



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

***“PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA EDIFICIOS
ESTRUCTURADOS CON VIGAS DE ACERO Y
COLUMNAS DE CONCRETO”***

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

RAFAEL SÁNCHEZ TAVERA

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ALONSO GÓMEZ BERNAL**

MÉXICO, D. F.

NOVIEMBRE DE 2014

DEDICATORIA

Este trabajo y mi Posgrado se lo dedico a mi esposa Priscila por ser mi motivación a querer ser algo más en la vida y alcanzar mis metas. A mis papás por su apoyo y paciencia a través de mi estancia en la UAM y a mi familia por la ausencia de mi persona en muchas ocasiones. Gracias a todos.

RAFAEL SÁNCHEZ TAVERA

AGRADECIMIENTOS.

A LAS SIGUIENTES INSTITUCIONES.

Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco (UAMA), al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), y al Área de estructuras del Departamento de Materiales de la Universidad, por los apoyos brindados en mi proceso de formación profesional.

A MI TUTOR Y PROFESOR.

Dr. Alonso Gómez Bernal por su invaluable orientación, apoyo y consejos durante el desarrollo de este proyecto.

A LOS PROFESORES.

A los doctores. Tiziano Perea Olvera, Gelacio Juárez Luna, y Amador Terán Gilmore, mi más sincero agradecimiento y respeto a todos ellos por su amable ayuda y acertados comentarios, y por haberme transmitido a lo largo del posgrado sus conocimientos y entusiasmo.

También agradezco al Dr. Manuel E. Ruiz-Sandoval Hernández por haberme instruido y motivado a ingresar a este posgrado de excelencia.

A MIS ASESORES.

Dr. Dante Marcel Campos Arias y Hugón Juárez García por su amable ayuda en la revisión de este trabajo y acertados comentarios.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS.

Pablo Gutiérrez Morgado, Omar Vargas Arguello y Enrique Tenorio Montero por amenizar las tardes de estudio y por sus comentarios.

En especial a mis compañeros y amigos Andrea Natalia Sandoval Rodríguez y Emmanuel Martínez Colexcua que sin su ayuda este trabajo no se hubiera concluido.

A todas aquellas personas que de una u otra manera contribuyeron a esta etapa de estudios.

MUCHAS GRACIAS.

RESUMEN

En tiempos recientes debido a las necesidades económicas y constructivas, se han estado construyendo nuevos edificios que constan de sistemas híbridos o compuestos, integrados por vigas de acero y columnas compuestas o bien de concreto armado. Estos sistemas basan su filosofía de diseño en aprovechar las ventajas tanto económicas como mecánicas de cada uno de los materiales empleados, con el fin de garantizar la integridad estructural de los edificios en los cuales se utiliza.

Si bien estos sistemas se han desarrollado exitosamente en otros países como Japón y Estados Unidos de Norte América (EUA), en donde se han desarrollado reglamentos, normas y recomendaciones sobre estos sistemas, basados en estudios y pruebas experimentales de su comportamiento. En un inicio limitaron su uso a zonas de baja y moderada intensidad sísmica debido a los resultados de dichas pruebas y a la incertidumbre del comportamiento de dichos sistemas a mayores demandas.

En el caso de México, los reglamentos de construcción, a la fecha, no incluyen normas para sistemas híbridos o compuestos, pues sólo se limitan a dar la recomendación del cuidado de los elementos por separado. Esto no ha limitado su uso en la Ciudad de México, a pesar de que se ha empezado a construir sistemas de este tipo, no se tiene certeza de haber considerado todos los elementos, particularmente porque en nuestro país la sismicidad es un factor importante.

Las metas de esta tesis son entender el comportamiento de los sistemas compuestos; hacer un seguimiento bibliográfico de cómo se han diseñado estos sistemas en otras zonas del mundo, analizar algunos modelos analíticos de sistemas mixtos con columnas de concreto y vigas de acero, y comparar los resultados con modelos tradicionales de acero y concreto, y finalmente hacer una propuesta de diseño y contribuir a un mejor entendimiento del comportamiento de estos sistemas, mediante recomendaciones para la construcción de este tipo de edificios en nuestro país.

