma tabla se observan los resultados para los edificios de 10 niveles, en donde se aprecia que es el diseño con el RCDF-04 resulta más seguro alcanzando valores de $1.15 < 1.68$ para servicio, $2.06 < 2.27$ para seguridad de vida y $1.62 < 1.86$ para colapso.

Finalmente se pueden apreciar los valores de factores de confianza (λ) obtenidos para los edificios de 15 niveles, los cuales resultaron iguales para el estado límite de servicio para ambos diseños ($1.61 = 1.61$) y para seguridad de vida y colapso fue el diseño con el RCDF-04 el que arrojó mayores resultados: $1.19 < 1.42$ y $1.69 < 2$, respectivamente.

Para la condición estándar:

En la tabla 4.59 se presentan los resultados de los factores de confianza (λ) para la condición denominada estándar para los tres edificios, en la cual se aprecia que para los tres edificios el diseño con el RCDF-04 alcanza valores superiores de factor de confianza (λ) para los tres estados límite en estudio. Además en dicha tabla se aprecia también que para los estados límite de servicio y seguridad de vida, los edificios de 5 y 10 niveles alcanzan valores significativamente superiores respecto a los alcanzados por los edificios de 15 niveles.

Con respecto a los niveles de confianza:

En la tabla 4.58 se puede apreciar que los niveles de confianza $\Phi(K_x)$ para los edificios de 5 niveles fueron del 99% para ambos diseños en los estados límite de seguridad de vida y colapso, mientras que para el estado límite de servicio fue el diseño con el RCDF-04 el que alcanzó un nivel de confianza $\Phi(K_x)$ superior ($96\% > 87\%$). El nivel de confianza es un porcentaje que nos indica qué tan confiable es la estructura para un estado límite: de que el edificio tenga una tasa media anual de falla (v_F), es decir una probabilidad de falla igual o menor que una tasa media anual de falla objetivo (v_0) (o una probabilidad objetivo) tomada aquí como el valor de la tasa media anual de la intensidad que se asoció a cada estado límite, es decir, la inversa del periodo de retorno de la intensidad ($v_0 = 1/T_R$) asociada a cada estado límite. Siendo la tasa de falla a su vez una tasa de falla incierta con un valor medio y una desviación estándar igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las incertidumbres epistémicas asociadas tanto a la demanda como a la capacidad de la estructura. Por lo tanto, normalmente hay una alta probabilidad de que cumplan con esa tasa de falla objetivo. Por ejemplo, para el edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04 para servicio tiene una probabilidad mayor de que cumpla con la tasa de falla de servicio, esto no significa que el edificio diseñado con el ACI318-08 no tenga una probabilidad lo suficientemente alta, dependerá que tan alta la queramos y cuánto cuesta esa confiabilidad. A mayor confiabilidad mayor costo y esto dependerá de que tanta seguridad sea necesaria de acuerdo al uso de la estructura y cuanto esté dispuesto pagar o a invertir el dueño por esa seguridad o nivel de confianza.

En la misma tabla se observan los resultados para los edificios de 10 niveles, en donde se aprecia que es el diseño con el RCDF-04 el que alcanza valores superiores de niveles de confianza $\Phi(K_x)$ en todos los casos ($80\% < 97\%$ para servicio, $91\% < 99\%$ para seguridad de vida y $96\% < 97\%$ para colapso).

Finalmente en dicha tabla se pueden apreciar los valores de los niveles de confianza $\Phi(K_x)$ obtenidos para los edificios de 15 niveles, los cuales resultaron iguales para el estado límite de servicio para ambos diseños (96%), mientras que para los estados límite de seguridad de vida y colapso fue el diseño con el RCDF-04 el que arrojó mejores resultados (80% < 87% para seguridad de vida y 96% < 99% para colapso).

Para la condición estándar:

En la tabla 4.60 se presentan los resultados de los niveles de confianza $\phi(K_x)$ para la condición denominada estándar para los tres edificios, en la cual se aprecia que para los tres edificios el diseño con el RCDF-04 desarrolla niveles de confianza $\phi(K_x)$ superiores para los tres estados límite en estudio.

Conclusión general con respecto a la confiabilidad:

Con lo anterior se concluye que aunque los edificios diseñados con el RCDF-04 presentan un factor y nivel de confianza mayor, para los estados límite aquí analizados (servicio, seguridad de vida y colapso), esto no significa que los edificios diseñados con el ACI318-08 estén mal diseñados o que no sean lo suficientemente seguros, como se dijo antes, dependerá principalmente de que tanta seguridad queramos tener y cuanto estemos dispuestos a pagar por dicha seguridad. De tal forma que en función de la confiabilidad sísmica estructural es más recomendable diseñar con las normas mexicanas, sin que esto quiera decir que sean mejores éstas que las del ACI318-08, dependerá del gusto del diseñador cuales normas emplear, siempre y cuando sean bien empleadas y por lo tanto sus diseños resulten con un nivel de seguridad adecuado.

Respecto al análisis de costos se puede inferir lo siguiente:

Como se puede observar en el resumen de resultados de la tabla 4.61, los edificios diseñados con el RCDF-04 resultaron un poco más caros en función de costos de construcción: 1.6% más costoso el diseño con el RCDF-04 respecto al diseño con el ACI318-08 para los edificios de 5 niveles. De 0.47% más costoso para los edificios de 10 niveles y del 3.0% para los edificios de 15 niveles. Sin embargo, en la comparativa de daño se apreció que los edificios diseñados con el ACI318-08 tienden a presentar una cantidad superior de elementos estructurales con daño, lo cual se reflejaría en costos superiores de reparación y mantenimiento. Debido a que la diferencia en costos de construcción de los diseños del RCDF-04 respecto a los del ACI318-08 no resultan significativos y sumándole a lo anterior que los costos de mantenimiento para los últimos resultarían superiores, es más recomendable emplear el RCDF-04.

Recomendaciones

Con el propósito de obtener mejores aproximaciones de los resultados aquí presentados, en estudios posteriores se recomienda considerar la interacción suelo-estructura, los efectos P- Δ , así como los efectos torsionales. Adicionalmente, se recomienda realizar un estudio detallado de costos de reparación y mantenimiento.

VI. REFERENCIAS

- ACI Committee 318, 2008**, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, EUA.
- Alamilla, J. L., 2001**, *Reliability-based seismic design criteria for frame systems*. PhD Thesis, Graduate School of Engineering, National University of México.
- Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes, 1993**, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.
- Benjamín, J. R., Cornell, C. A., 1970**, *Probability, statistics and decisions for civil engineers*. Editorial McGraw Hill, Nueva York, E.U.A.
- Bowerman, B. L., O'Connell, R. T. y Koehler, A.B., 2007**, *Pronósticos, series de tiempo y regresión. Un enfoque aplicado*, CENGAGE Learning, Cuarta edición, México, pp.85.
- Bozzo L. M. y Barbat A.H., 2004**, *Diseño sismorresistente de edificios: Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S. A., España, pp. 7, 56-57.
- 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., 2002**, *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.
- Chopra, Anil K., 1995**, *Dynamics of Structures : Theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall, EUA, pp. 187-199, 313-316, 355-356.
- Cornell, C. A., 1969**, *A probability based structural code*, Journal of American Concrete Institute 66 (12).
- Cornell C. A., 1996**, *Reliability-Based Earthquake-Resistant Design the Future*, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2166, Acapulco, México, 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.
- Ellinwood, B. R., Galambos, T. V., MacGregor, J. G. y Cornell, C. A., 1982**, *Probability-based load criteria : load factos and load combinations*, J. of Structural Division, ASCE, (5), 108, 978-997.
- El-Reedy M. A., 2012**, *Reinforced concrete structural reliability*, CRC Press, EUA, pp. 1-12.
- Espíndola, J.M. y Jiménez, Z., 1986**, *Sismos de México y el terremoto de septiembre de 1985*, Cuadernos del Instituto de Geofísica, No. 3.
- Esteva, L., 1968**, *Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico*, Tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Esteva, L., 1983**, *Bayesian Analysis of Seismic Hazard : An updating of Concepts*, Crieteria and Models, Seismic risk and heavy Industrial Facilities Conference, Lawrence Livermore National Laboratory, San Francisco, Cal.
- FEMA-351, 2000**, *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings*, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, EUA, Junio.
- 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 T. V., Ellingwood, B. R., McGregor, J. G., Cornell, C. A., 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. y Park, R., 1971**, *Flexural members with confined concrete*, Proceedings ASCE, Vol. 97, ST7, July, pp. 1969-1990.
- Luco N., Cornell CA., 1998**, *Effects of random connection fractures on demands and reliability for a 3-storey pre-Northridge SMRF structure*, 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, paper 244, Seattle, WA.
- Ma, S. M., Botero, V. V. y Popov, E. P., 1976**, *Experimental and analytical studies on the hysteretic behaviour of reinforced concrete rectangular t-beams*, Earthquake Engineering Research Center, Reporte No. EERC 76-2, University of California, Berkeley.

- Mander, J., 1984**, *Seismic Design of Bridge Piers*, Department of Civil Engineering, Report 84-2, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Meli R., 1976**, *Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal*, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, Junio.
- Meli, R. y Mendoza, C. J., 1991**, *Reglas de verificación de la calidad del concreto*, Revista de Ingeniería, LXI, México.
- Mirza, A. y McGregor, J., 1979**, *Variations in dimension of reinforced concrete members*, Journal of Structural Division, ASCE, (1), 105, ST4, Abril.
- Montiel M.A., 2006**, *Confiabilidad implícita en estructuras convencionales como base para establecer criterios de diseño sísmico de estructuras reforzadas con disipadores de energía*, Tesis de Doctorado, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Nassar, A. A. y Krawinkler, H., 1991**, *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*, Reporte No. 95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- Nowark, A. S. y Collins, K. R., 2000**, *Reliability of structures*, McGraw-Hill, E.U.A., pp. 12-55.
- Pier, J. y Cornell, C. A., 1973**, *Spatial and Temporal Variability of Live Loads*, J. of the Structural Division, ASCE ; 5, 903-922.
- Powell, G. H., 1973**, *DRAIN-2D User's Guide*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- RCDF-04, 2004**, *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
- Reinoso, E., 1996**, *Algunos Resultados Recientes Sobre el Peligro Sísmico en la Ciudad de México*, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 53, pp. 1-24.
- Rodríguez, M. y Botero, J. C., 1995**, *Comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo fabricado en México*, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 49, pp. 39-50.
- Ross, S. M., 2007**, *Introducción a la Estadística*, Editorial Reverté, Barcelona, España, pp. 302-309.
- 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.
- Ruiz S.E. y Montiel M.A., 2008**, *Factores de carga y de Resistencia con base en criterios de confiabilidad estructura*, febrero.

- Scott, B. D., Park, R. y Priestley, J. N., 1982**, *Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates*, ACI Structural Journal, January-February, pp. 13-27. American Concrete Institute, Detroit.
- Scribner, C. F. y Wight, J. K., 1978**, *Delaying shear strength decay in reinforced concrete flexural members and large load reversals*, Report No. UMEE 78R2, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Michigan.
- Shome N. y Cornell, C. A., 1999**, *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Reliability of Marine Structures Program*, Reporte no. RMS-35, Dept of Civil Eng., Stanford University, Stanford, CA
- Takeda, T., Sozen, M. y Nielsen, N., 1981**, *Reinforced concrete for earthquake response analysis*, *Journal of Engineering*, University of Tokio, Vol. XXXVI, No. 2, Mayo.
- Todinov, M. T., 2005**, *Reliability and Risk Models : Setting Reliability Requirements*, Wiler Editorial, England, pp. 1-3.
- Townsend, W. H. y Hanson, R.D., 1977**, *Reinforced concrete connection hysteresis loops*, Publicación ACI SP53-13, pp. 351-370.
- Ugalde, A., 2009**, *Terremotos, cuando la Tierra tiembla*, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Editorial Catarata, España.
- Uzumeri, S. M., 1977**, *Strength and ductility of cast-in-place beam-column joints*, Publicación ACI SP53-13, pp. 283-350.
- Vamvatsikos, D. y Cornell C. A. 2002**, *Incremental dynamic analysis*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 491-514.
- 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.
- Wang, M. L. y Shah, S. P., 1987**, *Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 993-1003.
- Wen, Y. K., 1995**, *Building Reliability and Code Calibration*, *Earthquake Spectra*, 11, 269-296.

APÉNDICE A

INFORMACIÓN DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

A.1 INFORMACIÓN DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

A.1.1 BASES DE DISEÑO

En la tabla A1 se presentan los valores nominales empleados para el análisis y diseño de los edificios de la resistencia a la compresión del concreto ($f'c$) y del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal (fy).

Tabla A1.1 Valores nominales de resistencia de materiales empleados en los diseños

No. de niveles del edificio	ACI318-08		RCDF-04	
	$f'c$ (kg/cm ²)	fy (kg/cm ²)	$f'c$ (kg/cm ²)	fy (kg/cm ²)
5	250	4200	250	4200
10	250	4200	250	4200
15	300	4200	300	4200

El módulo de elasticidad considerado para cada uno de los edificios involucrados en el presente estudio es mostrado en la Tabla A2.

Tabla A2. Módulo de elasticidad empleado en el análisis de los edificios estudiados

No. de niveles del edificio	ACI318-08	RCDF-04
	E (kg/cm ²)	
5	236,172	221,359
10	236,172	221,359
15	250,000	242,487

No se consideró ninguna reducción al módulo de elasticidad ya que en los diseños realizados mediante el RCDF-04 no se realizó tal consideración.

A continuación se presentará la información fundamental considerada para el análisis y diseño de los edificios mediante el código ACI318-08, debido a que los diseños mediante el RCDF-04 fueron realizados previamente y empleados para estudios realizados por Chan (2002) y Montiel (2006), por lo que detalles asociados con dichos diseños pueden ser consultados en los trabajos de los investigadores antes mencionados.

Las combinaciones de carga que pueden regir de acuerdo a las cargas aplicadas a las estructuras consideradas por el ACI318-08 se muestran a continuación:

$$\begin{aligned}
 U &= 1.4(D + F) \\
 U &= 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_R \text{ ó } S \text{ ó } R) \\
 U &= 1.2D + E + L + 0.2S \\
 U &= 1.4D + 1.7L \\
 U &= 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E
 \end{aligned}
 \tag{A1}$$

Donde:

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas correspondientes.

D = Cargas muertas o momentos y fuerzas internas correspondientes.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas.

T = Efectos acumulados por variación de temperatura, flujo plástico, retracción y asentamiento diferencial.

L = Cargas vivas o momentos y fuerzas internas correspondientes.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo u otros materiales.

L_R = Cargas vivas de cubierta o momentos y fuerzas internas correspondientes.

S = Cargas por nieve o momentos y fuerzas internas correspondientes.

R = Cargas por lluvia o momentos y fuerzas internas correspondientes.

W = Cargas por viento o momentos y fuerzas internas correspondientes.

E = Efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes.

Los factores de resistencia especificados por el ACI318-08 considerados son mostrados a continuación:

- Si el tipo de falla es por tensión se utilizará $\phi=0.9$
- Si el tipo de falla es de compresión se utilizarán cualquiera de los 2 casos:
 - o Elementos con refuerzo espiral $\phi=0.75$
 - o Otros elementos reforzados $\phi=0.7$
 - o Cortante y torsión $\phi=0.75$
 - o Aplastamiento en el concreto $\phi=0.65$
 - o Zonas de anclaje de postensado $\phi=0.75$

Para los edificios de 5 y 10 niveles el espesor de losa es de 13cm con un $f'c=250$ kg/cm², mientras que el edificio de 15 niveles tiene una losa con espesor de 13 cm con $f'c=300$ kg/cm².

En la Tabla A3 se muestran las cargas consideradas para el análisis a partir del ACI318-08 (se han considerado las mismas que las empleadas para el diseño realizado a partir del RCDF-04).

Tabla A3. Cargas consideradas para los análisis a partir del ACI318-08

Concepto	Carga (kg/m ²)
Losa	300
Plafón	50
Muros	150
Acabados	100
Reglamento	40
Carga viva entrepisos	250
Carga viva azotea	100

El peso de traveses y columnas fue considerado de manera adicional a los conceptos antes mencionados debido a que las secciones son diferentes para cada uno de los edificios, además de haber variaciones de las mismas por niveles.

A.1.2 CONSIDERACIONES PARA ANÁLISIS

El análisis de las estructuras se realizó mediante el programa ETABS v9.5.0

Los criterios para los datos que se ingresaron al programa son los siguientes:

- Los valores nominales de las características de los materiales mencionados en las tablas A1 y A2.
- Las cargas correspondientes a cada entrepiso en función de los conceptos mencionados en la tabla A3.
- El espectro de diseño de la zona del Distrito Federal en la que se suponen localizados los edificios (Figura A1), teniendo como consideraciones para la determinación del mismo que la zona de interés es la IIIb y que el factor de comportamiento sísmico correspondiente es $Q=3$ debido a que la resistencia de los entrepisos es suministrada por marcos de concreto reforzado y losas planas, y un coeficiente sísmico de 0.45 (NTCS, 2004).
- Las combinaciones de carga empleadas son las indicadas en el reglamento ACI318-08 que fueron mencionadas previamente.

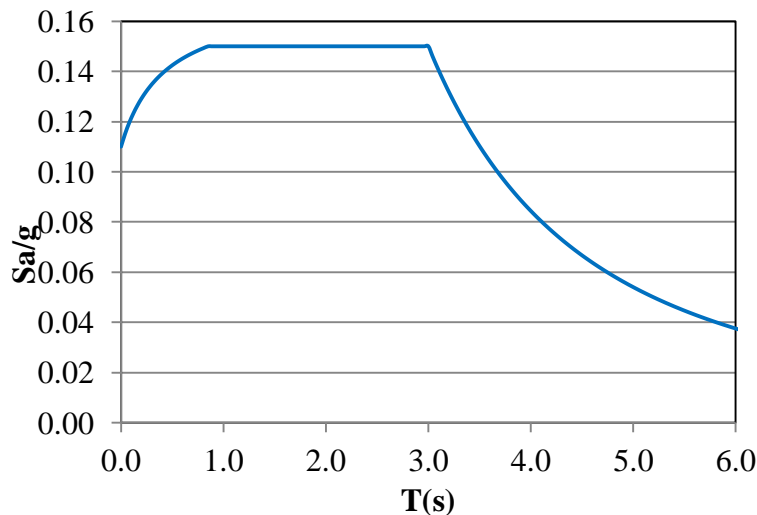


Figura A1. Espectro de diseño para zona IIIb y $Q=3.0$ de acuerdo a las NTCS (2004) del RCDF

A continuación se describen los conceptos de factor de comportamiento sísmico (Q) y Coeficiente Sísmico (c), empleados en el análisis sísmico de los edificios, que impactan en el diseño de los elementos estructurales.

Factor de Comportamiento sísmico

Las construcciones en general además de ser clasificadas en los reglamentos por el servicio que deberán de brindar y por la zona en que se ubican, se clasifican de acuerdo con las propiedades internas de la estructura, es decir, de acuerdo con la capacidad que tienen para disipar la energía sísmica mediante un proceso de deformación inelástica.

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales de resistir la fatiga producida por las cargas cíclicas presentes durante la acción de un sismo; incluye también la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación de dichos elementos para no incurrir en una falla frágil en los miembros de la estructura sometidos a movimientos sísmicos. El factor de comportamiento sísmico (Q) representa un constituyente fundamental en el proceso de diseño.

Coeficiente Sísmico (c)

El valor del coeficiente sísmico requerido para el análisis sísmico de los edificios, se determina con base en la clasificación y en la ubicación de la estructura.

Para este caso se utiliza un valor para el coeficiente sísmico de 0.45, el cual corresponde a estructuras del Grupo B que están ubicadas en la zona IIIb, de acuerdo con las NTCS (2004). El cortante horizontal que se produce en la base de la estructura es:

$$V_0 = \frac{c}{Q} W \tag{A2}$$

Donde:

V_0 = Cortante basal.

c = Coeficiente sísmico expresado como función de la aceleración de la gravedad.

W = Peso total de la estructura.

Q = Factor de comportamiento sísmico.

Una vez realizado el análisis de las estructuras se obtuvieron los siguientes resultados generales:

Cabe mencionar que las estructuras fueron analizadas considerando sus propiedades nominales y sus propiedades medias, ya que algunos de los datos mostrados a continuación se utilizaron en los modelos desarrollados en el programa DRAIN 2D modificado.

Con fines de tener un panorama comparativo en la Tabla A4 se presentan los periodos tanto de los diseños a partir del ACI318-08 y los del RCDF-04.

Tabla A4. Periodos fundamentales de los edificios estudiados

No. de niveles del edificio	Periodo fundamental T_0 (s)			
	ACI318-08 (valores nominales)	ACI318-08 (valores medios)	RCDF-04 (valores nominales)	RCDF-04 (valores medios)
5	0.82	0.77	0.77	0.67
10	1.47	1.32	1.60	1.17
15	1.74	1.64	1.82	1.65

Debido a que el ACI318-08 no cuenta con una especificación que limite las deformaciones ante fuerzas laterales, se utilizó como referencia la limitación del RCDF-04 de 0.012H. En la Tabla A5 se presentan las deformaciones permisibles para cada edificio y la deformación máxima obtenida a partir del análisis para cada uno de los edificios:

Tabla A5. Comparativa de deformaciones máximas obtenidas contra deformaciones máximas permisibles para los diseños con el ACI318-08

No. de niveles del edificio	ACI318-08 (valores nominales)	
	Deformación Máxima permisible 0.012H (cm)	Deformación Máxima obtenida en el análisis (cm)
5	4.8	1.5
10	4.8	1.7
15	4.8	1.4

En cuanto a deformaciones debidas a cargas verticales, tomando en cuenta que los elementos no ligados no estructurales no son susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes se utiliza 1/240 como límite, en la Tabla A6 se presentan las deflexiones máximas permisibles y las máximas obtenidas de los análisis.

Tabla A6. Comparativa de deflexiones máximas obtenidas contra deformaciones máximas permisibles para los diseños con el ACI318-08

No. de niveles del edificio	ACI318-08 (valores nominales)	
	Deflexión Máxima permisible 1/240 (cm)	Deformación Máxima obtenida en el análisis (cm)
5	4.2	4.1
10	4.2	4.0
15	4.2	4.2

A.1.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ACUERDO AL ACI318-08

Resistencia a la compresión axial

La resistencia a compresión axial no debe ser mayor que lo siguiente:

En caso de que el refuerzo transversal sea con estribos que cumplan con los mínimos:

$$\phi P_n = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (A3)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia

$P_{n(max)}$ = Resistencia axial nominal de la sección transversal.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto en MPa.

A_g = Área bruta de la sección del concreto en mm².

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal no presforzado en mm².

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo longitudinal en MPa.

Los mínimos especificados del refuerzo transversal son:

- En caso de tenerse estribos:
 - o El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder de 16 diámetros de la barra longitudinal, no debe exceder 48 diámetros del estribo o la menor dimensión del elemento a compresión.
 - o Deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral.
 - o La distancia vertical entre los estribos cercanos a los nudos debe de ser menor a la mitad del espaciamiento entre los estribos.

En el manual ACI indica que las únicas columnas que deben diseñarse para flexión biaxial son las de los extremos y aunque no indica de qué manera en los comentarios si propone que se diseñen estos elementos en base a algunos manuales que ahí se especifican y adelante se propone en los comentarios el método de Bressler que se muestra a continuación:

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_0} \quad (A4)$$

Resistencia a flexión

El A_s proporcionado no debe ser menor que:

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d > \frac{1.4b_w d}{f_y} \quad (A5)$$

Donde:

b_w = Ancho del alma o diámetro de la sección circular.

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

La separación máxima para los lechos del acero por temperatura está dada por lo siguiente:

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c < 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad (A6)$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el refuerzo calculado por las cargas de servicio y se permite tomar $f_s = 2/3 f_y$, en MPa.

c_c = Recubrimiento libre del refuerzo en mm.

El momento resistente se calcula de igual manera de donde se obtienen las fórmulas del RCDF-2004, únicamente cambia el factor de reducción ϕ .

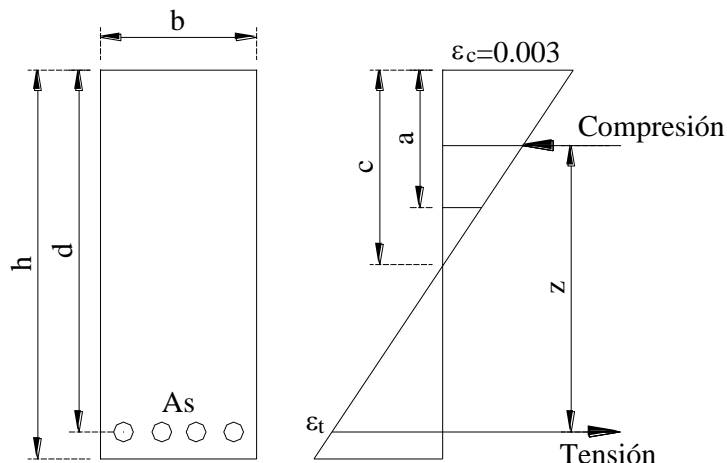


Figura A2. Diagrama de esfuerzos en una sección de concreto reforzado

Donde:

$$a = c \times \beta_1$$

$$\phi = 0.65$$

Resistencia al cortante

$$\phi V_n \geq V_u \tag{A7}$$

$$V_n = V_c + V_s \tag{A8}$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal al cortante

V_u = Fuera cortante “mayorada” en la sección.

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero.

ϕ = Factor de reducción de resistencia que en el caso del cortante es 0.75.

Para elementos sujetos a cortante y flexión:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \tag{A9}$$

Para elementos sujetos a compresión axial:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda\sqrt{f'_c}b_wd \tag{A10}$$

Donde:

λ = En caso del concreto de peso normal = 1

N_u = Carga axial “mayorada” normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con V_u , debe tomarse como positiva para la compresión y negativa para la tensión y debe expresarse en N.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (A11)$$

Donde:

A_v = Dos veces el área de la barra en un estribo circular de confinamiento en mm².

s = Espaciamiento de los estribos en mm.

f_{yt} = Resistencia a la fluencia especificada del estribo.

Ancho efectivo de losas

Para sistemas de vigas T:

- El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder 1/4 de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:
 - o Ocho veces el espesor de la losa.
 - o La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

- Seis veces el espesor de la losa.
- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

Efectos por torsión

La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez, por lo que la posición de elementos rígidos o grandes masas, tales como cubos de elevadores y escaleras deben ser colocados estratégicamente para evitar generar dicha excentricidad, es por esto que en edificios simétricos lo ideal es su colocación al centro del edificio o en su caso diseñarlos como estructuras independientes al edificio. Cabe mencionar que en los diseños aquí presentados no es indicada la ubicación de dichos elementos debido a que los diseños realizados por los despachos estructurales no realizaron ninguna consideración al respecto y no proporcionaron información estructural al respecto.

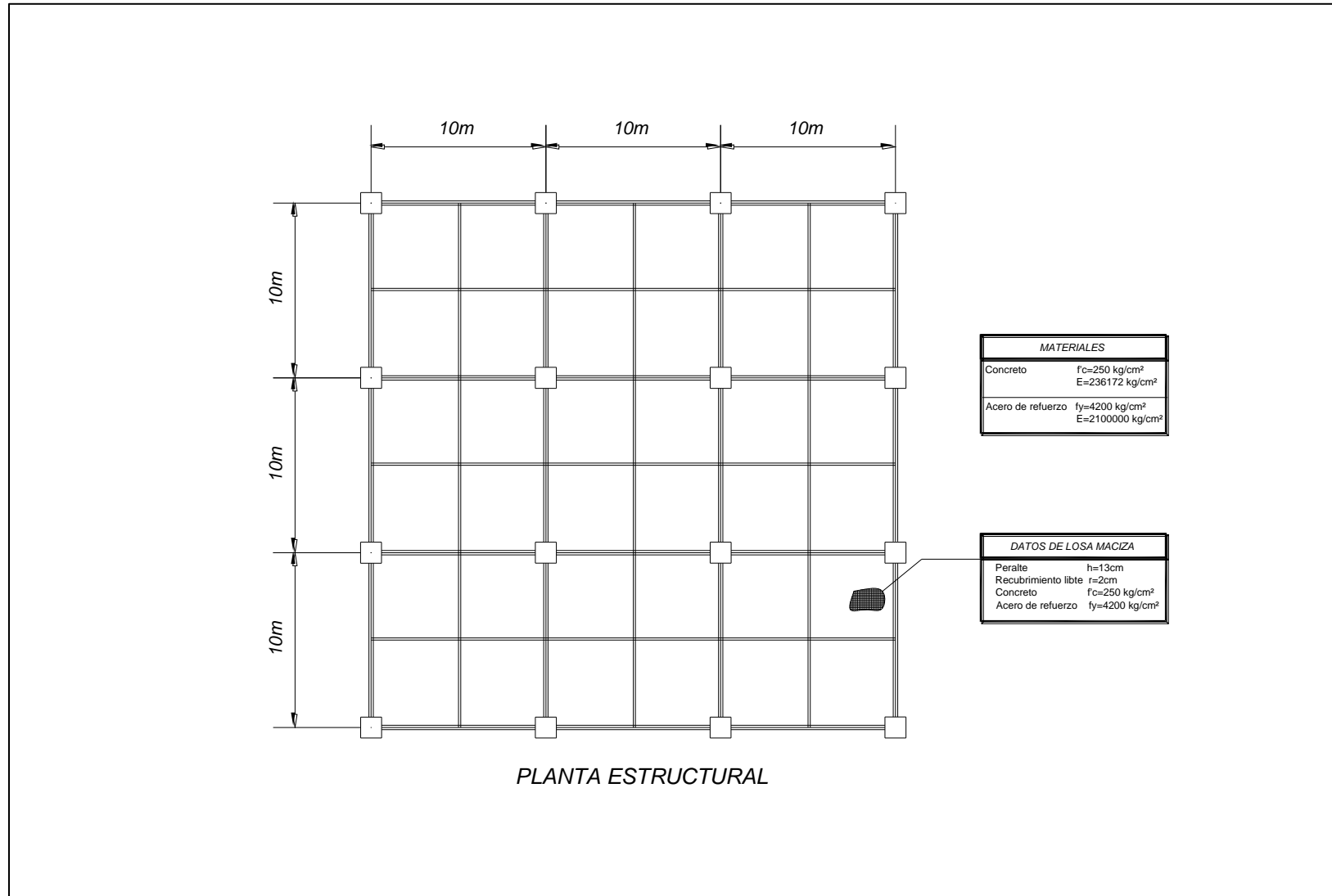
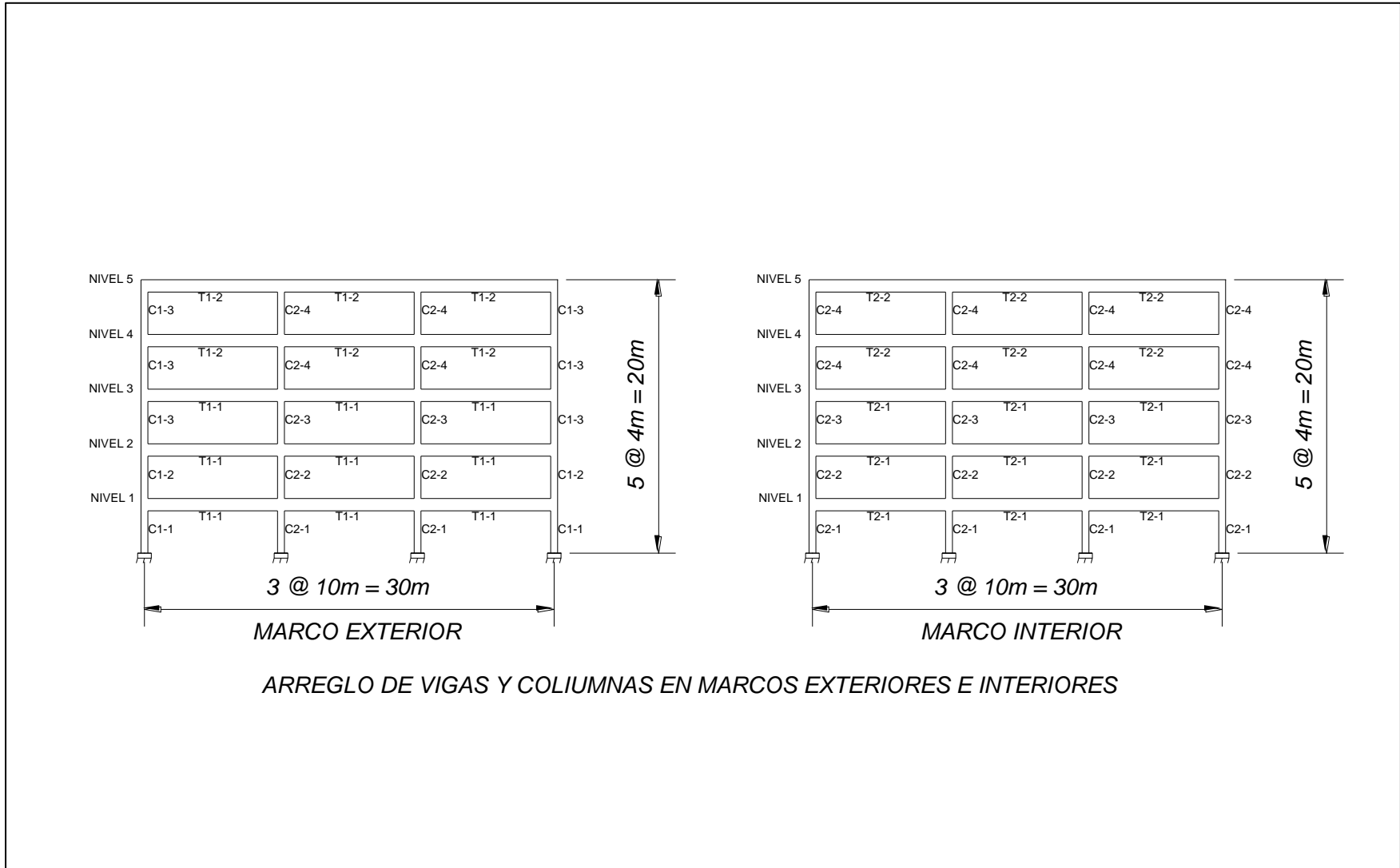


Figura A3. Detalles estructurales del edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08



ARREGLO DE VIGAS Y COLIUMNAS EN MARCOS EXTERIORES E INTERIORES

Figura A4. Detalles estructurales del edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08

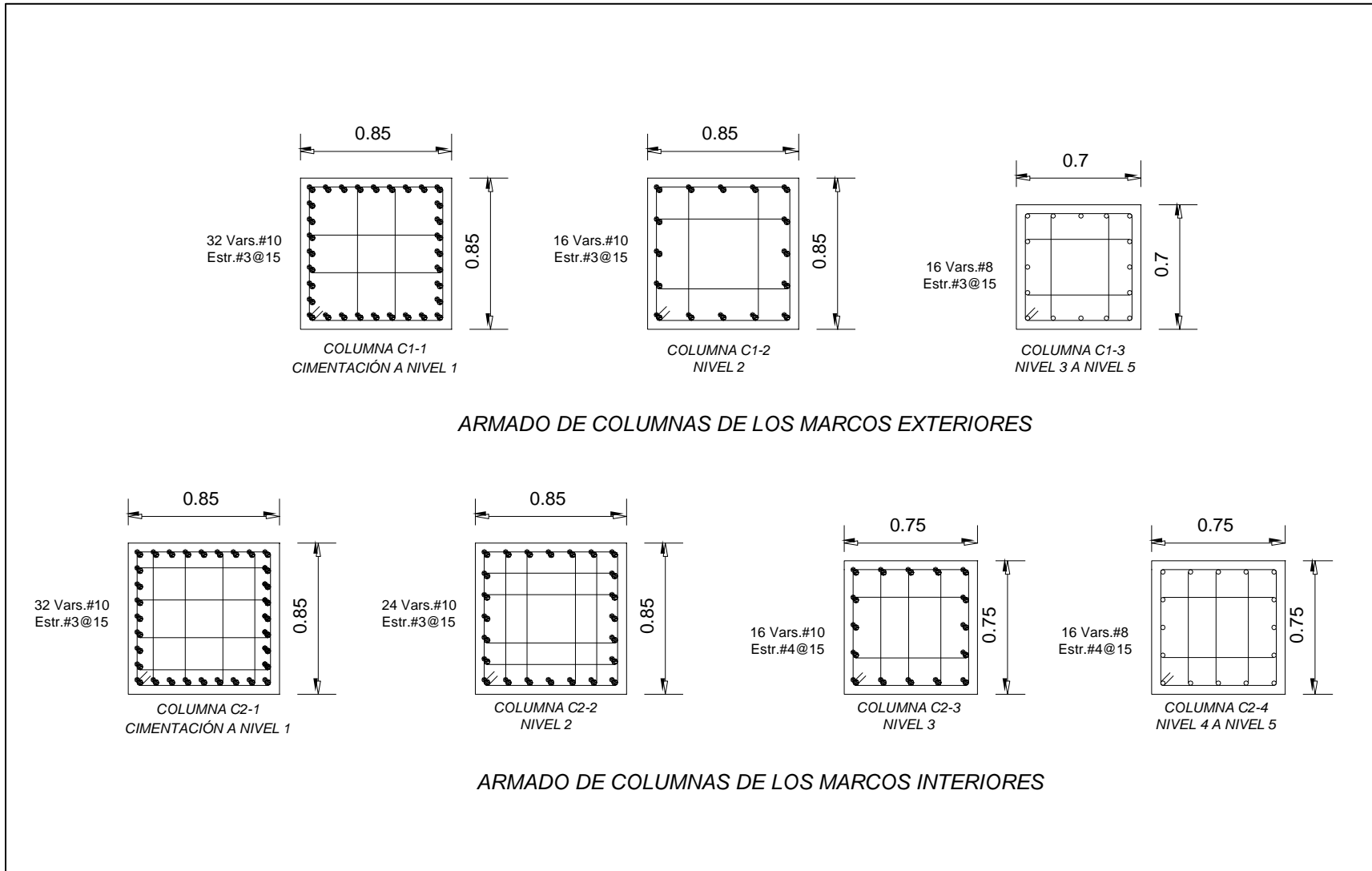


Figura A5. Detalles estructurales del edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08

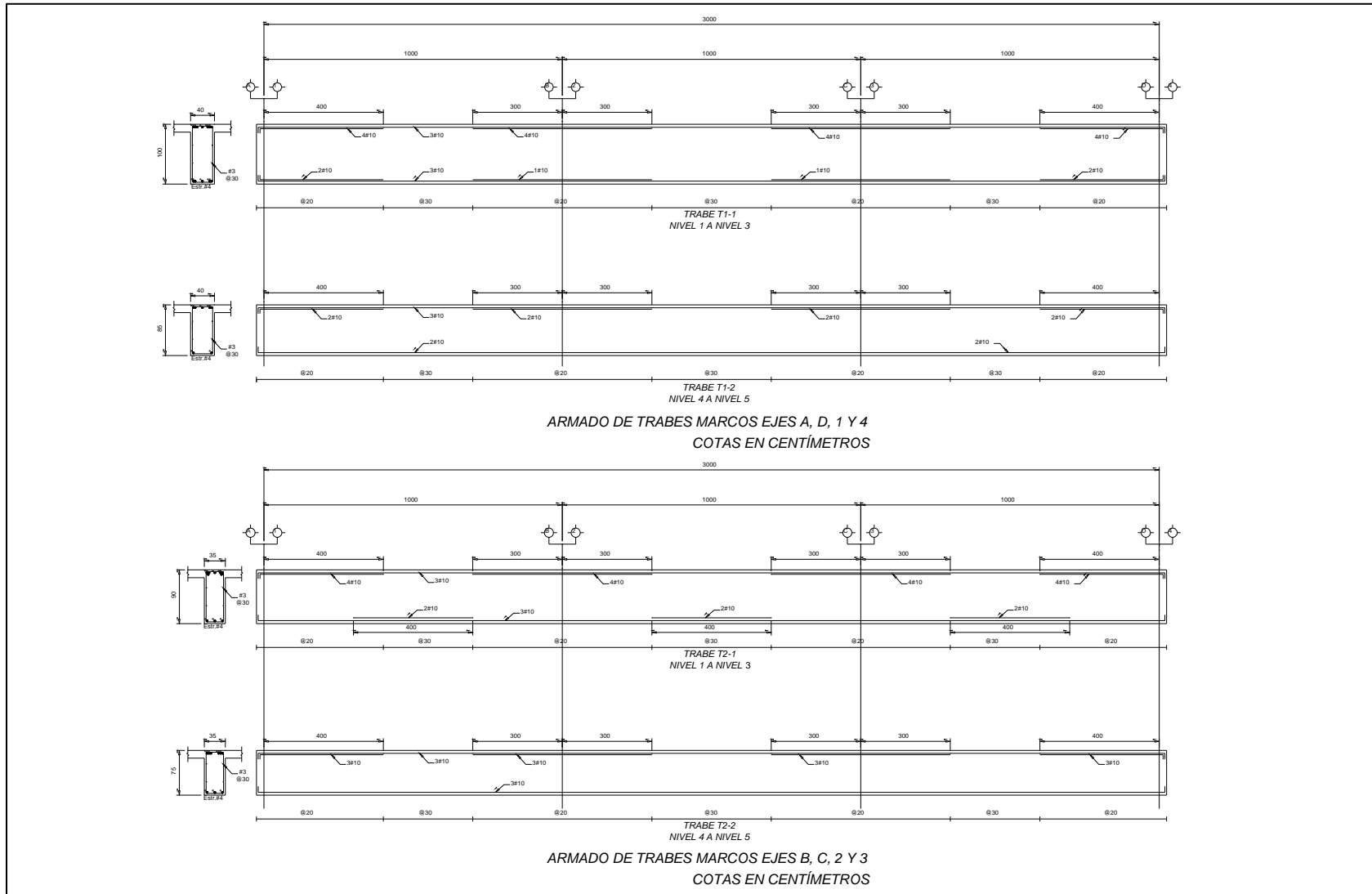


Figura A6. Detalles estructurales del edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08