ABSTRACT.

In recent times, due to economic factors and building tendencies, engineers have developed a new construction system made up of hybrid or compound systems that include the use of both steel girders and of compound or mounted concrete. These systems base their design philosophy in the maximization of economic and mechanical advantages of each of the materials employed with the ultimate goal of guaranteeing the structural integrity of the buildings in which these systems are used on.

These systems have been developed successfully in countries such as Japan and United States of America; in these countries, regulation, norms and recommendations about these systems have been created, which were based on studies and tests of these systems" behavior. However, their use have been limited for low or moderated seismic intensity zones due to the results of such tests and to the uncertainty of the behavior of such systems at higher intensities.

In the specific case of Mexico, the construction regulations, until today, do not acknowledge the existence of hybrid or compound systems, for they are limited to prescribing guidelines to the maintenance of these elements separately. This situation has not limited its use in Mexico City. Even though these systems have been incorporated into numerous construction projects, there is not an inclusive approach of all these elements, particularly due to the importance of the seismic factor in our country.

The main objective of this dissertation is to understand the behavior of compound systems; research how these systems have been used around the world, and finally, to contribute to a better design and application of these systems, through guidelines and recommendations for this kind of constructions in our country.

TABLA DE CONTENIDO.

CAPÍTULO 1	Introducción a los sistemas con vigas de acero y columnas de concreto.	19
1.1	Introducción:	19
1.2	Antecedentes:	20
1.3	Origen e Historia de los sistemas RCS.	21
1.4	Estado del arte en RCS.	24
1.4.1	Conexiones.	25
1.4.2	Normas y reglamentos.	25
1.5	Motivación del presente estudio.	26
1.6	Objetivos.	27
1.6.1	Objetivo general.	27
1.6.2	Objetivos específicos.	27
1.7	Metodología.	27
1.8	Enfoque y Organización de la tesis.	28
CAPÍTULO 2	Investigaciones, reglamentos y especificaciones sobre edificios de RCS.	31
2.1	Investigaciones realizadas en EUA y Japón.	31
2.2	Otras investigaciones.	37
2.3	Reglamentos en los Estados Unidos de Norteamérica (EUA).	54
2.4	Situación en México.	55
2.5	Factor de relación de momentos (FRM).	55
2.6	Control de articulaciones plásticas	56
2.7	Marcos con ductilidad alta	58
2.7.1	Norma ACI 318–08	58
2.7.2	Reglamento de construcciones NTC Concreto	59
2.7.3	Reglamento de construcciones NTC metálicas.	59
2.7.4	ASCI-2010 Seismic provision.	60

2.8	Otros reglamentos. _____	61
2.9	Conclusiones. _____	61
CAPÍTULO 3 Modelos analíticos. _____		65
3.1	Consideraciones para los modelos. _____	65
3.1.1	Estructuras en estudio. _____	65
3.1.2	Materiales. _____	68
3.1.3	Cargas muertas y vivas. _____	69
3.1.4	Ubicación. _____	69
3.2	Análisis y diseño de los modelos. _____	69
3.2.1	Fuerzas de diseño. _____	69
3.2.2	Clasificación: _____	71
3.2.3	Espectros para diseño sísmico. _____	71
3.3	Revisión de desplazamientos laterales. _____	75
3.4	Diseño de los marcos. _____	78
3.4.1	Relaciones esfuerzo-deformación para concreto reforzado. _____	79
3.4.2	Relaciones esfuerzo-deformación para el acero. _____	80
3.4.3	Vigas de los marcos _____	80
3.4.4	Columnas de los marcos. _____	85
CAPÍTULO 4 Análisis no lineal de los modelos. _____		89
4.1	Introducción. _____	89
4.2	Propiedades a flexión de los elementos. _____	89
4.2.1	Modelos aproximados de vigas. _____	91
4.2.2	Modelos aproximados de columnas. _____	92
4.3	Amortiguamiento. _____	93
4.4	Registros de aceleración considerados. _____	95
4.5	Análisis inelástico. _____	102
4.6	Distorsiones y desplazamientos. _____	104