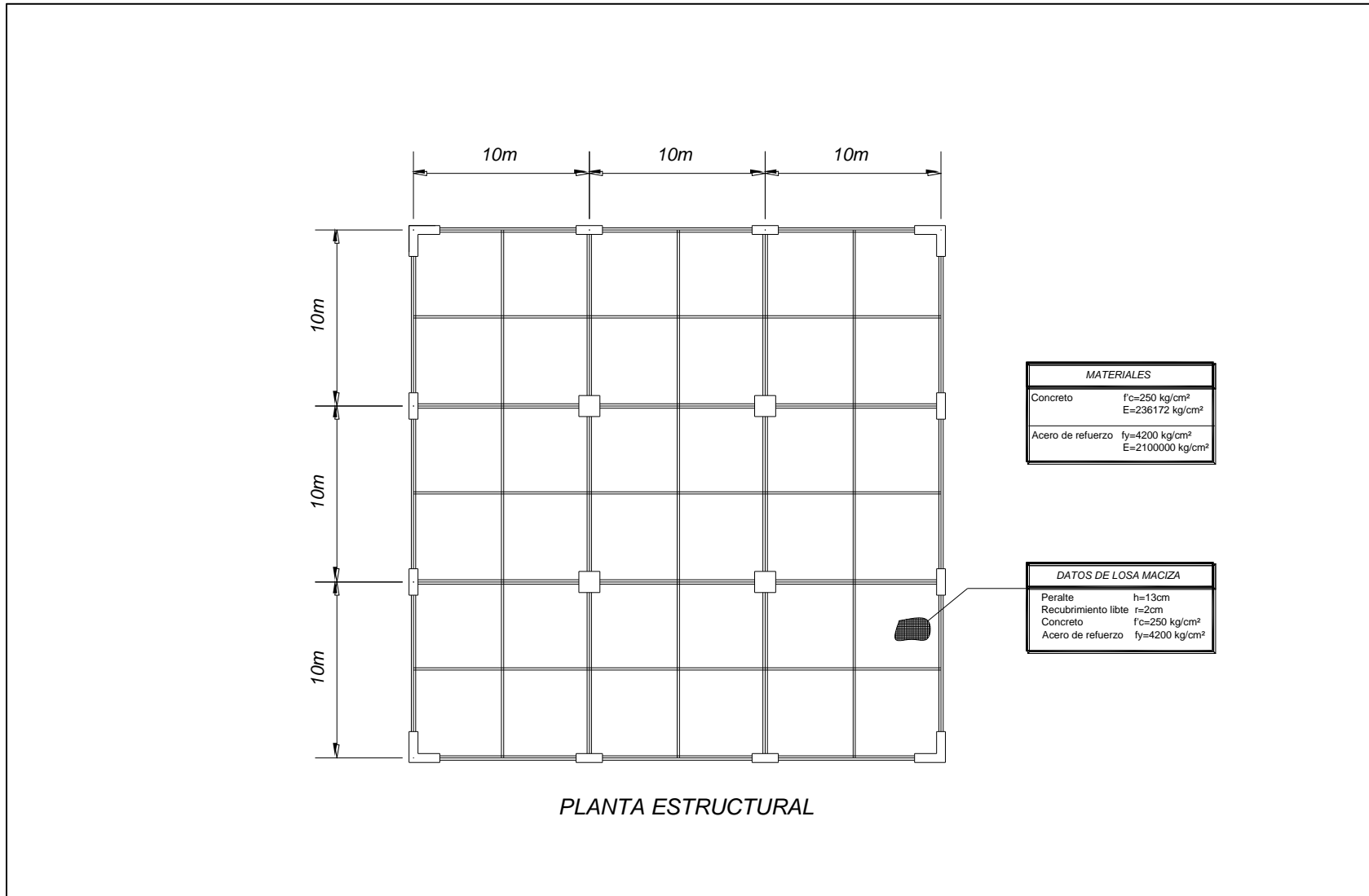


Figura A7. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08

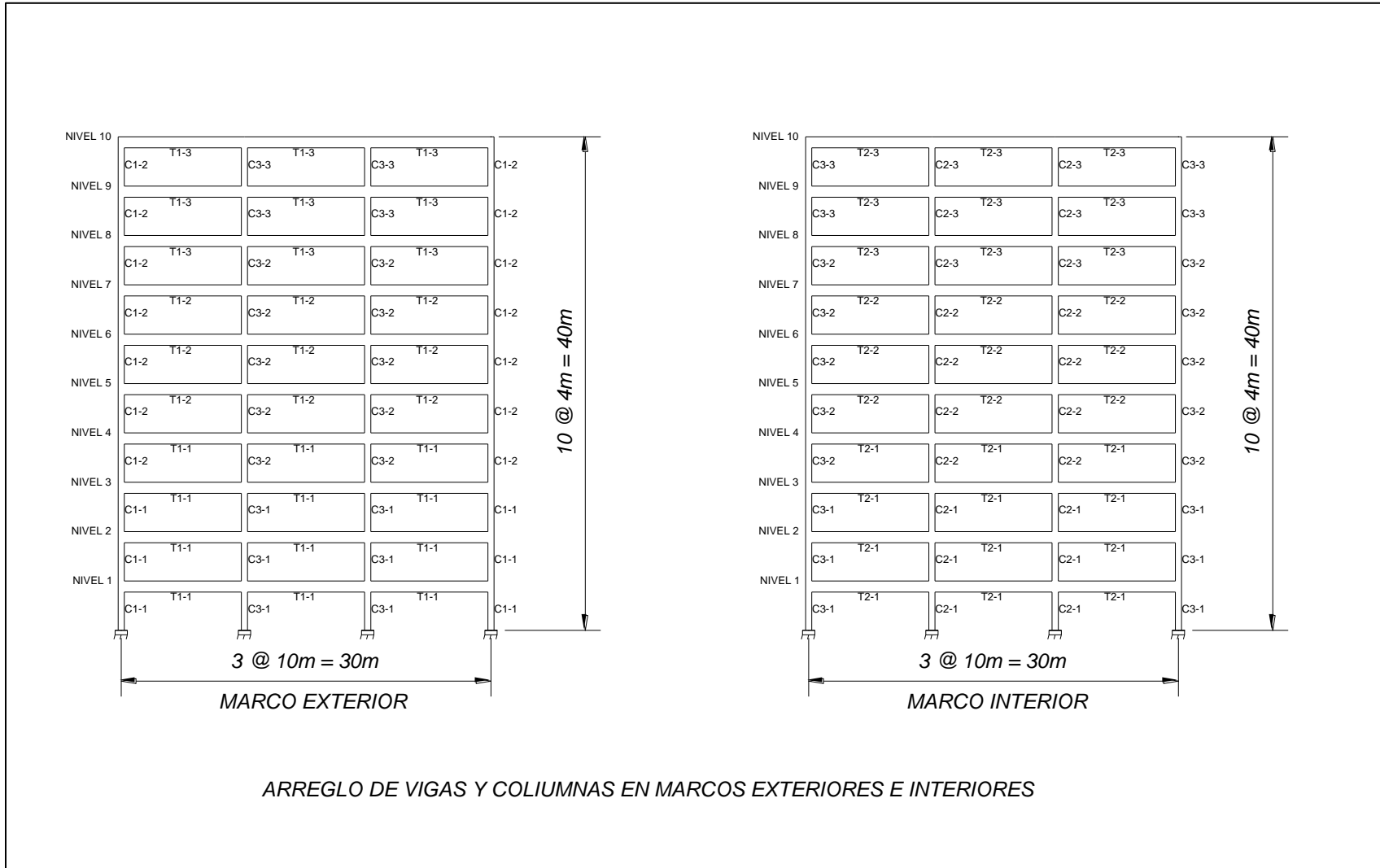


Figura A8. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08

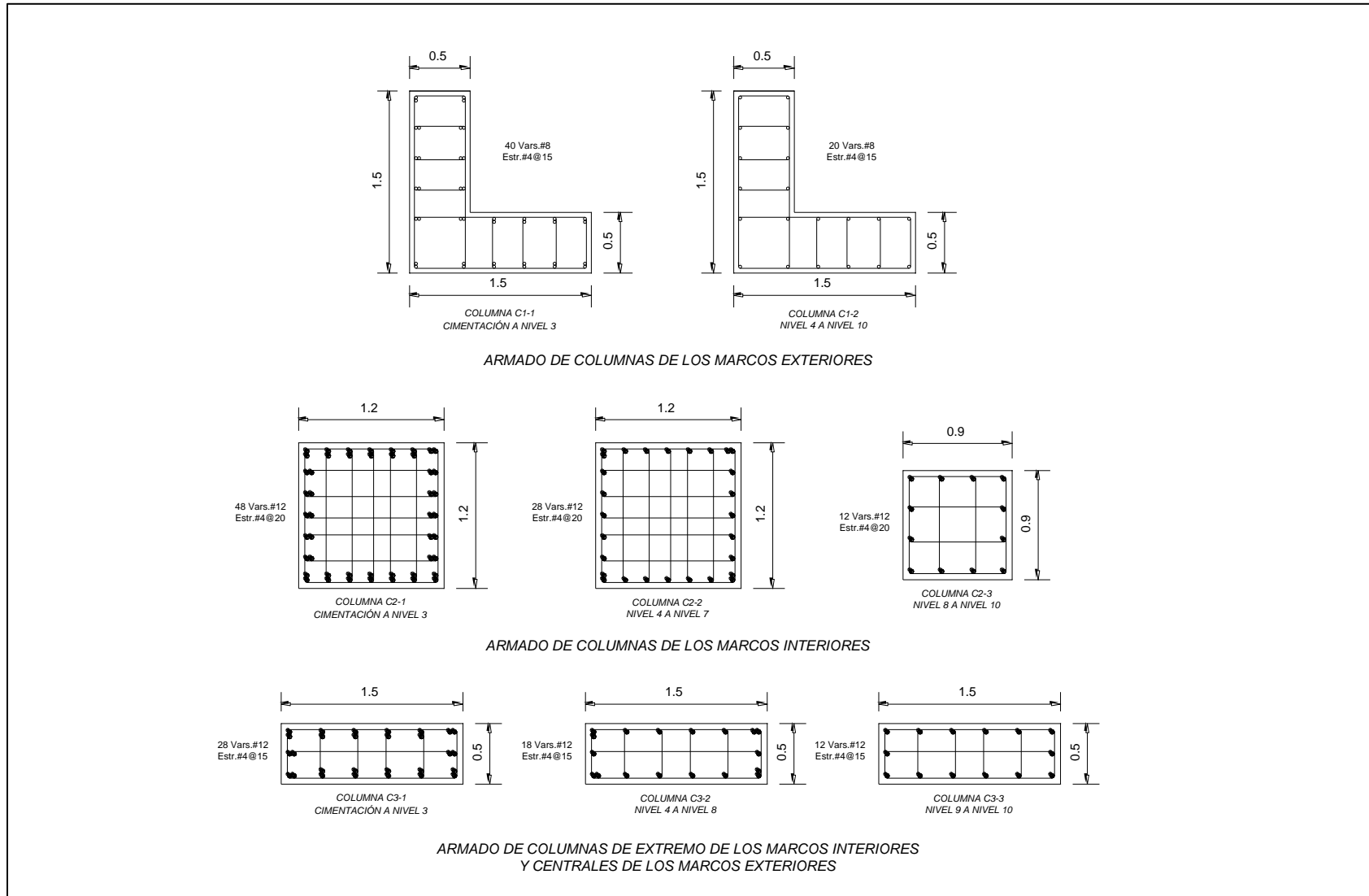


Figura A9. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08

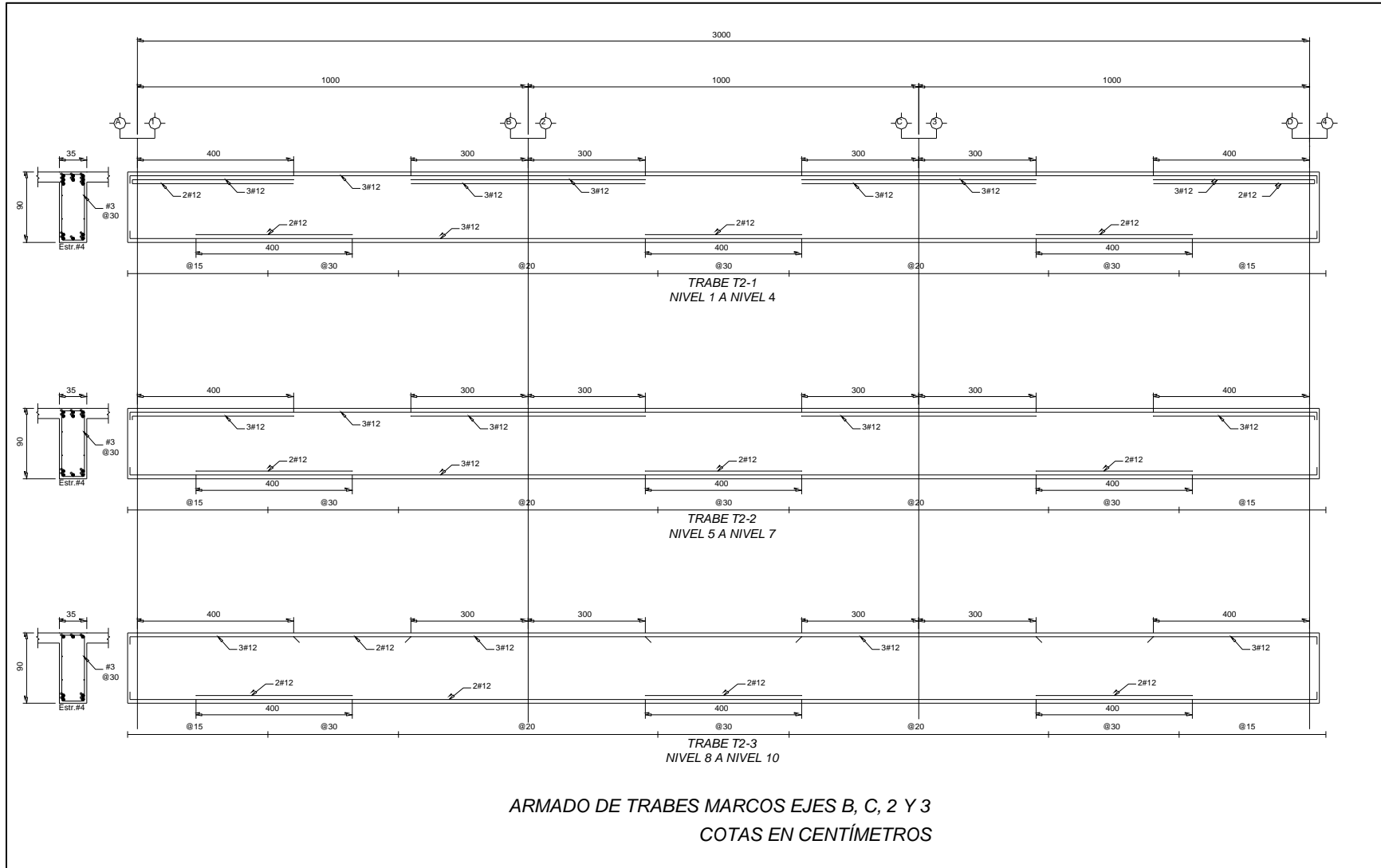


Figura A10. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08

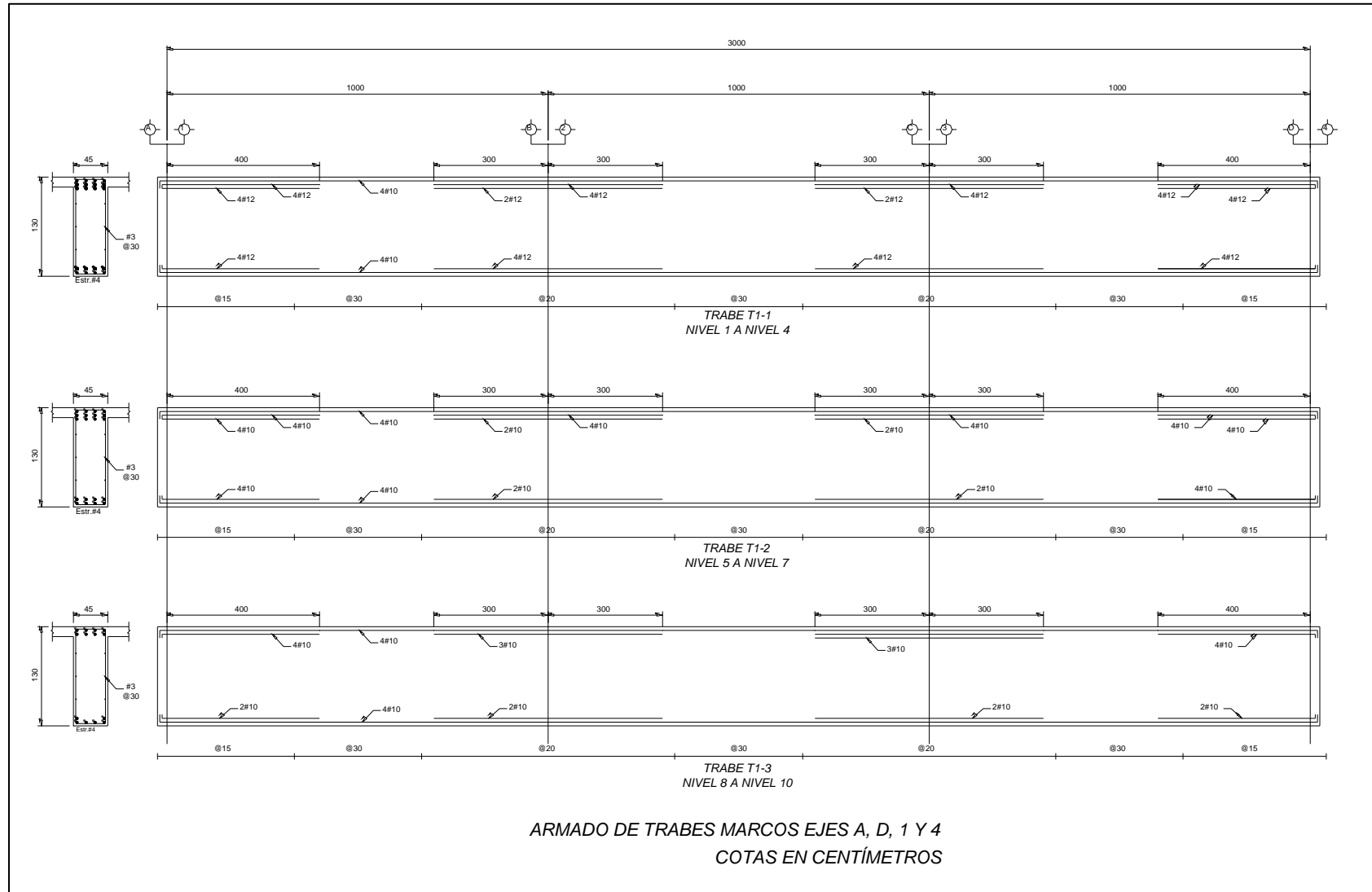


Figura A11. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08

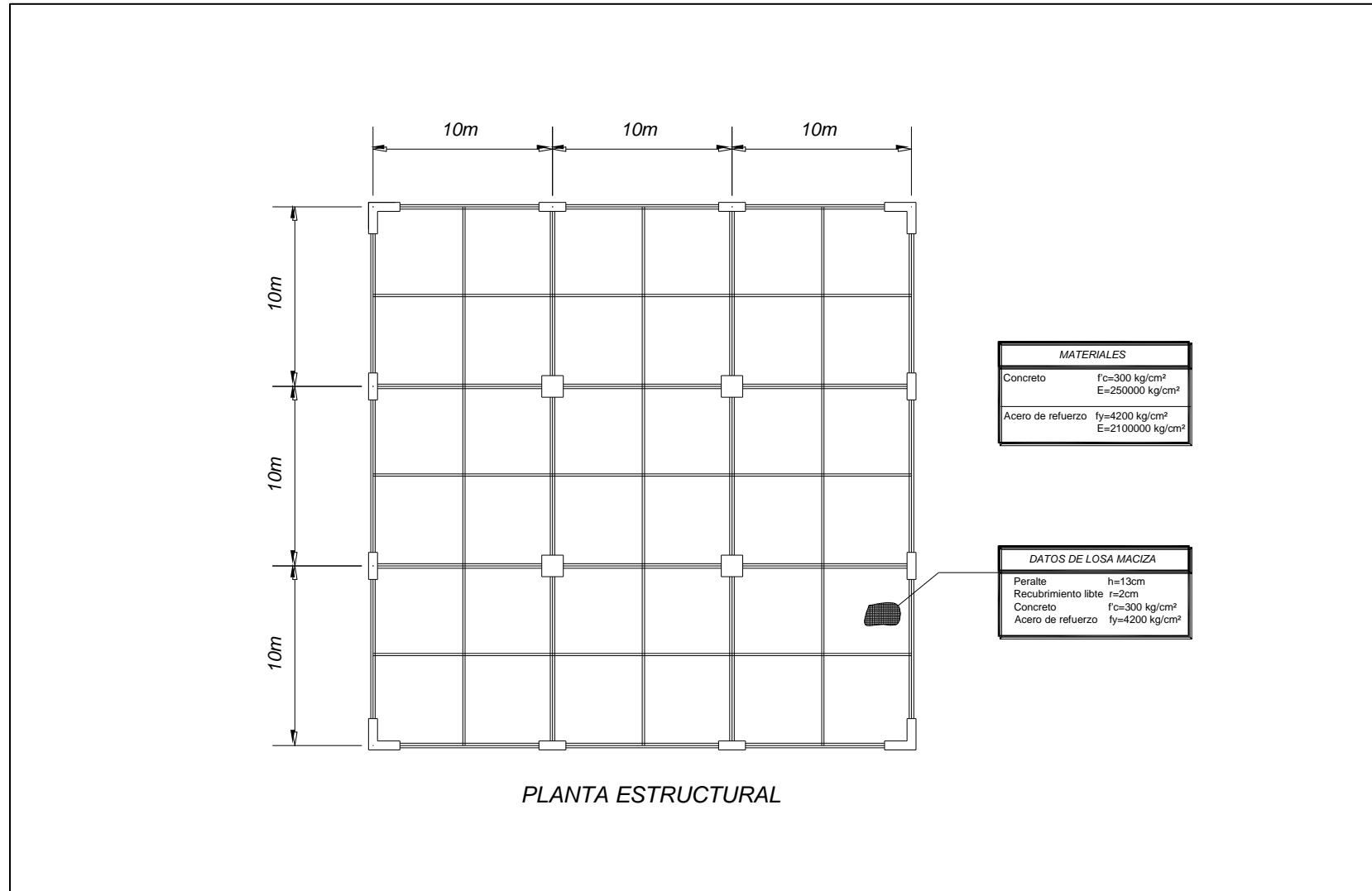


Figura A12. Detalles estructurales del edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08

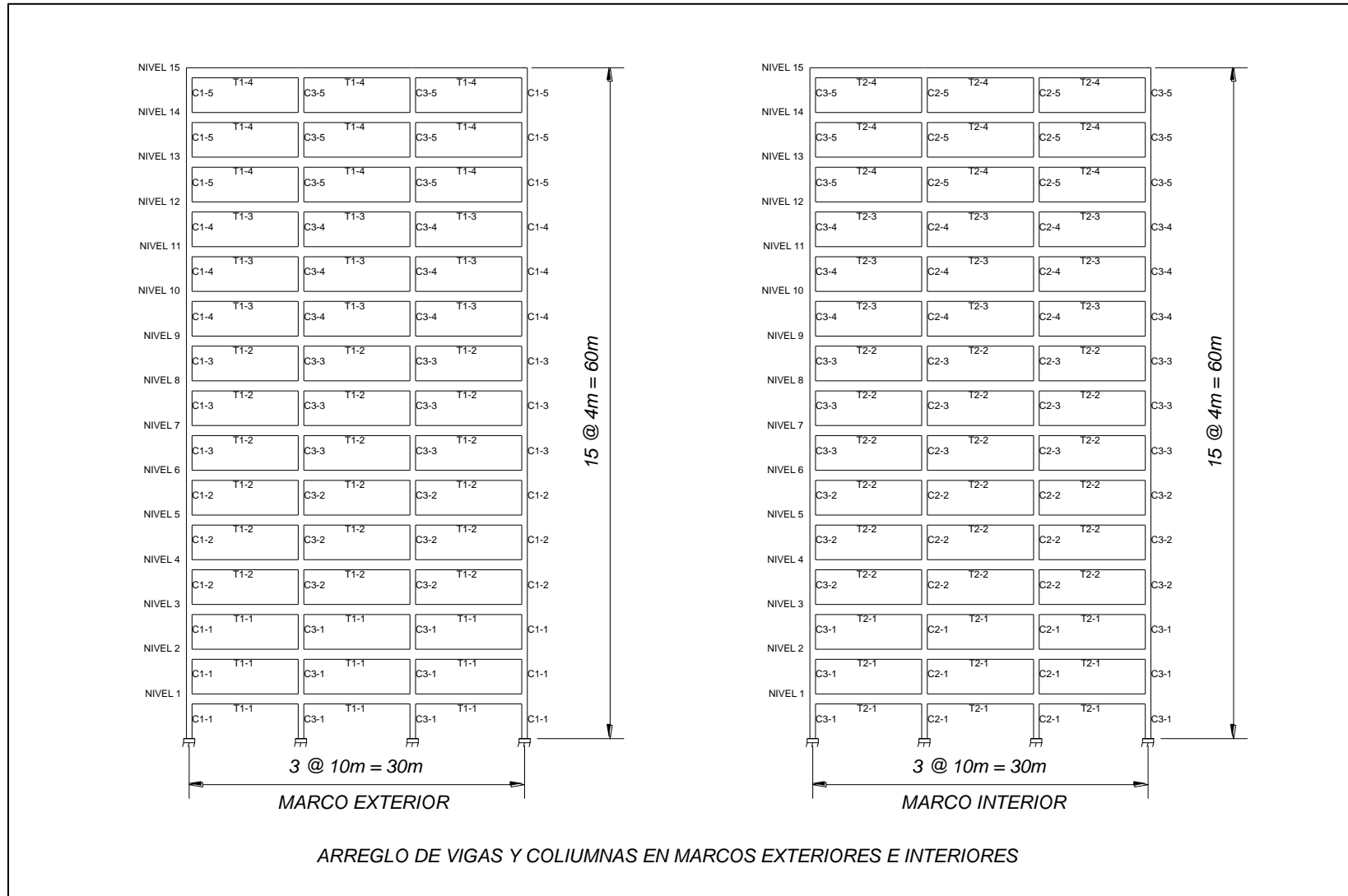


Figura A13. Detalles estructurales del edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08

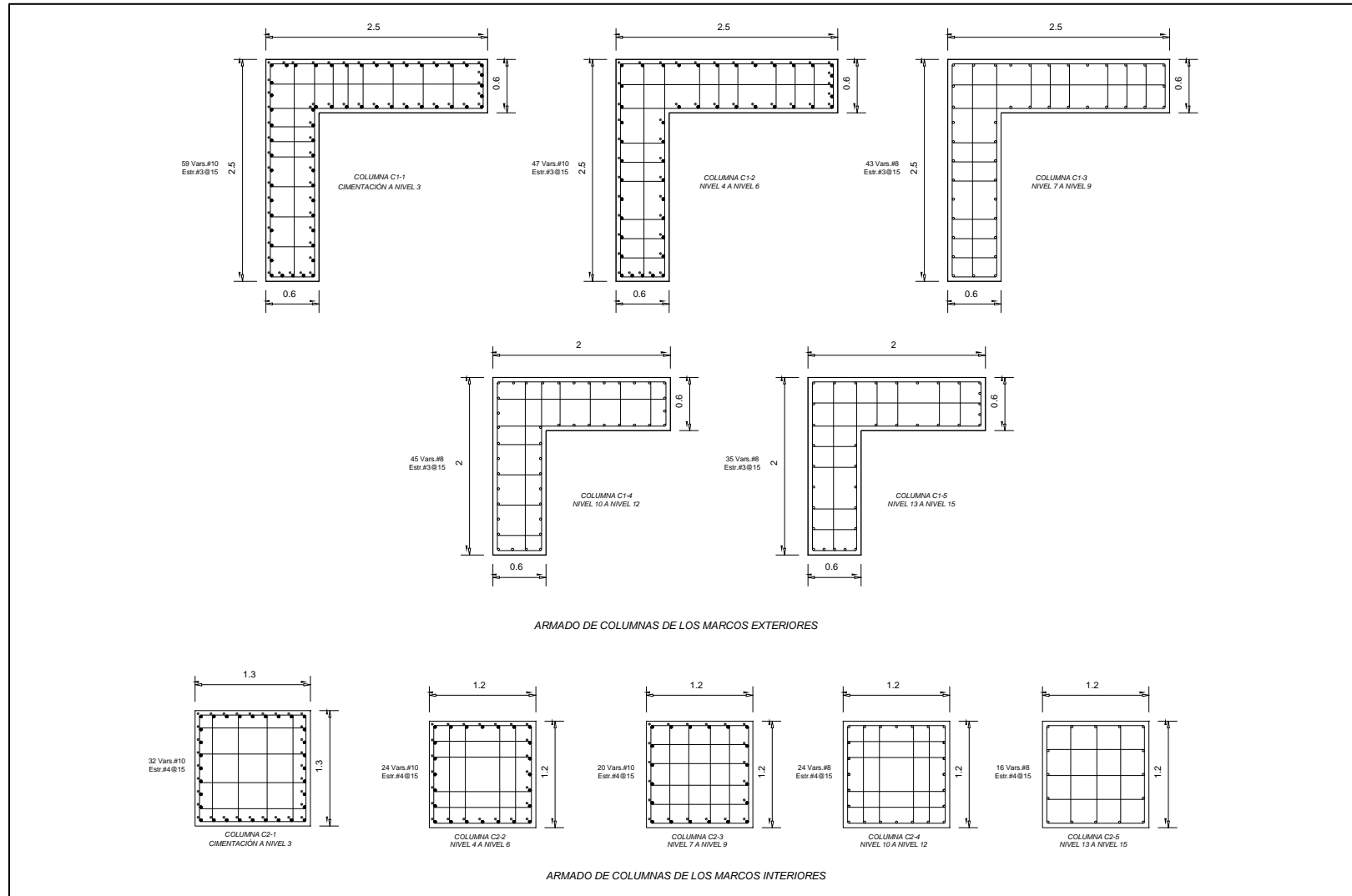


Figura A14. Detalles estructurales del edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08

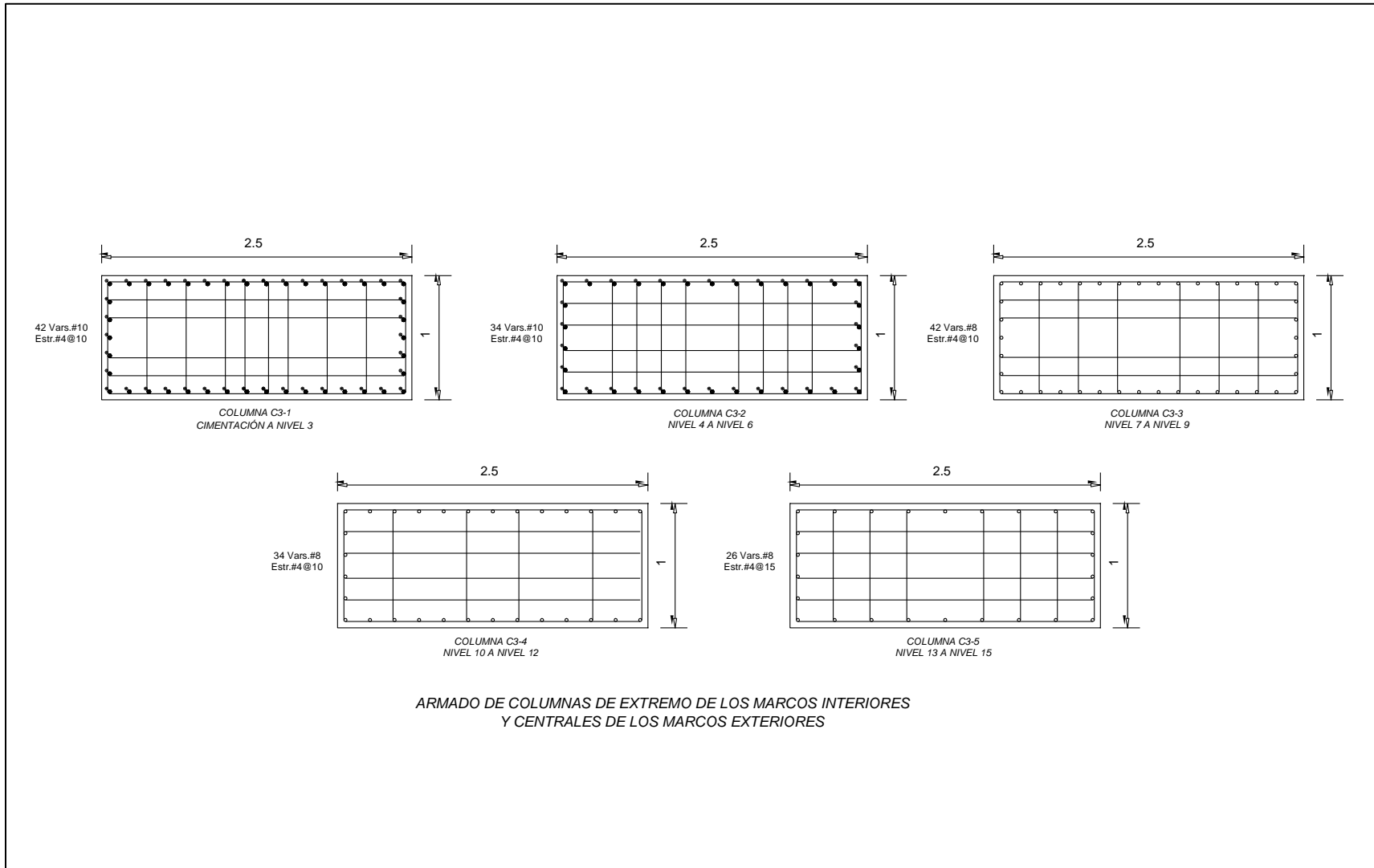


Figura A15. Detalles estructurales del edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08

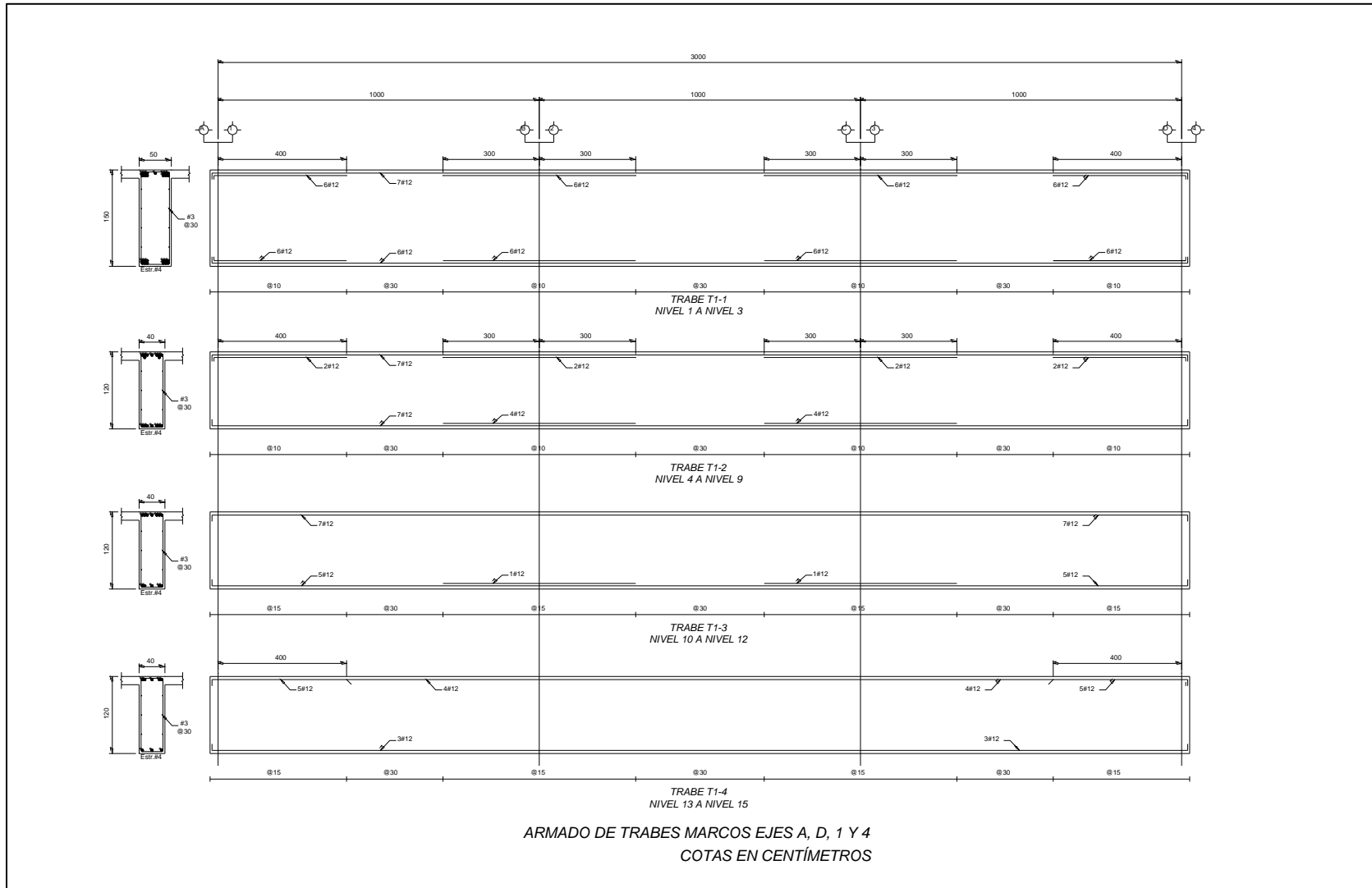


Figura A16. Detalles estructurales del edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08

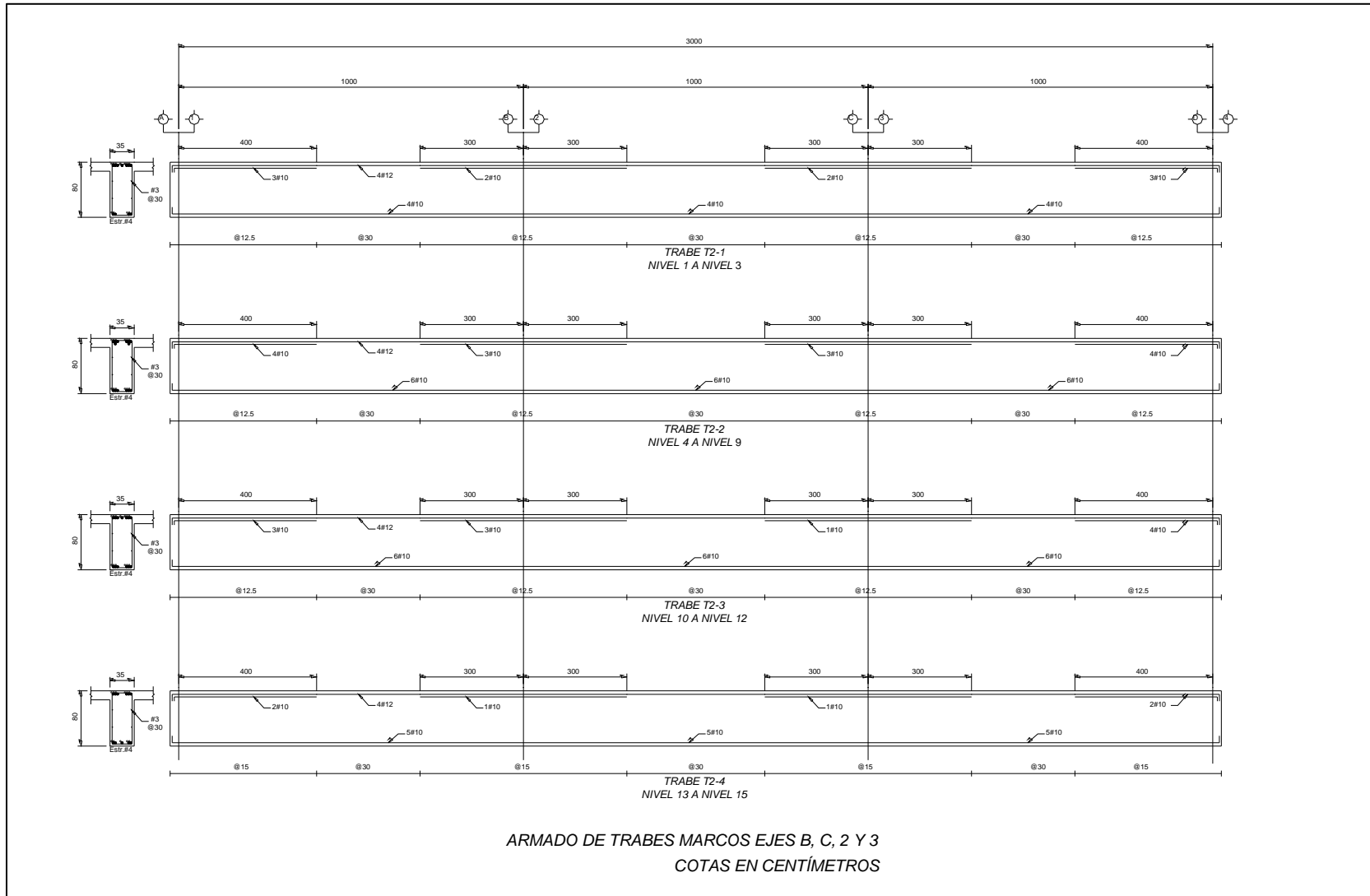


Figura A17. Detalles estructurales del edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08

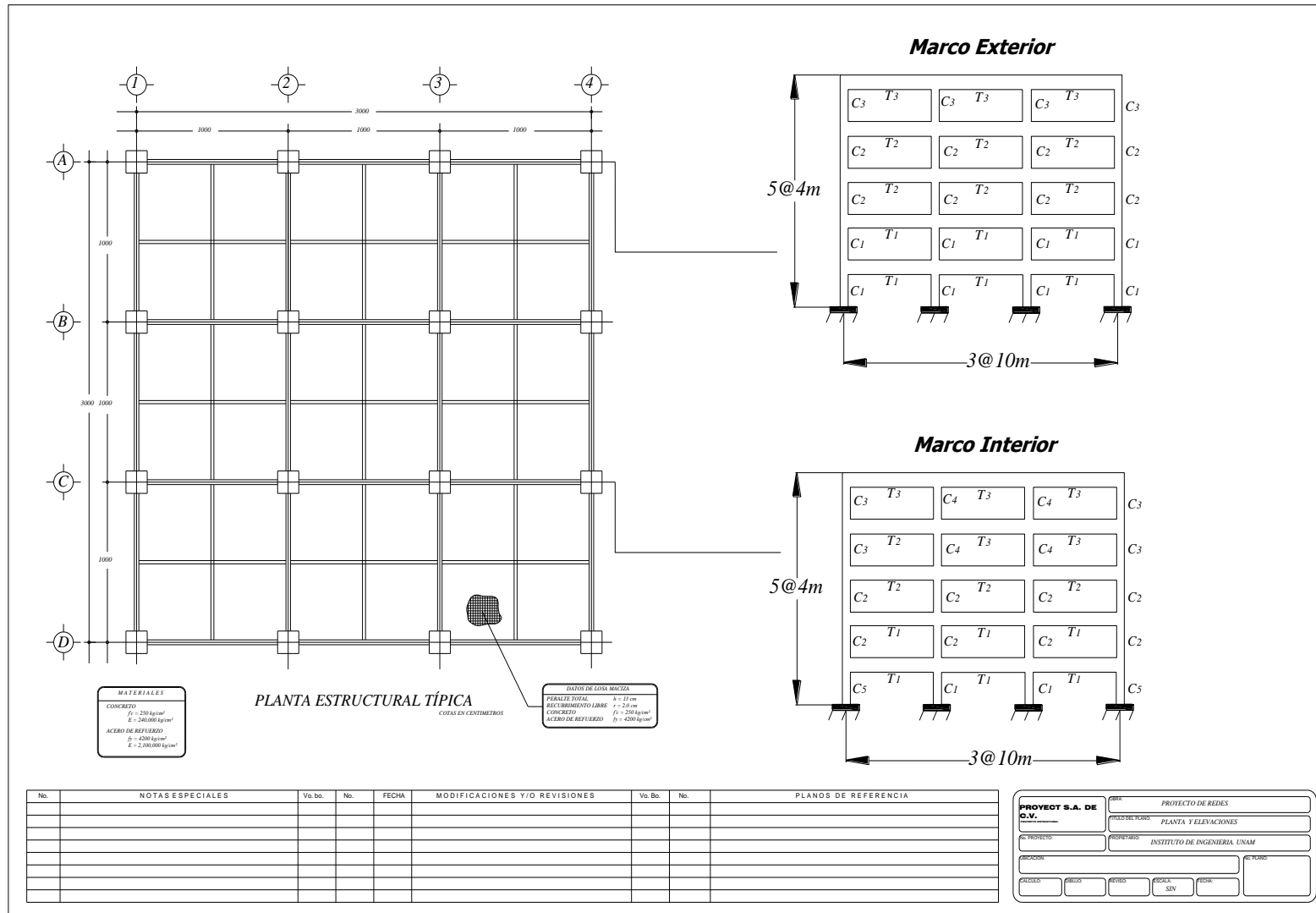


Figura A18. Detalles estructurales del edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