4.6.1	Comparación de las distorsiones y desplazamientos de los modelos de 6 niveles. _____	104
4.6.2	Comparación de las distorsiones y desplazamientos de los modelos de 10 niveles. _____	111
4.6.3	Comparaciones entre los tres sistemas de edificios de acuerdo al tipo de movimiento en la base, sometida a los diferentes registros. _____	118
4.6.4	Marco de 20 niveles sistema RCS con el registro de la SCT 1985 _____	134
4.7	Análisis e interpretación de los resultados. _____	137
4.7.1	Calculo del factor de relación de momentos. _____	137
4.7.2	Selección del factor de relación de momentos. _____	143
CAPÍTULO 5 Conclusiones y recomendaciones. _____		147
5.1	Comentarios. _____	147
5.2	Conclusiones. _____	148
5.2.1	Conexión propuesta. _____	150
5.3	Propuesta de reglamentación. _____	151
5.3.1	Alcance. _____	151
5.3.2	Unidades. _____	151
5.3.3	Materiales. _____	152
5.3.4	Base del diseño. _____	152
5.3.5	Análisis. _____	152
5.3.6	Requisitos del sistema. _____	152
5.3.7	Miembros _____	153
5.3.8	Zonas protegidas. _____	154
5.3.9	Conexiones. _____	154
5.3.10	Cortante en el nodo. _____	156
Anexo 1 Especificaciones para sismo del AISC 2010 (Seismic Provisions). _____		179
Anexo 2 Diseño de las articulaciones entre vigas de acero y columnas de concreto armado ASCE. ____		191
A2.1	Introducción _____	191
A2.2	Limitaciones. _____	192

A2.3	Requisitos generales del detallado. _____	193
A2.4	Consideraciones de Diseño y Metodología. _____	195
A2.4.1	Fuerzas en los nodos. _____	195
A2.4.2	Consideraciones de resistencia. _____	197
A2.4.3	Constructibilidad. _____	197
A2.4.4	Requerimientos de resistencia nominal. _____	197
A2.4.5	Consideraciones del detallado. _____	205
A2.4.6	Barras Verticales en la Columna. _____	208
A2.4.7	Placas FBP. _____	209
A2.4.8	Patines de la viga de acero. _____	210
A2.4.9	Placas de extendidas FBP y columnas de acero. _____	211
Anexo 3	Conceptos generales para el análisis inelástico. _____	212
A3.1	Análisis de la respuesta inelástica de estructuras. _____	212
A3.2	Modelos de análisis inelástico. _____	214
A3.2.1	Modelos simples. _____	214
A3.2.2	Modelos discretos. _____	216
A3.3	Modelos histeréticos. _____	219
A3.3.1	Modelo bilineal. _____	219
A3.3.2	Modelo de Takeda. _____	220
A3.4	Modelos de elementos inelásticos. _____	221
A3.4.1	Modelo de doble componente. _____	221
A3.4.2	Modelo de una componente. _____	221
A3.5	Modelos matemáticos. _____	222
A3.6	Suposiciones respecto a la estructura y movimiento en la base. _____	222
A3.7	Movimiento sísmico. _____	223
A3.8	Elementos estructurales. _____	223
A3.8.1	Elemento viga-columna. _____	224

A3.8.2 Elemento viga con rigidez degradante. _____	227
Anexo 4 Tablas y gráficas. _____	231
Notación _____	261
Referencias _____	264

Índice de figuras.