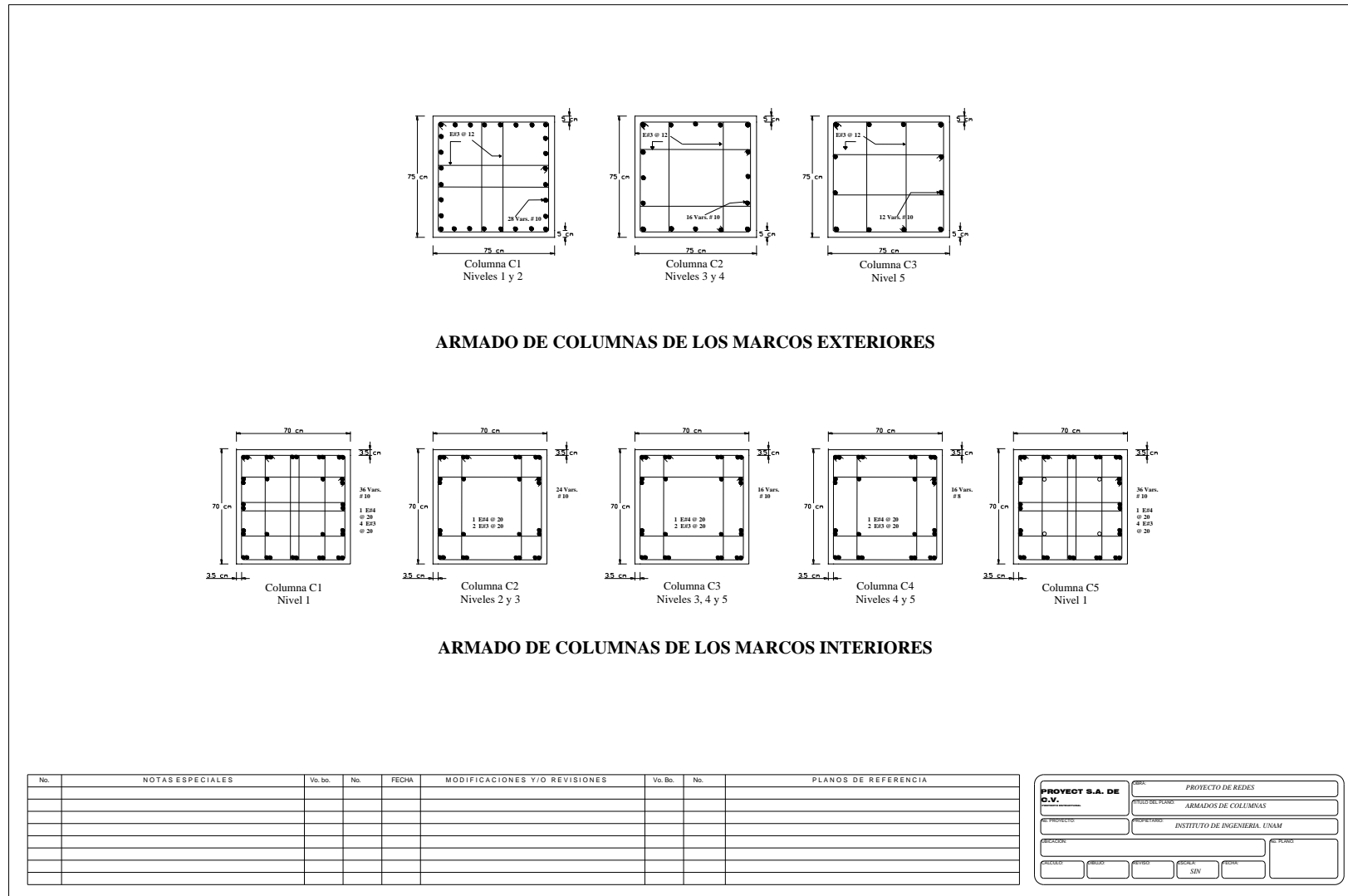


Figura A19. Detalles estructurales del edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

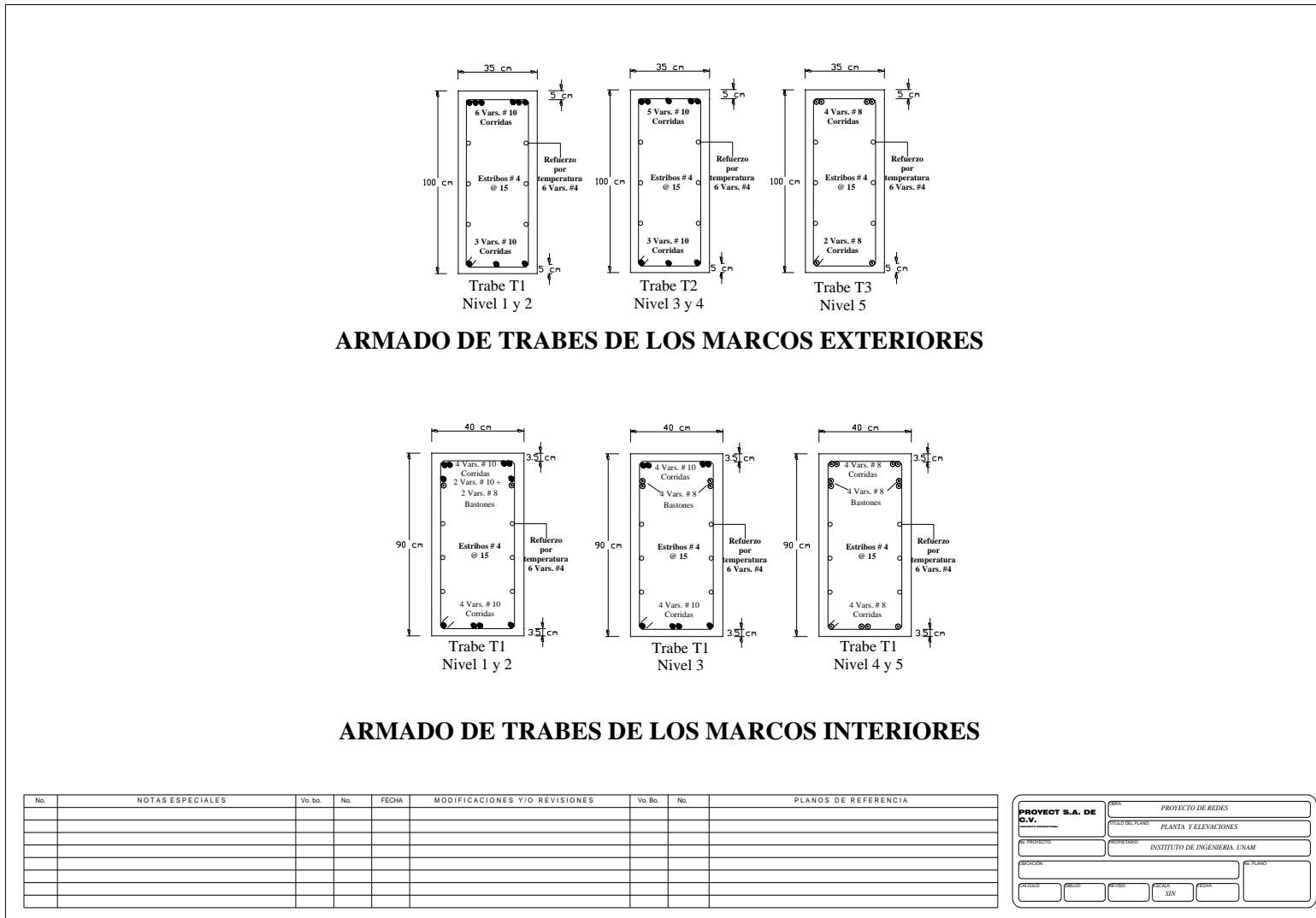


Figura A20. Detalles estructurales del edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

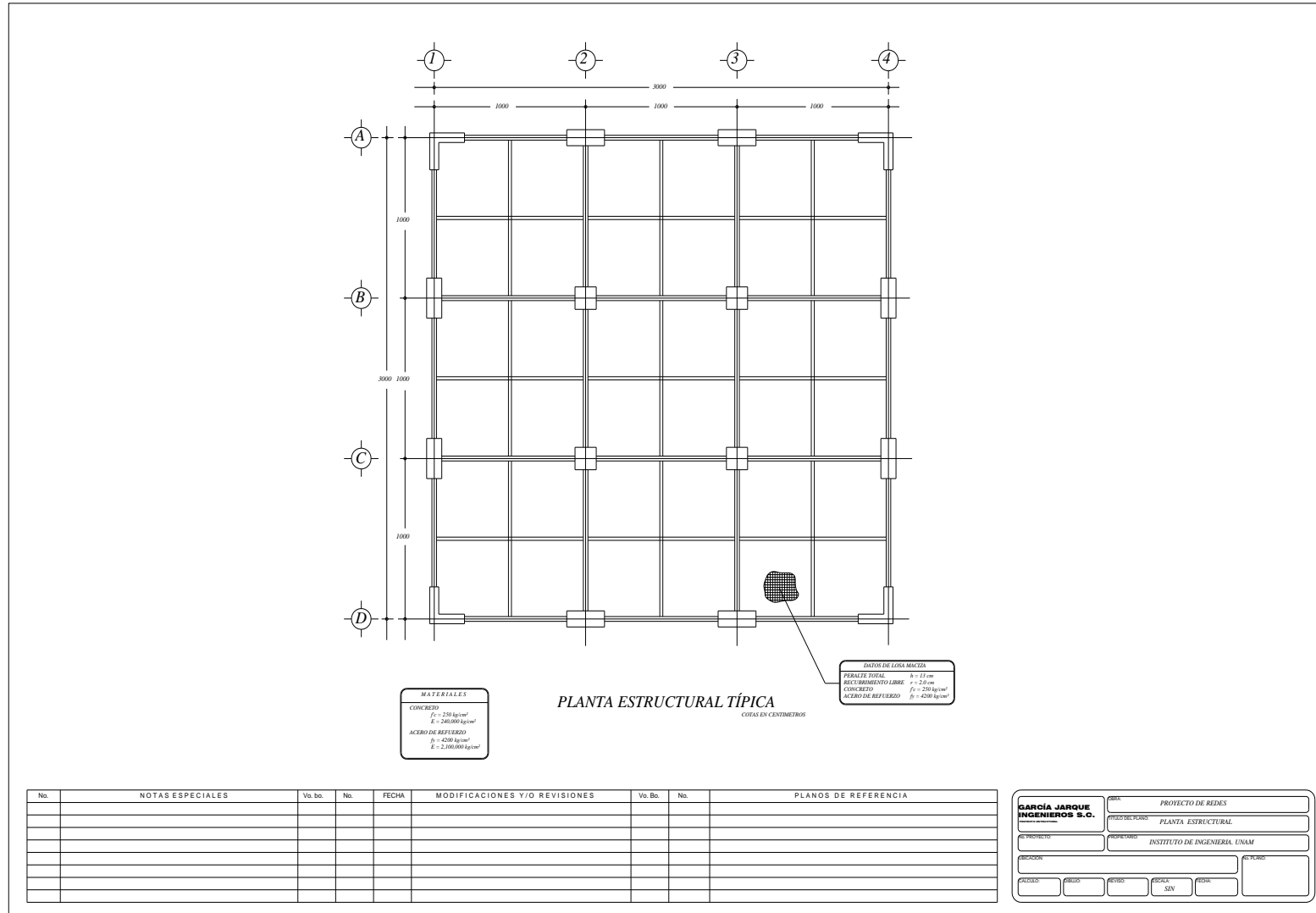


Figura A21. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

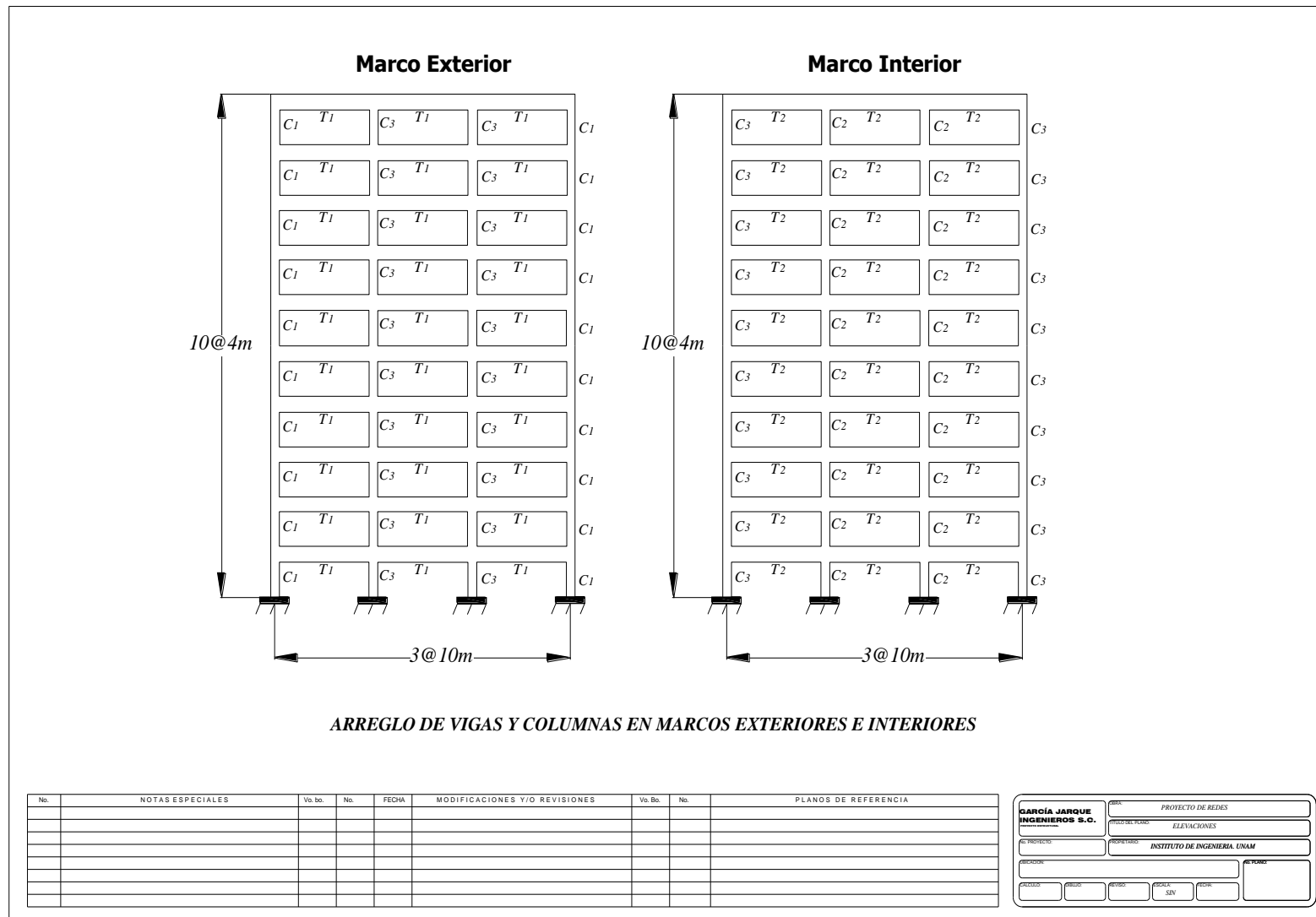


Figura A22. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

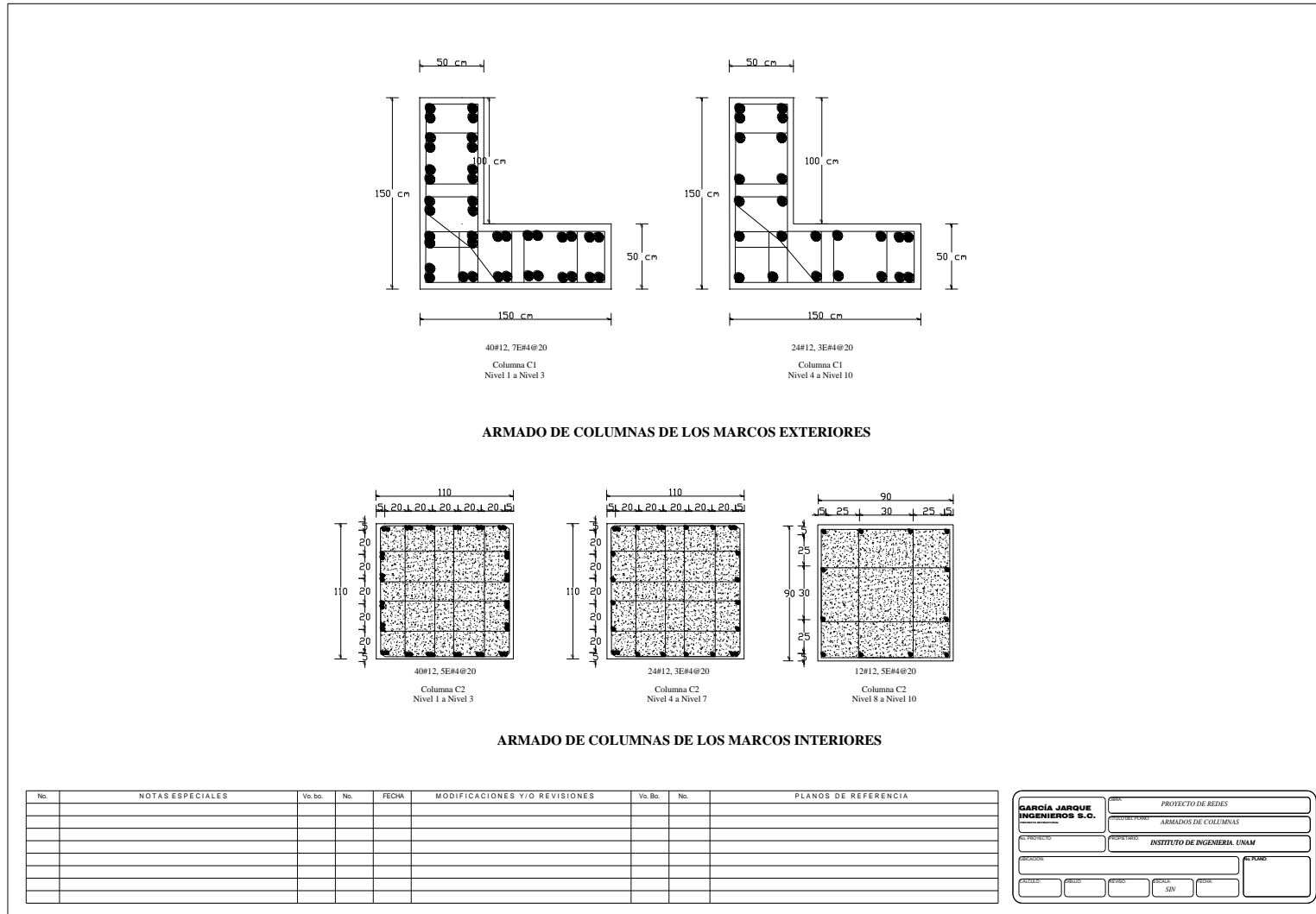


Figura A23. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

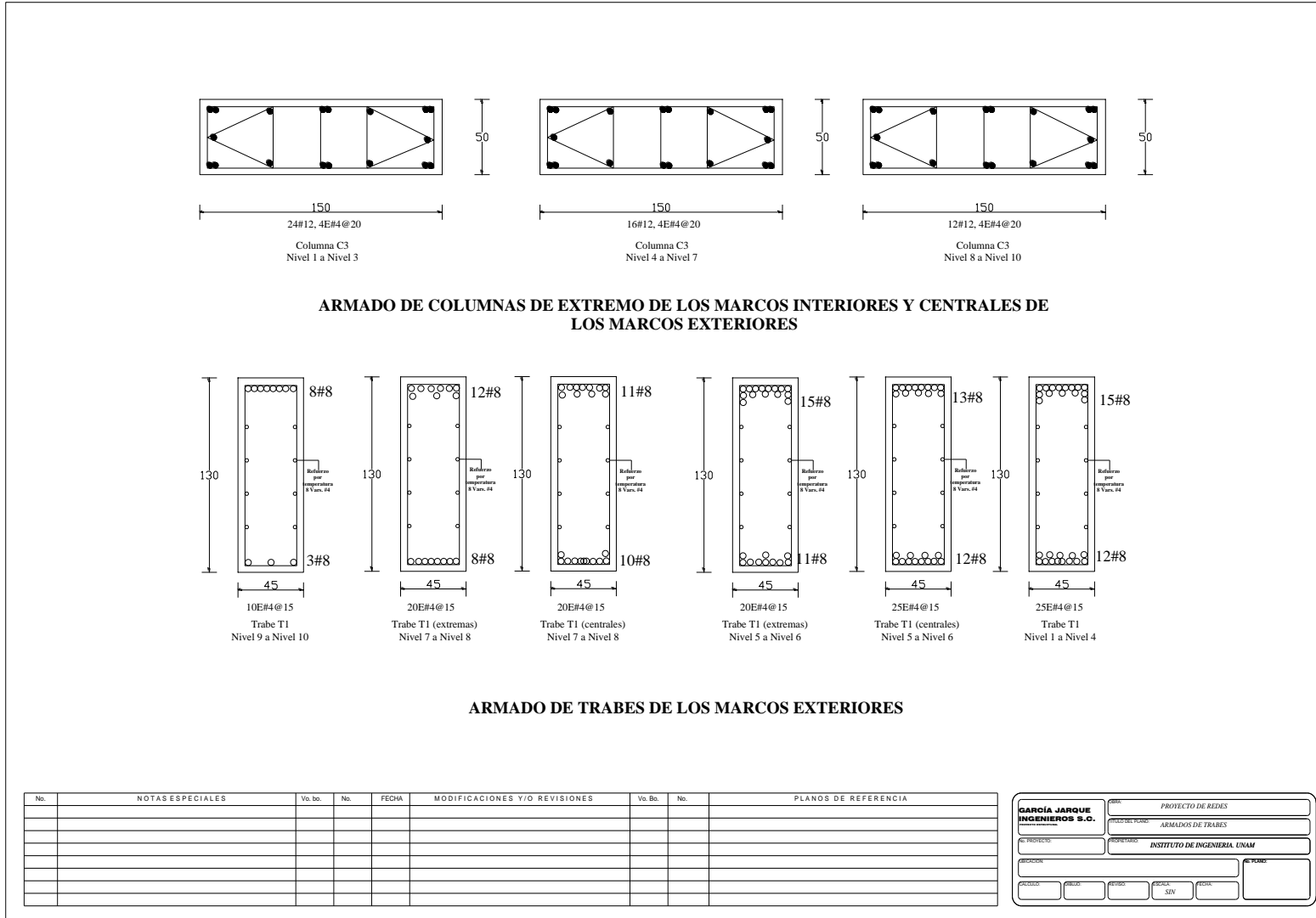


Figura A24. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

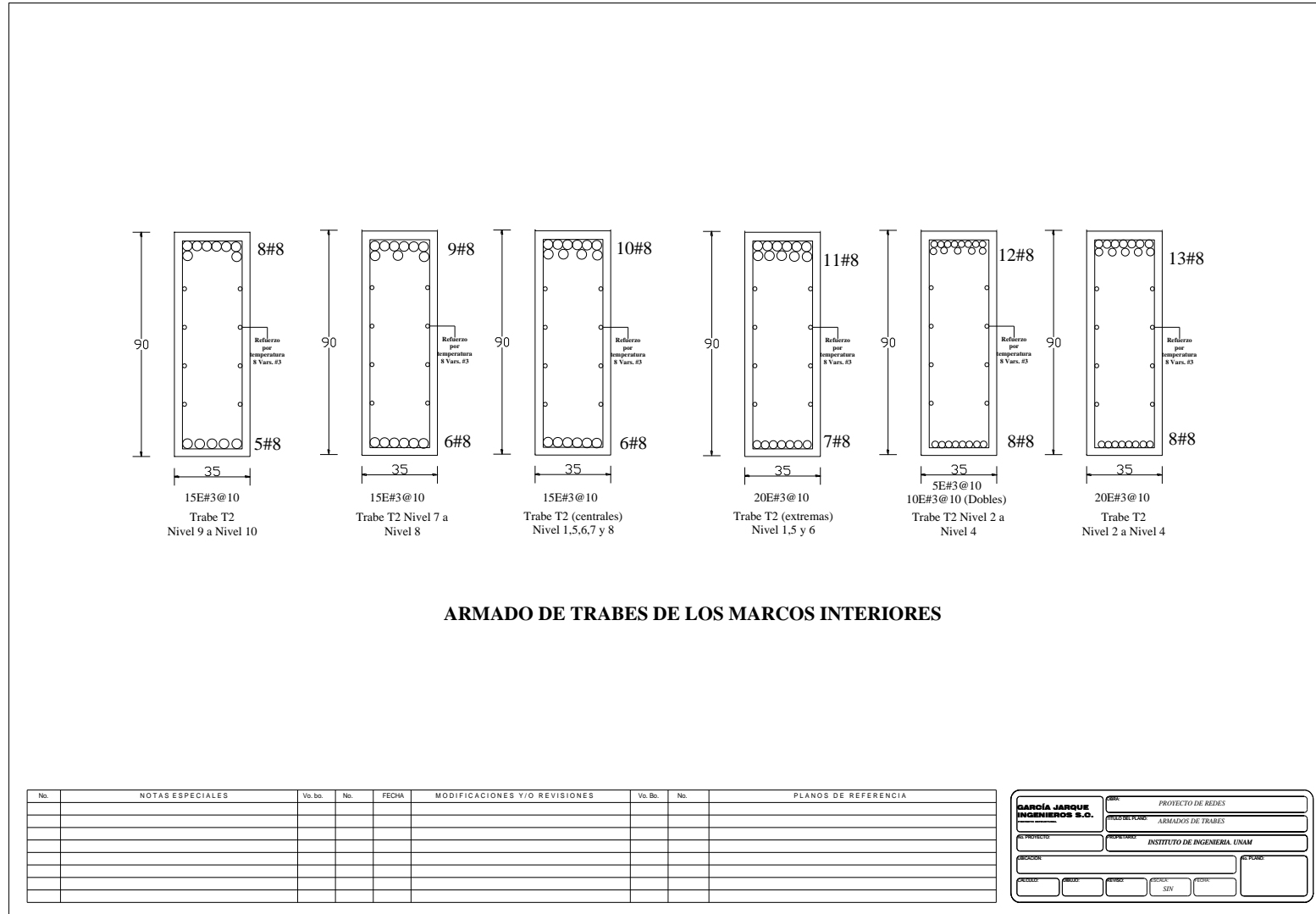


Figura A25. Detalles estructurales del edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