Figura 1.1 Foto después del sismo de 1985 (www.eluniversal.com).....	19
Figura 1.2 Sección transversal en construcción compuesta (Manual de Gerdau Corsa).....	20
Figura 1.3 Edificio CFE Reforma y Sevilla (foto por RST).	20
Figura 1.4 Ejemplo de vigas de acero columnas de concreto (Mehanny y Deierlein 2000).....	21
Figura 1.5 Construcción in situ (Córdoba y Deierlein, 2005).	22
Figura 1.6 Proceso constructivo con sistemas prefabricados (Córdoba y Deierlein, 2005).	23
Figura 1.7 Tipos básicos de conexiones de sistemas RCS.....	23
Figura 1.8 Marco representativo del sistema RCS (Cheng y Chen, 2004).	24
Figura 1.9 Probeta del estudio de (Córdoba, 2005).	25
Figura 2.1 Diagramas esquemáticos de RCS detalle de las juntas Córdoba y Deierlein, 2005.	32
Figura 2.2 Modos de falla en uniones RCS a) rotación de cuerpo rígido, B) falla del soporte por cortante (Córdoba y Deierlein, 2005).....	33
Figura 2.3 Falla típica del soporte vertical, rotación de cuerpo rígido (Córdoba y Deierlein, 2005).	34
Figura 2.4 Falla típica por cortante en la zona de panel (Córdoba y Deierlein, 2005).	34
Figura 2.5 Comportamiento de una conexión de acero (Nagao et al., 2004).	35
Figura 2.6 Probeta y ciclo histerético de una conexión de concreto (Moehel, 2002).	35
Figura 2.7 Conexión con FBP y CP (Córdoba y Deierlein, 2005).	36
Figura 2.8 Marco con sistema RCS con diferentes arreglos de conexión (Kuramoto y Nishiyama, 2001). 37	
Figura 2.9 Relación entre Curva de capacidades, Espectro de respuesta y Factor de amortiguamiento equivalente (Kuramoto y Nishiyama, 2001).	37
Figura 2.10 Deformación de los componentes en la unión viga-columna (Kuramoto y Nishiyama, 2001). 38	

Figura 2.11 Factor de amortiguamiento equivalente de la unión viga-columna y su composición (Kuramoto y Nishiyama, 2001).....	39
Figura 2.12 Sistema Equivalente de un grado de libertad (Kuramoto y Nishiyama, 2001).	40
Figura 2.13 Idealización entre el factor equivalente de amortiguamiento de cada componente y los niveles de ductilidad en la máxima de un edificio (Kuramoto y Nishiyama, 2001).....	41
Figura 2.14 Loops de histéresis y factor equivalente de amortiguamiento (Baba y Nishimura, 2000).....	41
Figura 2.15 Placas CP Y BP en los especímenes de prueba (Liang, X y Parra-Montesinos, 2004).....	43
Figura 2.16 Comportamiento de carga vs desplazamiento (Liang, X y Parra-Montesinos, 2004).	46
Figura 2.17 Conexión del experimento (Cheng y Chen, 2004).....	47
Figura 2.18 Dimensiones totales del espécimen, secciones transversales y detalles del refuerzo (Baba y Nishimura, 2004).	49
Figura 2.19 Condiciones de carga (Baba y Nishimura, 2004).	50
Figura 2.20 Detalles de la secuencia de carga (Baba y Nishimura, 2004).	52
Figura 2.21 Respuesta Histerética (Baba y Nishimura, 2004).	53
Figura 2.22 Momentos en unión viga-columna.	57
Figura 3.1 Marco de 6 niveles vista en (isométrico, corte y planta tipo).	65
Figura 3.2 Marco de 10 niveles vista en (isométrico, corte y planta tipo).	66
Figura 3.3 Marco de 20 niveles y planta tipo.....	67
Figura 3.4. Reducción de fuerzas sísmicas (NTCDS-2004).	72
Figura 3.5 Espectro de respuesta modificado por Q" (NTCDS-2004).....	72
Figura 3.6 Comparación de las distorsiones de los edificios de 6 niveles.	75
Figura 3.7 Comparación de los desplazamientos de los edificios de 6 niveles.	76
Figura 3.8 Comparación de las distorsiones de los edificios de 10 niveles.	76
Figura 3.9 Comparación de los desplazamientos de los edificios de 10 niveles.	77
Figura 3.10 Distorsiones de los edificios de 20 niveles.	77
Figura 3.11 Desplazamientos de los edificios de 20 niveles.....	78
Figura 3.12 Modelo de Mander para el concreto confinado.....	79
Figura 3.13 Modelo simple del acero.	80