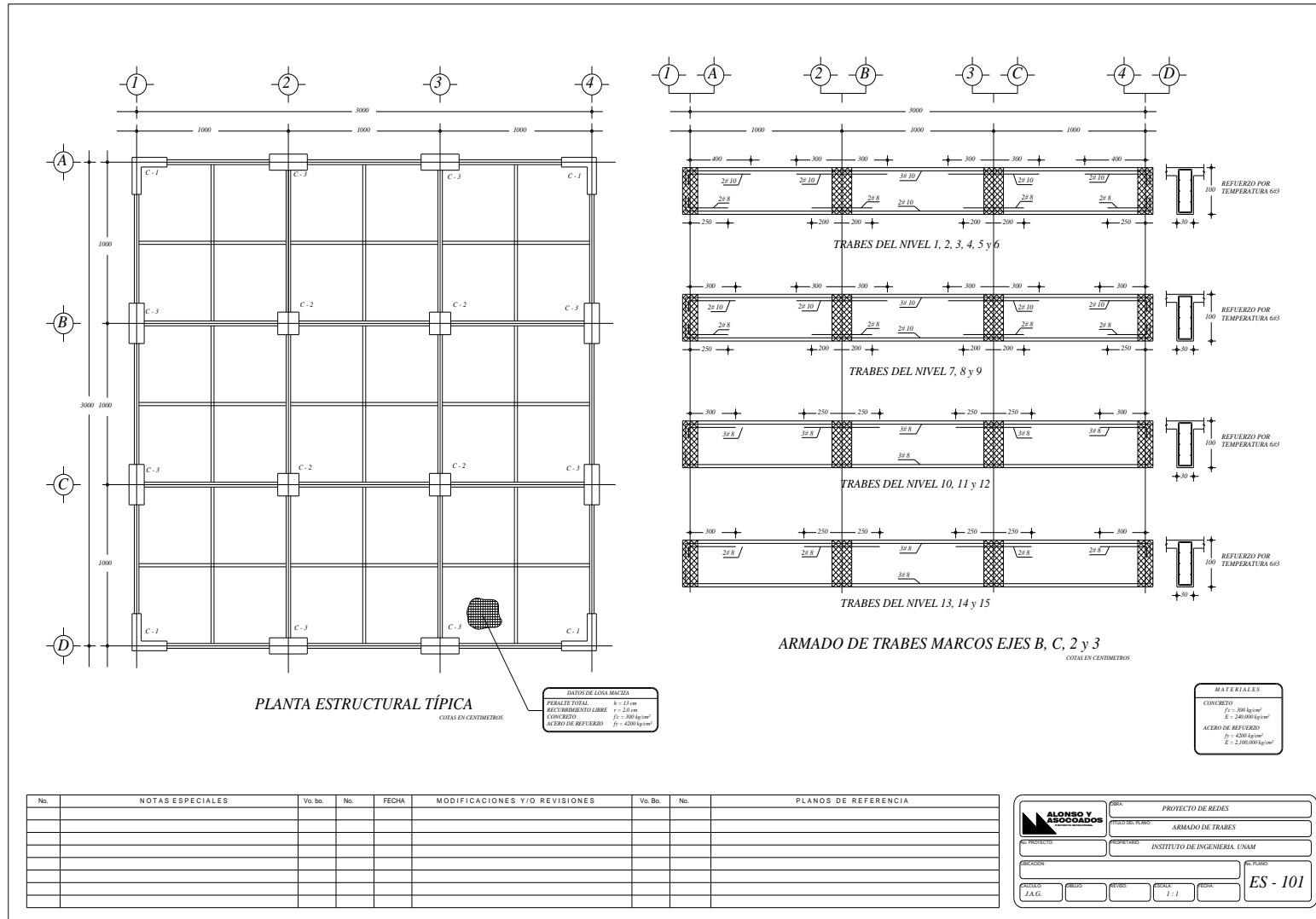


Figura A26. Detalles estructurales del edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04

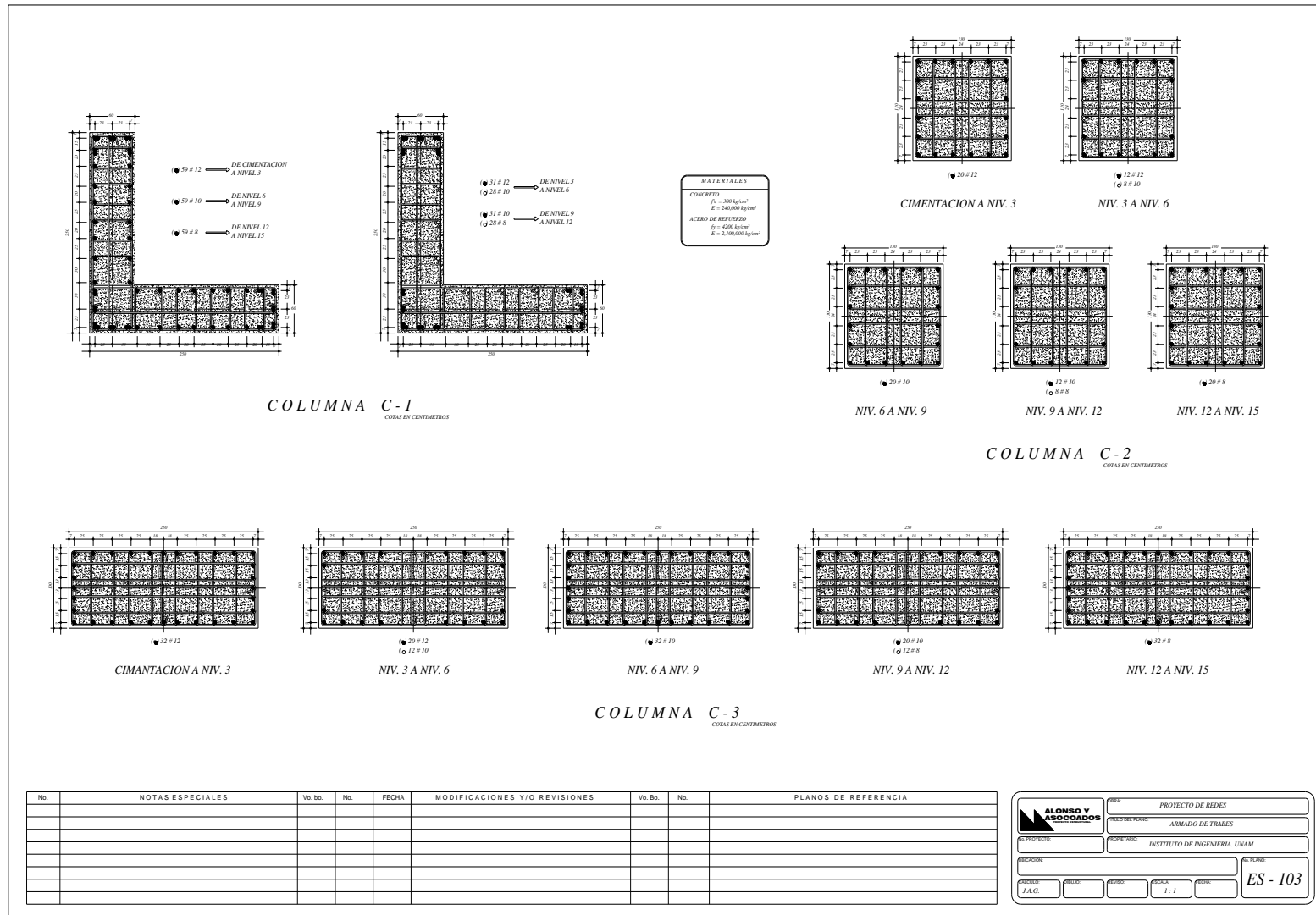


Figura A28. Detalles estructurales del edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04

APÉNDICE B

CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD Y DEDUCCIONES MATEMÁTICAS CONSIDERADAS EN EL DCFD

B.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD

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 \dots 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 aleatoria (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 función de 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 B.1 y B.2, respectivamente:

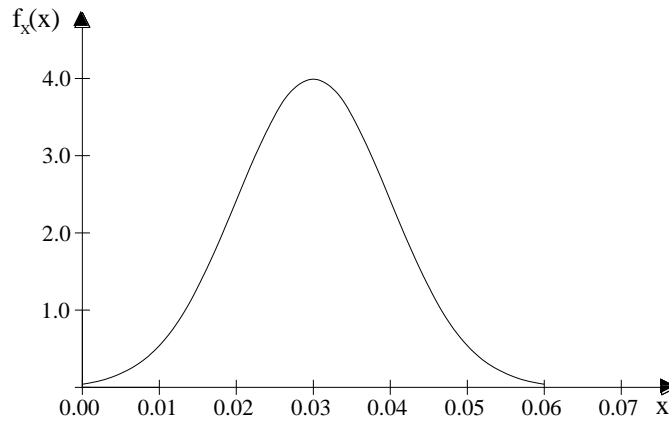


Figura B.1 Ejemplo de una PDF

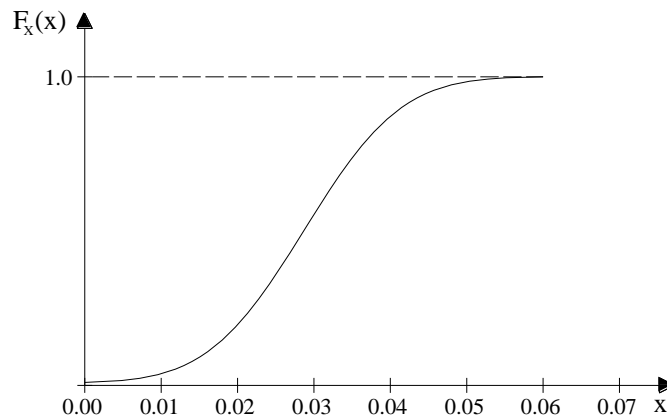


Figura B.2 Ejemplo de una CDF

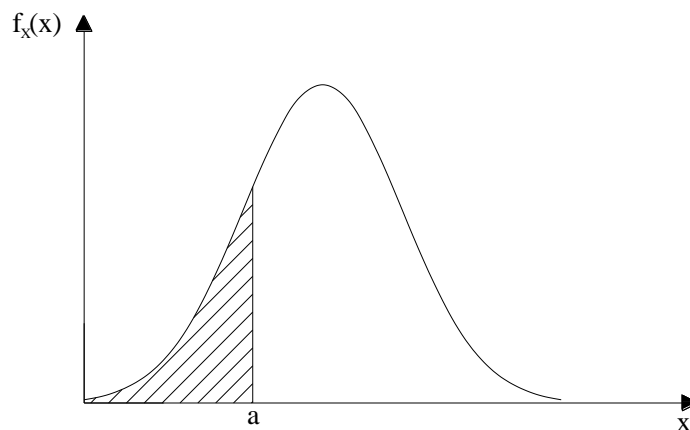


Figura B.3 Relación entre la CDF y la PDF descrita por la ecuación B.7

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:

$$0 \leq F_X(x) \leq 1 \tag{B.8}$$

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,

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

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

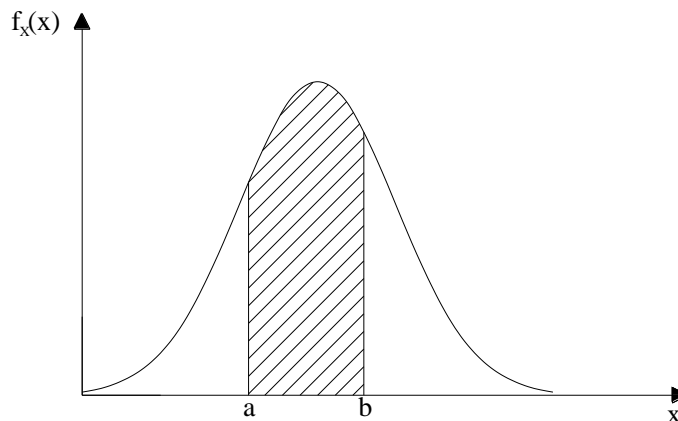


Figura B.4 Representación gráfica de la ecuación B.9

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 aleatoria se obtiene al hacer $g(x) = (x - \mu)^2$, denominada varianza de la variable aleatoria X o varianza de la distribución de probabilidad de X y se denota por σ_X^2 , la raíz cuadrada positiva de la varianza es la desviación estándar. La cantidad $x - \mu$, se llama 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:

$$\mu_X = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \tag{B.10}$$

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:

$$\sigma_X^2 = E(X^2) - \mu_X^2 \quad (\text{B.14})$$

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 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.5 muestra la forma general tanto de la PDF y la CDF de una variable aleatoria normal.

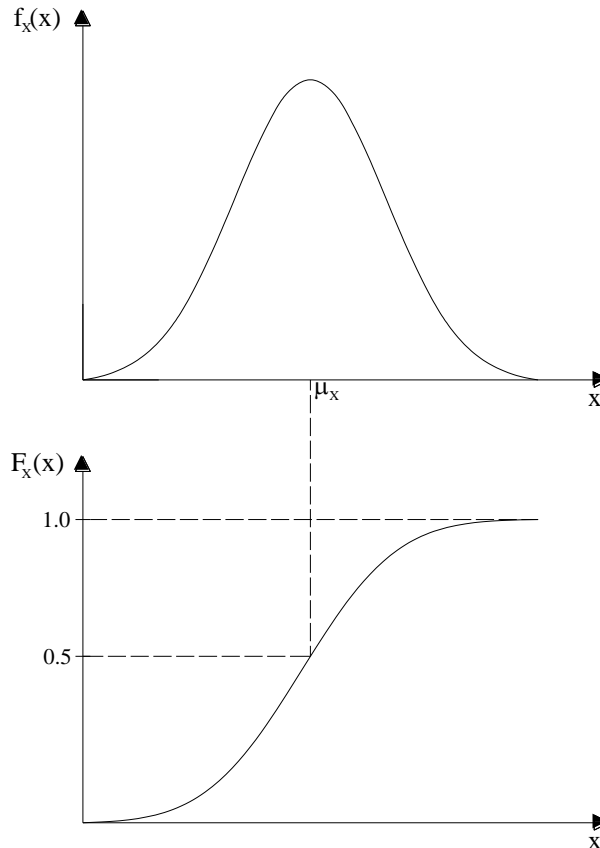


Figura B.5 PDF y CDF de una variable aleatoria normal

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 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 del $\ln(X)$, 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.

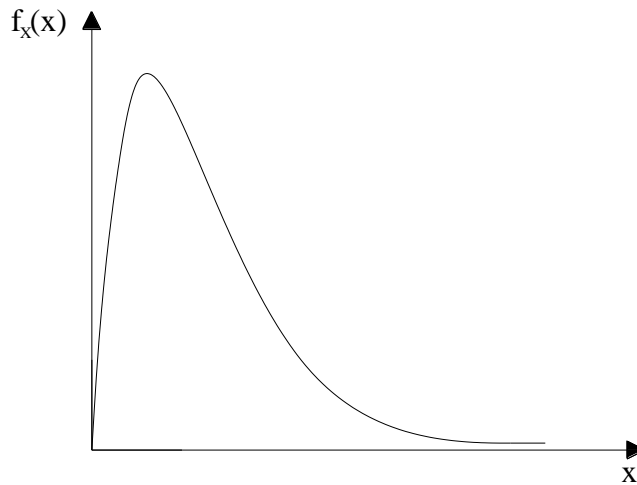


Figura B.6 PDF de una variable aleatoria logarítmica normal

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 ya se 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 con 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 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, 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 una 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

$$X_1 + X_2 + \dots + X_n \quad (\text{B.42})$$

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 una población con media μ y varianza σ^2 , y sea:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (\text{B.43})$$

la media muestral. Puesto que la multiplicación de una normal por una constante 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 constante $1/n$) se distribuirá aproximadamente como una normal, si el tamaño muestral es grande. Si se tiene en cuenta que \bar{X} tiene media μ y desviación típica σ/\sqrt{n} , la variable estandarizada:

$$\frac{\bar{X} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \quad (\text{B.44})$$

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: $\bar{X} \pm Z_{1-\alpha/2} \sigma/\sqrt{n}$.

Regresión Lineal Simple

Un modelo de regresión lineal simple relaciona a una variable dependiente y con una variable independiente x . Si se supone un conjunto de n observaciones (cada observación consta de un valor observado 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 incremento de una unidad en x . Si β_1 es positiva, el valor medio de y se incrementa cuando aumenta 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 monotónica creciente, siempre igual a la unidad al inicio de la vida ($R(0) = 1, R(\infty) = 0$). La confiabilidad está vinculada con la función de distribución acumulada $F(t)$ del tiempo en el momento de la falla de la siguiente manera $R(t) = 1 - F(t)$, 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 menor que un tiempo especificado t , en otras palabras, la probabilidad de que el sistema falle antes que se alcance el tiempo t (Todinov, 2005).

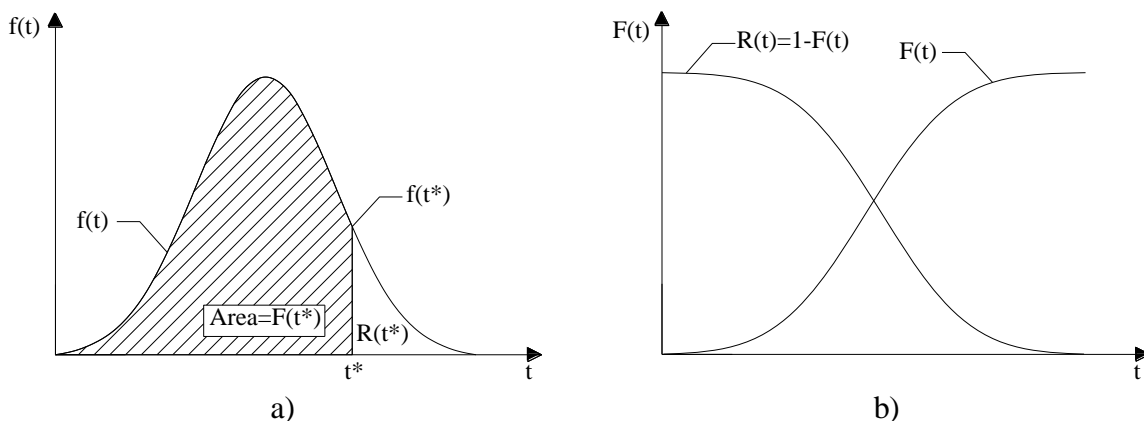


Figura B.7 a) función de densidad de falla, b) Función de confiabilidad y función de distribución acumulada del tiempo de falla

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 entepiso, mientras que la medida de intensidad denominada aceleración espectral en el formato DCFD, para la investigación desarrollada es la Pseudo-aceleración normalizada respecto a la gravedad (S_a/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 paso consiste en descomponer la probabilidad de exceder un estado límite con respecto a la demanda basada en desplazamiento utilizando el teorema de probabilidad total:

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

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:

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

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 $H_{Sa}(x)$. 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 $G_{Sa}(x)$.

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

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 la curvas de interés a partir de una ley de potencias (Luco y Cornell, 1998):

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

B.2.2 RELACIÓN ENTRE LA MEDIANA DE LA DEMANDA BASADA EN EL DESPLAZAMIENTO Y 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:

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

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 ($\ln \hat{D} = \ln a + b \ln x$) permitirá adaptar nuestro pares de datos de la respuesta de desplazamiento máximo de entrepiso y la aceleración espectral a una ley de potencias $a \cdot S_a^b$.

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

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:

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

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

Donde $\widehat{D}(x)$ 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:

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

La ecuación B.54 es equivalente a la ecuación 2.50 mostrada en el Capítulo 2: $\nu_D(d) = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P(D \geq d|y) dy$; sin embargo, en esta ecuación $dv(y)/dy$ representa la derivada de la curva de peligro sísmico, y es la intensidad sísmica, y $P(D \geq d|y)$ es la probabilidad condicional de que la distorsión máxima de entrepiso D se exceda de cierto valor d , dado un nivel de intensidad y .