Figura 3.14 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de acero de 6 niveles.....	81
Figura 3.15 Gráfica Momento Curvatura de la viga de concreto para marcos de concreto de 6 niveles. ...	81
Figura 3.16 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de sistemas RCS de 6 niveles.	82
Figura 3.17 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de acero de 10 niveles.....	82
Figura 3.18 Gráfica Momento Curvatura de la viga de concreto para marcos de concreto de 10 niveles.	83
Figura 3.19 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de sistemas RCS de 10 niveles.	83
Figura 3.20 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de sistemas RCS de 20 niveles.	84
Figura 3.21 Columna de acero para los marcos de acero de 6 niveles.....	85
Figura 3.22 Columna de acero para los marcos de acero de 10 niveles.....	86
Figura 3.23 Columna de concreto para los marcos de concreto de 6 niveles.....	86
Figura 3.24 Columna de concreto para los marcos de sistemas RCS de 6 niveles.....	87
Figura 3.25 Columna de concreto para los marcos de concreto de 10 niveles.....	87
Figura 3.26 Columna de concreto para los marcos de sistemas RCS de 10 niveles.....	88
Figura 3.27 Columna de concreto para los marcos de sistemas RCS de 20 niveles.....	88
Figura 4.1 Modelo teórico trilineal de momentos curvatura.....	90
Figura 4.2 Relaciones momento-curvatura y momento-rotación.....	90
Figura 4.3 Relación idealizada Momento curvatura de una sección de concreto armado.....	91
Figura 4.4 Curva Momento curvatura de un perfil "I".....	91
Figura 4.5 Superficies de integración de fluencia usados en Drain 2DX.....	92
Figura 4.6 Desplazamientos correspondientes a las diferentes combinaciones de materiales y amortiguamientos.....	94
Figura 4.7 Acerleograma de Cerro Prieto.....	97
Figura 4.8 Acerleograma de Northridge.....	97
Figura 4.9 Acerleograma de Chilpancingo.....	98
Figura 4.10 Acerleograma del D.F. S.C.T.....	98

Figura 4.11 Acerleograma del D.F Tláhuac Bombas.....	98
Figura 4.12 Acerleograma de Manzanillo.....	99
Figura 4.13 Acerleograma de Chile.....	99
Figura 4.14 Acerleograma de Taiwán.....	99
Figura 4.15 Espectro de aceleraciones con 0% de amortiguamiento.....	101
Figura 4.16 Espectros de Fourier.....	102
Figura 4.17 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de acero.....	105
Figura 4.18 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de concreto.....	106
Figura 4.19 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de sistemas RCS.....	107
Figura 4.20 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de acero.....	108
Figura 4.21 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de concreto.....	109
Figura 4.22 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles sistemas RSC.....	110
Figura 4.23 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 10 niveles de acero.....	111
Figura 4.24 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 10 niveles de concreto.....	112
Figura 4.25 Distorsiones y desplazamientos en los marcos de 10 niveles de sistemas RCS.....	113
Figura 4.26 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 10 niveles de acero.....	114
Figura 4.27 Distorsiones y desplazamientos de marcos de 10 niveles de concreto.....	115
Figura 4.28 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 10 niveles sistemas RSC.....	116
Figura 4.29 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Cerro Prieto.....	118
Figura 4.30 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Cerro Prieto.....	119
Figura 4.31 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Chilpancingo.....	120
Figura 4.32 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Chilpancingo.....	121
Figura 4.33 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Manzanillo.....	122
Figura 4.34 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Manzanillo.....	123
Figura 4.35 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de la SCT.....	124
Figura 4.36 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de la SCT.....	125
Figura 4.37 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Tláhuac Bombas.....	126