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 $S_a = x$.

$$\begin{aligned} f_{S_a}(x) &= \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{P[x \leq S_a \leq x + \Delta x]}{\Delta x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{P[S_a \leq x + \Delta x] - P[S_a \leq x]}{\Delta x} \\ &= \frac{dF_{S_a}(x)}{dx} = \left| \frac{dG_{S_a}(x)}{dx} \right| \end{aligned} \quad (\text{B.62})$$

El peligro de aceleración espectral $H_{Sa}(x)$, es igual a $G_{Sa}(x)$ veces la tasa de sismicidad, v , como se estableció previamente en la ecuación B.50. Por lo tanto, la ecuación B.61 puede escribirse como:

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

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:

$$\begin{aligned} P[D > d | S_a = x] &= 1 - P[D \leq d | S_a = x] \\ &= 1 - P \left[\frac{\ln D - \text{medianal} \ln D}{\beta_{D|Sa}} \leq \frac{\ln d - \text{medianal} \ln D}{\beta_{D|Sa}} \mid S_a = x \right] \\ &= 1 - P \left[\frac{\ln D - \ln \hat{D}(x)}{\beta_{D|Sa}} \leq \frac{\ln d - \ln \hat{D}(x)}{\beta_{D|Sa}} \right] \\ &= 1 - \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{d}{a \cdot x^b} \right)}{\beta_{D|Sa}} \right) \end{aligned} \quad (\text{B.64})$$

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

Sustituyendo B.64 en B.63, tenemos:

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

La derivada del primer término de la ecuación anterior es:

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

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

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

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 límite de integración, tenemos:

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

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:

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

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 una 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.

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

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

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

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:

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

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:

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

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 (ν):

$$H_{LS} = \nu \cdot P_{LS} = \nu \cdot P[D \geq C] = \sum_{\text{toda } c} \nu \cdot P[D \geq c]P[C = c]
 \tag{B.74}$$

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:

$$H_D(c) = \nu \cdot P[D \geq c]
 \tag{B.75}$$

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

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

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, $f_c(c)dc$:

$$H_{LS} = \nu \cdot P_{LS} = \int H_D(c) \cdot f_c(c) \cdot dc
 \tag{B.77}$$

La integral mostrada en la ecuación B.70 del presente apéndice es equivalente a la ecuación 2.52 mostrada en el Capítulo 2 de la presente investigación: $\nu_F = \int_0^\infty \left| \frac{d\nu_D(d)}{dd} \right| P(C \geq d) dd$, en donde $P(D \geq d)$ representa la probabilidad de que la capacidad de deformación C sea menor que o igual a un valor dado de la distorsión máxima de entrepiso, d .

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

$$H_{LS} = \nu \cdot P_{LS} = \int H_D(c) \cdot f_c(c) \cdot dc = \int H_{Sa}(S_a^d) \cdot e^{\frac{1}{2}\frac{r^2}{b^2}\beta_{D|Sa}^2} f_c(c) \cdot dc
 \tag{B.78}$$

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

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

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

$$\begin{aligned} \text{mediana}(C) &= \hat{C} \\ \sigma_{\ln(C)} &= \beta_C \end{aligned}$$

Realizando un arreglo de términos, obtenemos:

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

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:

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

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

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

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:

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

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

Así, la ecuación B.82 puede expresarse como:

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

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 , la cual se puede expresar como:

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

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:

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

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

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

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

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

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

Realizando unos arreglos en la ecuación anterior, obtenemos:

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

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

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

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

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

Reorganizando los términos de la ecuación B.99 y recordando que $\hat{D}_{|S_a}^{P_0} = a \cdot \left(\frac{P_0}{k} \right)^b$:

$$\hat{C} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{r}{b} \beta_{RT}^2} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{r}{b} \beta_{UC}^2} \geq \hat{D}_{|S_a}^{P_0} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{r}{b} \beta_{RD}^2} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{r}{b} \beta_{UD}^2} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{r}{b} \beta_{UT}^2} \cdot e^{K_x \beta_{UT}} \quad (\text{B.100})$$

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

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

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

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

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

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

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

Despejando λ_x , obtenemos:

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

En la presente investigación, el parámetro denominado λ_x , es identificado como factor de confianza y denotado por $\lambda_{\text{confianza}}$, como se muestra en la ecuación 2.70 del Capítulo 2.

Si de la ecuación B.103 se despeja K_x , obtenemos:

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

El parámetro K_x fue presentado en la ecuación 2.71 del 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:

$$K_x = \frac{\ln(H_{LS}^x) - \ln \left[\bar{H}_{S_a}(S_a^C) \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} \beta_{RT}^2} \right]}{\beta_{H_{LS}}}$$

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 correspondientes, es decir, alrededor de \bar{H}_{LS} . Esto con la finalidad de obtener un intervalo de confianza de la siguiente manera:

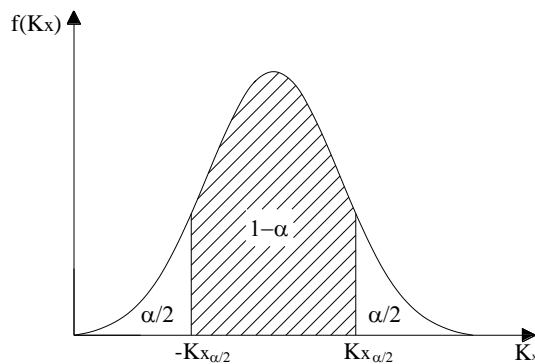


Figura B.8 Intervalo de confianza

APÉNDICE C

INFORMACIÓN DE ANÁLISIS DE COSTOS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

C.1 INFORMACIÓN DE ANÁLISIS DE COSTOS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

En el presente Apéndice, es mostrada la información empleada para realizar el análisis de costos de los edificios estudiados. Debido a que la configuración de los pares de edificios de 5, 10 y 15 niveles es similar, el análisis de costos se ha enfocado únicamente a los conceptos que impactarían en el costo total de la construcción de los mismos, siendo los conceptos de interés los mencionados a continuación:

- Suministro, habilitado, armado y colocación del acero estructural en traveses y columnas.
- Suministro y colocación de concreto premezclado bombeado en traveses y columnas.

Por otra parte, el análisis de costos se realiza a nivel de costos directos, debido a que los costos por indirectos, financiamiento, utilidad y cargos adicionales, se encontrarían en función de las condiciones de la empresa constructora que realizara la construcción de los edificios, por lo cual se considera que una comparativa basada en costos directos de los conceptos antes mencionados permite realizar una comparativa mediante la cual es posible evaluar qué diseño resulta más adecuado económicamente. Adicionalmente fue realizado un análisis cualitativo del daño en los edificios para un periodo de retorno posterior al asociado al estado límite de servicio ($T_R=60$ años para los edificios de 5 niveles, $T_R=30$ años para los edificios de 10 niveles y $T_R=10$ años para los edificios de 15 niveles), si bien no se aportan datos de costos de reparación, la cantidad de elementos con daño en cada caso permite identificar cuál de los diseños requeriría gastos superiores para su reparación.

C.1.1 TARJETAS DE ANÁLISIS DE COSTOS

A continuación son presentados los análisis a nivel de costos directos de los conceptos de interés, así como el análisis de los básicos involucrados en la integración del costo directo de dichos conceptos.

En las tablas C.1 y C.2 se presenta el análisis de básicos requeridos para obtener los costos directos de los conceptos de interés presentados en las tablas C.3, C.4 y C.5.

Tabla C.1. Análisis de básico B001(Cuadrilla No. I: 1 Oficial Fierro + 1 Ayudante)

ANÁLISIS DE BÁSICO					
B001	Cuadrilla No. 1 (1 Oficial Fierro + 1 Ayudante)				
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
O002	Oficial Fierro	Jor	1.0000	435.18	435.18
O001	Ayudante	Jor	1.0000	171.43	171.43
O005	Cabo (1er mando)	Jor	0.1000	505.40	50.54
O000	Seguridad e higiene	%MO	2.0000	657.15	13.14
O000	Herramienta Menor	%MO	3.0000	657.15	19.71
				Jor	690.01

Tabla C.2. Análisis de básico B002 (Cuadrilla No. II: 1 Oficial Albañil + 1 Peón)

ANÁLISIS DE BÁSICO					
B002		Cuadrilla No. II (1 Oficial Albañil + 1 Peón)			
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
O004	Oficial Albañil	Jor	1.0000	341.55	341.55
O003	Peon	Jor	4.0000	225.34	901.36
O005	Cabo (1er mando)	Jor	0.1000	505.40	50.54
O000	Seguridad e higiene	%MO	2.0000	1,293.46	25.87
O000	Herramienta Menor	%MO	3.0000	1,293.46	38.80
				Jor	1,358.13

Tabla C.3. Análisis de Costo Directo de concepto ACE-001 (Suministro, habilitado , armado y colocación de acero de refuerzo en trabes y columnas, $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

ANÁLISIS DE COSTO DIRECTO					
ACE-001	SUMINISTRO, HABILITADO, ARMADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO EN TRABES Y COLUMNAS, $F_y=4200 \text{ KG/CM}^2$ DIVERSOS DIAMETROS DESDE # 3 AL 12, A CUALQUIER ALTURA Y NIVEL, INCLUYE: DOBLESES, GANCHOS, TRASLAPES Y DESPERDICIO DE ACERO, ALAMBRE RECOCIDO PARA AMARRES, MANO DE OBRA, SUMINISTRO DE MATERIALES, EQUIPO Y HERRAMIENTA.				kg
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Conceptos					
M001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1.0800	\$10.60	\$11.45
B001	Cuadrilla tipo I (1 Oficial fierro + 1 Ayudante)	JOR	0.0080	690.01	\$5.52
M002	Alambre recocido No.18	KG	0.0300	13.93	\$0.42
Suma de conceptos					\$17.39
Costo Directo					\$17.39

Tabla C.4. Análisis de Costo Directo de concepto CON-001 (Suministro y colocación de concreto premezclado bombeado para traveses y columnas, $f'c=250$ kg/cm²)

ANÁLISIS DE COSTO DIRECTO					
CON-001	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO PREMEZCLADO BOMBEABLE PARA TRABES Y COLUMNAS, F'C=250 KG/CM2, R.N. T.M.A. 3/4", REVENIMIENTO DE 10 (+/- 2). INCLUYE: VACIADO, VIBRADO, CURADO, NIVELADO, MANO DE OBRA, SUMINISTRO DE MATERIALES, EQUIPO Y HERRAMIENTA.				m3
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
Materiales					
BS001	Concreto Prem. Fc=250kg/cm2 AM=3/4"	m3	1.05000	\$ 850.00	\$ 892.50
BS002	Bombeo de Concreto hasta 28m	m3	1.05000	\$ 110.00	\$ 115.50
M003	Membrana de curado base agua	Lts	1.25000	\$ 12.40	\$ 15.50
Suma de Materiales					\$ 1,023.50
Mano de Obra					
B002	Cuadrilla tipo II (1 Oficial albañil + 4 peones)	jor	0.04000	\$ 1,358.13	\$ 54.33
Suma de Mano de Obra					\$ 54.33
Equipo					
E001	Vibrador de Concreto M-3000	Hr	0.30000	\$ 64.60	\$ 19.38
Suma de Equipo					\$ 19.38
Conceptos					
I001	Costo M3 de Agua	m3	0.20000	\$ 35.52	\$ 7.10
Suma de Conceptos					\$ 7.10
Costo Directo					\$ 1,104.31

Tabla C.5. Análisis de Costo Directo de concepto CON-002 (Suministro y colocación de concreto premezclado bombeado para traveses y columnas, $f'c=300$ kg/cm²)

ANÁLISIS DE COSTO DIRECTO					
CON-002	SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO PREMEZCLADO BOMBEABLE PARA LA TRABES Y COLUMNAS F'C=300 KG/CM2, R.N. T.M.A. 3/4", REVENIMIENTO DE 10 (+/- 2). INCLUYE: VACIADO, VIBRADO, CURADO, NIVELADO, MANO DE OBRA, SUMINISTRO DE MATERIALES, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	m3			
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
	Materiales				
BS003	Concreto Prem. Fc=300kg/cm2 AM=3/4"	m3	1.05000	\$ 1,120.00	\$ 1,176.00
BS002	Bombeo de Concreto hasta 28m	m3	1.05000	\$ 110.00	\$ 115.50
M003	Membrana de curado base agua	Lts	1.25000	\$ 12.40	\$ 15.50
	Suma de Materiales				\$ 1,307.00
	Mano de Obra				
B002	Cuadrilla tipo II (1 Oficial albañil + 4 peones)	jor	0.04000	\$ 1,358.13	\$ 54.33
	Suma de Mano de Obra				\$ 54.33
	Equipo				
E001	Vibrador de Concreto M-3000	Hr	0.30000	\$ 64.60	\$ 19.38
	Suma de Equipo				\$ 19.38
	Conceptos				
I001	Costo M3 de Agua	m3	0.20000	\$ 35.52	\$ 7.10
	Suma de Conceptos				\$ 7.10
	Costo Directo				\$ 1,387.81

C.1.2 ANÁLISIS DE FACTOR DE SALARIO REAL

A continuación se presenta la obtención del Factor de salario real para la mano de obra requerida para la ejecución de los básicos B001 y B002 mencionados en la sección anterior.

Tabla C.6. Salarios para la mano de obra requerida para los básicos B001 y B002

CLAVE	CONCEPTO	SALARIO SEMANAL	7 DIAS	SALARIO BASE	F.S.R.	SALARIO REAL	UNIDAD
O001	Ayudante	1200	7	171.43	1.72	294.95	Jor
O002	Oficial Fierro	1800	7	257.14	1.69	435.18	Jor
O003	Peón	900	7	128.57	1.75	225.34	Jor
O004	Oficial Albañil	1400	7	200.00	1.71	341.55	Jor
O005	Cabo (1er mando)	2100	7	300.00	1.68	505.40	Jor

Tabla C.7. Incremento por Ley Federal del Trabajo

<u>DIAS NO LABORABLES</u>		<u>DIAS LABORABLES</u>	
No. de domingos en el periodo	52	Días calendario al año DCA	365
Descansos por ley en el periodo	7.17	Días no laborales DNL	73.17
Vacaciones por ley en periodo	6	DL	291.83
Días por costumbre	3	<u>DIAS PAGADOS</u>	
Días por enfermedad	3	Días calendario al año	365
Días por lluvia	2	Gratificación anual	15.00
Otros	0	Prima vacacional	1.50
DNL	73.17	DP	381.50
Incremento por Ley Federal del Trabajo = DP/DL = 1.30727 o bien 30.73%			

Tabla C.8. Datos para Factor de Salario Real (FSR) de un Ayudante

DATOS PARA FACTOR DE SALARIO REAL			
CATEGORÍA	Ayudante		
	SALARIO BASE DIARIO	171.43	
SALARIO MINIMO DIARIO DE LA ZONA	64.76	SMZA	ZONA "A"
FACTOR DE DEMANDA (MERCADO)	2.65	FD	
SALARIO MINIMO GENERAL DEL D.F.	64.76	SMGDF	ZONA "A"

Tabla C.9. Datos para Factor de Salario Real (FSR) par aun Oficial Fierro

DATOS PARA FACTOR DE SALARIO REAL			
CATEGORÍA	Oficial Fierro		
	SALARIO BASE DIARIO	257.14	
SALARIO MINIMO DIARIO DE LA ZONA	64.76	SMZA	ZONA "A"
FACTOR DE DEMANDA (MERCADO)	3.97	FD	
SALARIO MINIMO GENERAL DEL D.F.	64.76	SMGDF	ZONA "A"

Tabla C.10. Datos para Factor de Salario Real (FSR) para Peón

DATOS PARA FACTOR DE SALARIO REAL			
CATEGORÍA	Peón		
	SALARIO BASE DIARIO	128.57	
SALARIO MINIMO DIARIO DE LA ZONA	64.76	SMZA	ZONA "A"
FACTOR DE DEMANDA (MERCADO)	1.99	FD	
SALARIO MINIMO GENERAL DEL D.F.	64.76	SMGDF	ZONA "A"

Tabla C.11. Datos para Factor de Salario Real (FSR) para Oficial Albañil

DATOS PARA FACTOR DE SALARIO REAL			
CATEGORÍA	Oficial Albañil		
SALARIO BASE DIARIO	200.00	SB	ZONA "A"
SALARIO MINIMO DIARIO DE LA ZONA	64.76	SMZA	
FACTOR DE DEMANDA (MERCADO)	3.09	FD	
SALARIO MINIMO GENERAL DEL D.F.	64.76	SMGDF	ZONA "A"

Tabla C.12. Datos para Factor de Salario Real (FSR) para Cabo

DATOS PARA FACTOR DE SALARIO REAL			
CATEGORÍA	Cabo (1er mando)		
SALARIO BASE DIARIO	300.00	SB	ZONA "A"
SALARIO MINIMO DIARIO DE LA ZONA	64.76	SMZA	
FACTOR DE DEMANDA (MERCADO)	4.63	FD	
SALARIO MINIMO GENERAL DEL D.F.	64.76	SMGDF	ZONA "A"

Tabla C.13. Incremento por Ley del Seguro Social y FSR para Ayudante

FACTOR DE SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (FSBC)=		DP/DCA =	1.04521			
SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (SBC) =		FSBCxSB =	179.18			
CUOTAS INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL						
Enfermedad y maternidad						
	Prestaciones en especie (fija)	20.40%	64.76	13.2110	7.3731%	
	Prestaciones en especie (adicional excedente)	1.10%	0.00	0.0000	0.0000%	
	Prestaciones en dinero	0.70%	179.18	1.2542	0.70%	
	Gastos médicos pensionados	1.05%	179.18	1.8814	1.05%	
	Invalidez y vida	1.75%	179.18	3.1356	1.75%	
	Guarderías	1.00%	179.18	1.7918	1.00%	
Retiro, Cesantía y Vejez						
	Retiro	2.00%	179.18	3.5836	2.00%	
	Cesantía y Vejez	3.15%	179.18	5.6441	3.15%	
	Nómina	2.00%	179.18	3.5836	2.00%	
	INFONAVIT	5.00%	179.18	8.9589	5.00%	
	Riesgo de trabajo	7.58875%	179.18	13.5974	7.59%	
				Suma IMSS	56.64	31.61%
Incremento por Ley del Seguro Social =		IMSS/SB =	0.31612	o bien	31.61%	
		Ps x (Tp-Te)/Tl	0.413252	41.33%		
Factor de Salario Real = LFT + LSS =			1.72052	o bien	72.0520%	

Tabla C.14. Incremento por Ley del Seguro Social y FSR para Oficial Fierro

FACTOR DE SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (FSBC)=		DP/DCA =	1.04521			
SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (SBC) =		FSBCxSB =	268.77			
CUOTAS INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL						
Enfermedad y maternidad						
	Prestaciones en especie (fija)	20.40%	64.76	13.2110	4.9154%	
	Prestaciones en especie (adicional excedente)	1.10%	74.49	0.8194	0.3049%	
	Prestaciones en dinero	0.70%	268.77	1.8814	0.70%	
	Gastos médicos pensionados	1.05%	268.77	2.8221	1.05%	
	Invalidez y vida	1.75%	268.77	4.7034	1.75%	
	Guarderías	1.00%	268.77	2.6877	1.00%	
Retiro, Cesantía y Vejez						
	Retiro	2.00%	268.77	5.3753	2.00%	
	Cesantía y Vejez	3.15%	268.77	8.4662	3.15%	
	Nómina	2.00%	268.77	5.3753	2.00%	
	INFONAVIT	5.00%	268.77	13.4384	5.00%	
	Riesgo de trabajo	7.58875%	268.77	20.3961	7.59%	
				Suma IMSS	79.18	29.46%
Incremento por Ley del Seguro Social =		IMSS/SB =	0.29459	o bien	29.46%	
		Ps x (Tp-Te)/Tl	0.3851085		38.51%	
Factor de Salario Real = LFT + LSS =			1.69238	o bien	69.2376%	

Tabla C.15. Incremento por Ley del Seguro Social y FSR para Peón

FACTOR DE SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (FSBC)=		DP/DCA =	1.04521			
SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (SBC) =		FSBCxSB =	134.38			
CUOTAS INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL						
Enfermedad y maternidad						
	Prestaciones en especie (fija)	20.40%	64.76	13.2110	9.8308%	
	Prestaciones en especie (adicional excedente)	1.10%	0.00	0.0000	0.0000%	
	Prestaciones en dinero	0.70%	134.38	0.9407	0.70%	
	Gastos médicos pensionados	1.05%	134.38	1.4110	1.05%	
	Invalidez y vida	1.75%	134.38	2.3517	1.75%	
	Guarderías	1.00%	134.38	1.3438	1.00%	
Retiro, Cesantía y Vejez						
	Retiro	2.00%	134.38	2.6877	2.00%	
	Cesantía y Vejez	3.15%	134.38	4.2331	3.15%	
	Nómina	2.00%	134.38	2.6877	2.00%	
	INFONAVIT	5.00%	134.38	6.7192	5.00%	
	Riesgo de trabajo	7.58875%	134.38	10.1980	7.59%	
				Suma IMSS	45.78	34.07%
Incremento por Ley del Seguro Social =		IMSS/SB =	0.34070	o bien	34.07%	
		Ps x (Tp-Te)/Tl	0.4453809		44.54%	
Factor de Salario Real = LFT + LSS =			1.75265	o bien	75.2649%	

Tabla C.16. Incremento por Ley del Seguro Social y FSR para Oficial Albañil

FACTOR DE SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (FSBC)=		DP/DCA =	1.04521			
SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (SBC) =		FSBCxSB =	209.04			
CUOTAS INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL						
Enfermedad y maternidad						
	Prestaciones en especie (fija)	20.40%	64.76	13.2110	6.3198%	
	Prestaciones en especie (adicional excedente)	1.10%	14.76	0.1624	0.0777%	
	Prestaciones en dinero	0.70%	209.04	1.4633	0.70%	
	Gastos médicos pensionados	1.05%	209.04	2.1949	1.05%	
	Invalidez y vida	1.75%	209.04	3.6582	1.75%	
	Guarderías	1.00%	209.04	2.0904	1.00%	
Retiro, Cesantía y Vejez						
	Retiro	2.00%	209.04	4.1808	2.00%	
	Cesantía y Vejez	3.15%	209.04	6.5848	3.15%	
	Nómina	2.00%	209.04	4.1808	2.00%	
	INFONAVIT	5.00%	209.04	10.4521	5.00%	
	Riesgo de trabajo	7.58875%	209.04	15.8636	7.59%	
				Suma IMSS	64.04	30.64%
Incremento por Ley del Seguro Social =		IMSS/SB =	0.30636	o bien	30.64%	
		Ps x (Tp-Te)/Tl	0.4004979		40.05%	
Factor de Salario Real = LFT + LSS =			1.70777	o bien	70.7766%	

Tabla C.17. Incremento por Ley del Seguro Social y FSR para Cabo

FACTOR DE SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (FSBC)=		DP/DCA =	1.04521			
SALARIO BASE DE COTIZACIÓN (SBC) =		FSBCxSB =	313.56			
CUOTAS INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL						
Enfermedad y maternidad						
	Prestaciones en especie (fija)	20.40%	64.76	13.2110	4.2132%	
	Prestaciones en especie (adicional excedente)	1.10%	119.28	1.3121	0.4184%	
	Prestaciones en dinero	0.70%	313.56	2.1949	0.70%	
	Gastos médicos pensionados	1.05%	313.56	3.2924	1.05%	
	Invalidez y vida	1.75%	313.56	5.4873	1.75%	
	Guarderías	1.00%	313.56	3.1356	1.00%	
Retiro, Cesantía y Vejez						
	Retiro	2.00%	313.56	6.2712	2.00%	
	Cesantía y Vejez	3.15%	313.56	9.8772	3.15%	
	Nómina	2.00%	313.56	6.2712	2.00%	
	INFONAVIT	5.00%	313.56	15.6781	5.00%	
	Riesgo de trabajo	7.58875%	313.56	23.7954	7.59%	
				Suma IMSS	90.53	28.87%
Incremento por Ley del Seguro Social =		IMSS/SB =	0.28870	o bien	28.87%	
		Ps x (Tp-Te)/Tl	0.3774137		37.74%	
Factor de Salario Real = LFT + LSS =			1.68468	o bien	68.4682%	

C.1.3. ANÁLISIS DE COSTOS DIRECTOS TOTALES DE LOS EDIFICIOS

En la tabla C.18 son presentadas las cantidades, los costos directos e importes totales para los conceptos de interés seleccionados, de los edificios de 5 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04.

Tabla C.18. Costo Directo total de los conceptos de interés para los edificios de 5 niveles

Edificio de 5 niveles (ACI318-08)			
Concepto	Cantidad	Costo Directo	Importe
CON-001	599.00 m ³	\$1,104.31	\$661,481.69
ACE-001	117,125.00 kg	\$17.39	\$2'036,332.06
Total =			\$2'697,813.24
Edificio de 5 niveles (RCDF-04)			
CON-001	558.00 m ³	\$1,104.31	\$616,204.50
ACE-001	122,265.00 kg	\$17.39	\$2'125,695.96
Total =			\$2'741,900.47

En la tabla C.19 son presentadas las cantidades, los costos directos e importes totales para los conceptos de interés seleccionados, de los edificios de 10 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04.

Tabla C.19. Costo Directo total de los conceptos de interés para los edificios de 10 niveles

Edificio de 10 niveles (ACI318-08)			
Concepto	Cantidad	Costo Directo	Importe
CON-001	1,721.00 m ³	\$1,104.31	\$1'900,516.00
ACE-001	381,911.00 kg	\$17.39	\$6'639,894.25
Total =			\$8'540,410.29
Edificio de 10 niveles (RCDF-04)			
CON-001	1,695.00 m ³	\$1,104.31	\$1'871,804.00
ACE-001	385,915.00 kg	\$17.39	\$6'709,507.69
Total =			\$8'581,311.69

En la tabla C.20 son presentadas las cantidades, los costos directos e importes totales para los conceptos de interés seleccionados, de los edificios de 15 niveles diseñados con el ACI318-08 y el RCDF-04.

Tabla C.20. Costo Directo total de los conceptos de interés para los edificios de 15 niveles

Edificio de 15 niveles (ACI318-08)			
Concepto	Cantidad	Costo Directo	Importe
CON-002	3,599.00 m ³	\$1,387.81	\$4'994,710.72
ACE-001	803,722.00 kg	\$17.39	\$13'973,488.82
Total =			\$18'968,199.54
Edificio de 15 niveles (RCDF-04)			
CON-002	3,932.00 m ³	\$1,387.81	\$5'456,849.84
ACE-001	809,858.00 kg	\$17.39	\$14'080,169.15
Total =			\$19'537,018.98

C.1.4. IDENTIFICACIÓN DE ELEMENTOS CON DAÑO EN LOS EDIFICIOS

En la Figura C.1 es presentado el modelo del edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08, se aprecia en color rojo aquellos elementos con daño para un periodo de retorno de 60 años.

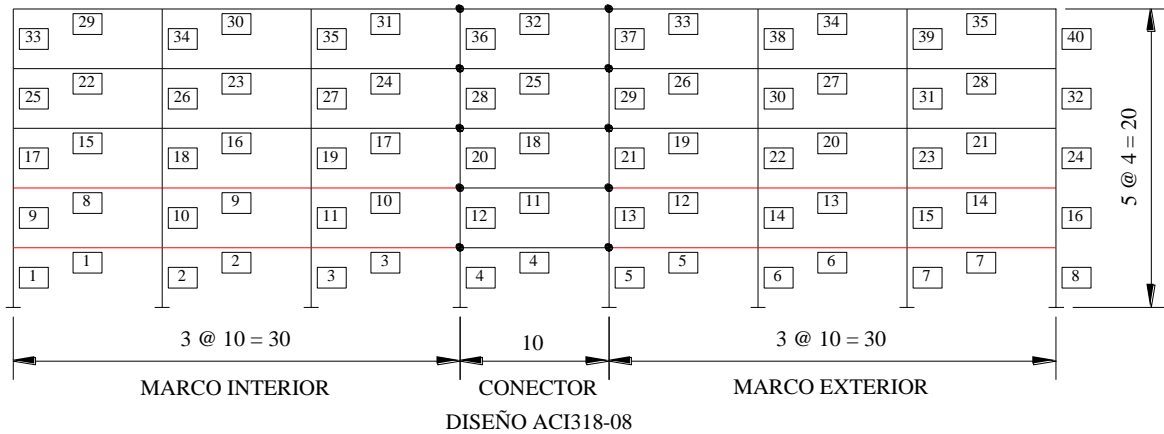


Figura C.1 Elementos estructurales con daño del edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08

En la Figura C.2 es presentado el modelo del edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04, se aprecia en color rojo aquellos elementos con daño para un periodo de retorno de 60 años.

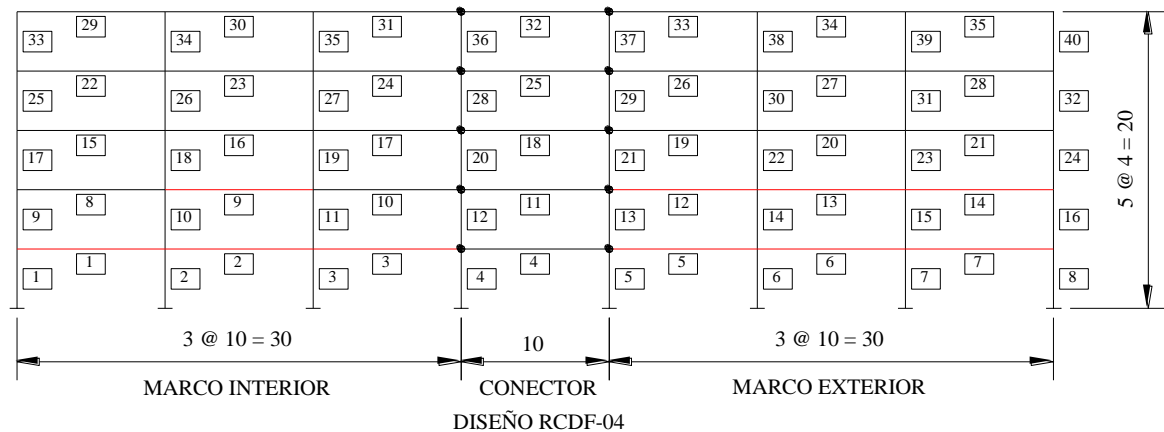


Figura C.2 Elementos estructurales con daño del edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04

Como se aprecia en las Figuras C.1 y C.2, el edificio de 5 niveles diseñado con el ACI318-08 presenta daño en 12 trabes y no presenta daño en columnas. Mientras que el edificio de 5 niveles diseñado con el RCDF-04 presenta daño en 10 trabes y no presenta daño en columnas.

En la Figura C.3 es presentado el modelo del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08, se aprecia en color rojo aquellos elementos con daño para un periodo de retorno de 30 años.

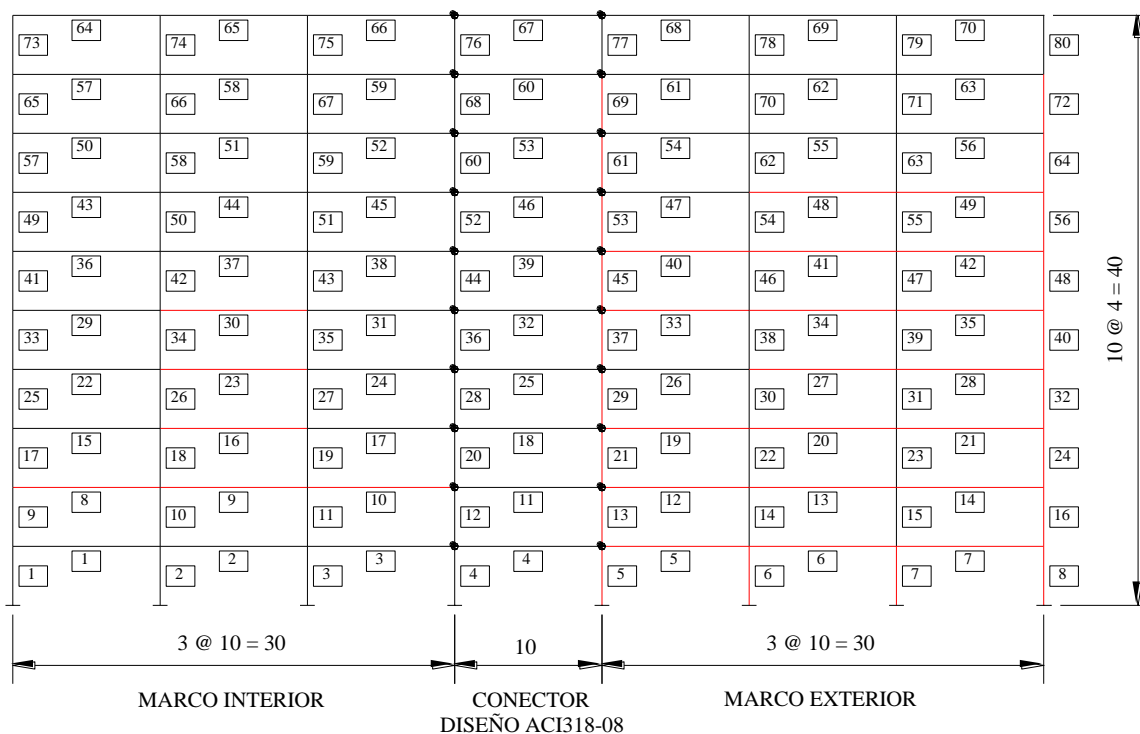


Figura C.3 Elementos estructurales con daño del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08

En la Figura C.4 es presentado el modelo del edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08, se aprecia en color rojo aquellos elementos con daño para un periodo de retorno de 30 años.

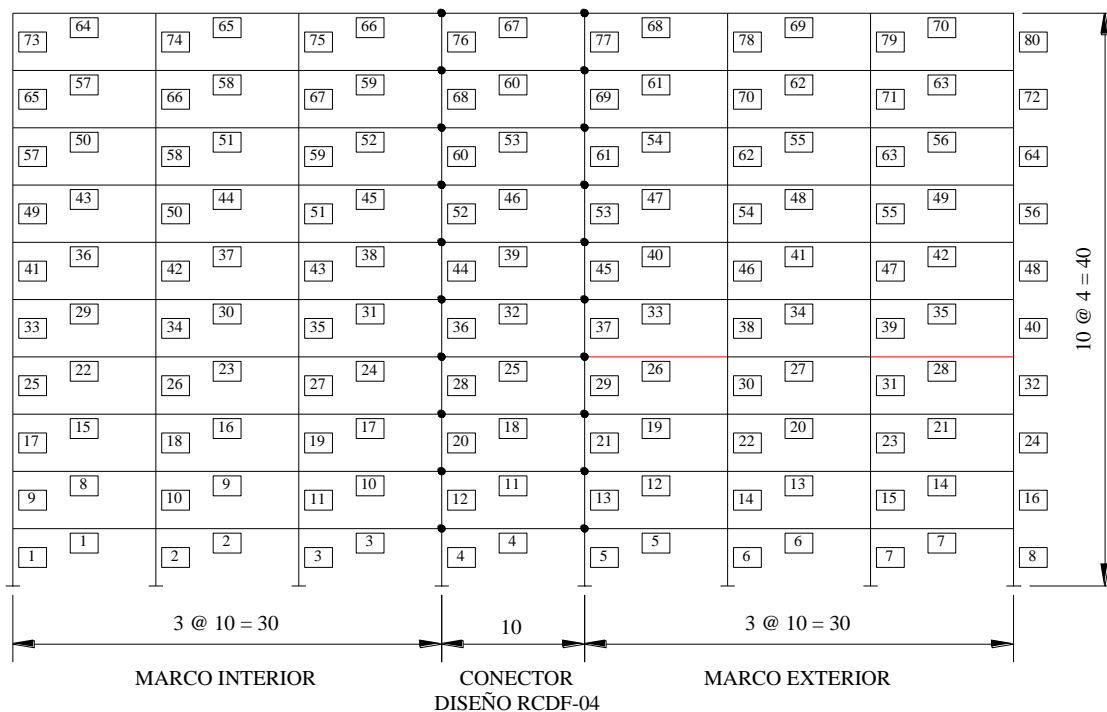


Figura C.4 Elementos estructurales con daño del edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04

Como se aprecia en las Figuras C.1 y C.2, el edificio de 10 niveles diseñado con el ACI318-08 presenta daño en 20 columnas y 25 traves, teniendo un total de 45 elementos con daño. Mientras que el edificio de 10 niveles diseñado con el RCDF-04 presenta daño en 2 traves y no presenta daño en columnas.

En la Figura C.5 es presentado el modelo del edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08, se aprecia en color rojo aquellos elementos con daño para un periodo de retorno de 10 años.

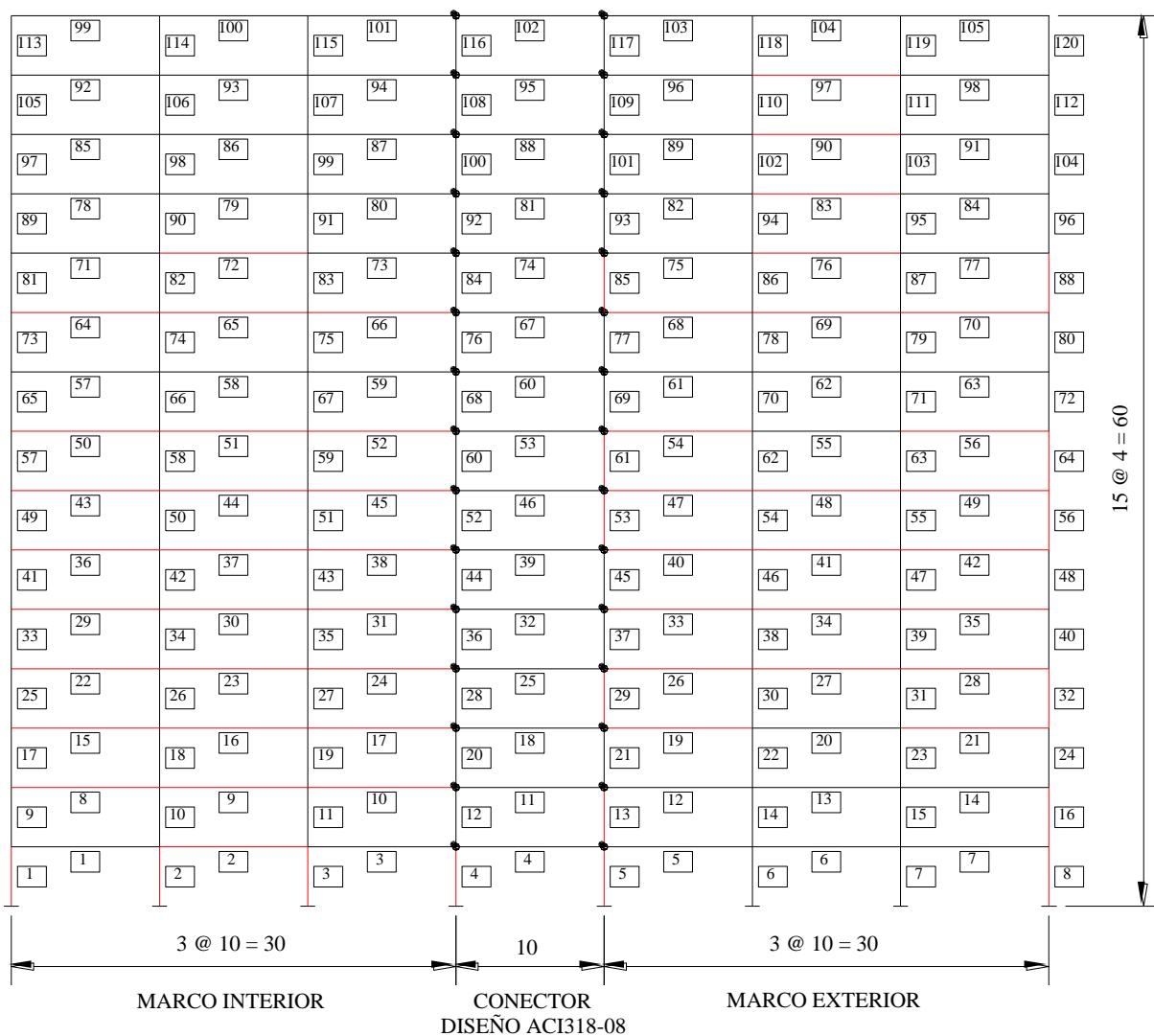


Figura C.5 Elementos estructurales con daño del edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08

En la Figura C.6 es presentado el modelo del edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04, se aprecia en color rojo aquellos elementos con daño para un periodo de retorno de 10 años.

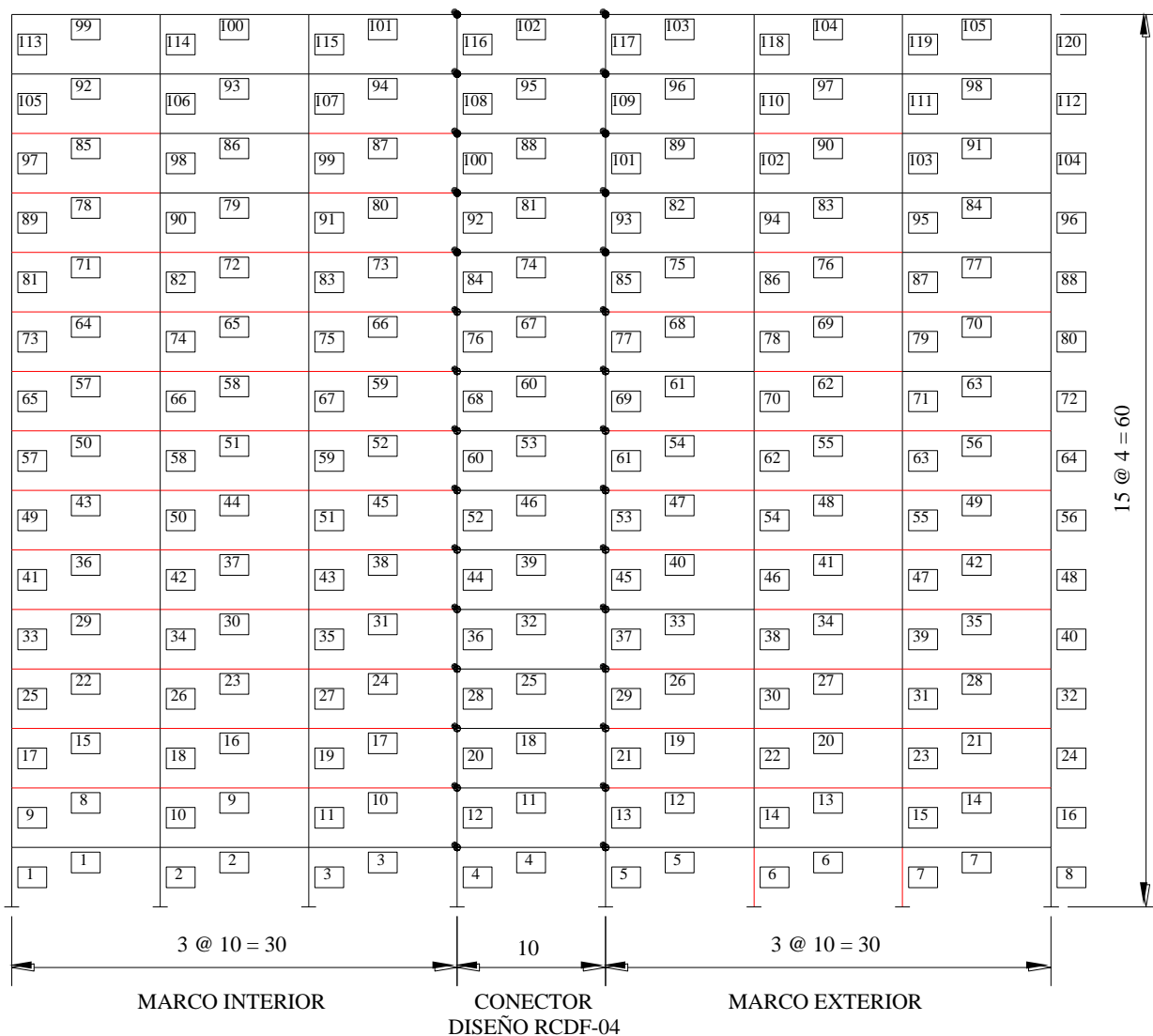


Figura C.6 Elementos estructurales con daño del edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04

Como se aprecia en las Figuras C.5 y C.6, el edificio de 15 niveles diseñado con el ACI318-08 presenta daño en 16 columnas y 49 trabes, teniendo un total de 65 elementos con daño. Mientras que el edificio de 15 niveles diseñado con el RCDF-04 presenta daño en 2 columnas y 60 trabes, teniendo un total de 62 elementos con daño.