Figura 4.38 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Tláhuac Bombas.	127
Figura 4.39 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Chile.	128
Figura 4.40 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Chile.	129
Figura 4.41 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Northridge.	130
Figura 4.42 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Taiwán.	131
Figura 4.43 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Taiwán.	132
Figura 4.44 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Northridge.	133
Figura 4.45 Distorsiones y Desplazamientos del sistema RCS de 20 niveles.	134
Figura 4.46 Relación momentos en primer nivel en marcos de acero.	138
Figura 4.47 Momentos en unión viga-columna.	139
Figura 4.48 Relación momentos en primer nivel en marcos de concreto.	140
Figura 4.49 Relación momentos en primer nivel en marcos de sistemas RCS.	141
Figura 4.50 Relación momentos en primer nivel en marcos de sistemas RCS de 20 niveles.	142
Figura 5.1 Esquema tridimensional de la conexión A) armado de la conexión B) conexión con concreto en la zona del nodo antes de las placas de banda.	150
Figura 5.2 Esquema tridimensional de la conexión A) conexión con concreto después de las placas de banda B) conexión completa.	150
Figura 5.3 Esquema de la conexión propuesta.	151
Figura A2.1 Marco compuesto resistente a momento (a) Marco bajo carga lateral (b) conexión interna. ASCE 1994.	191
Figura A2.2 Configuración de conexiones (a) conexiones interiores y exteriores de entrepiso; (b) Conexiones interiores y exteriores de azotea.	192
Figura A2.3 Detalles del posible refuerzo: (a) FBP; (b) FBP extendidas y;(c) refuerzo vertical ASCE 1994.	194
Figura A2.4 Equilibrio de las fuerzas internas en los nodos ASCE 1994.	195
Figura A2.5 Fuerzas internas en los nodos (a) internos; (b) externos.	196
Figura A2.6 Modos de falla en la UVC (a) Falla por cortante (b) Falla por rotación de cuerpo rígido ASCE 1994.	198

Figura A2.7 Ancho efectivo de la unión: (a) FBP extendidas y; (b) FBP anchas y columna ahogada ASCE 1994.....	198
Figura A2.83 Equilibrio de las fuerzas de diseño en el nodo y fuerzas internas resultantes (a) fuerzas aplicadas en el nodo; y (b) Fuerzas verticales en el apoyo.	202
Figura A2.94 Mecanismo de cortante en los nodos: (a) Alma de acero en el panel; (b) Puntal de compresión en el concreto; (c) Campo de compresiones en el concreto ASCE 1994.	203
Figura A3.1 Relación entre la respuesta elástica e inelástica.....	213
Figura A3.2 Modelos simples.	215
Figura A3.3 Modelo Q	216
Figura A3.4 Modelos de marcos bidimensionales.	217
Figura A3.5 Modelos de varios resortes para muros de corte	218
Figura A3.6 Modelo hysterético bilineal simple.....	219
Figura A3.7 Modelo hysterético de Takeda.....	220
Figura A3.8 Modelo de doble componente.	221
Figura A3.9 Modelo de una componente.	221
Figura A3.10 Relaciones momento-curvatura y momento-rotación.....	225
Figura A3.11 Superficies de integración de fluencia usados en Drain 2DX.	226
Figura A3.12 Idealización del elemento.	227
Figura A3.13 Relación momento-rotación de la articulación para el modelo de Takeda.	228
Figura A.14 Relación momento-rotación de la articulación para el modelo de Takeda extendido.....	230
Figura A4.1 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 6 niveles de acero.	240
Figura A4.2 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 6 niveles de concreto.	240
Figura A4.3 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 6 niveles de sistemas RCS.	240
Figura A4.4 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 6 niveles de acero	241

Figura A4.5 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 6 niveles de concreto	241
Figura A4.6 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 6 niveles de sistemas RCS	241
Figura A4.7 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de acero	242
Figura A4.8 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de concreto	242
Figura A4.9 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de sistemas RCS	242
Figura A4.10 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 6 niveles de acero	243
Figura A4.11 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 6 niveles de concreto	243
Figura A4.12 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 6 niveles de sistemas RCS	243
Figura A4.13 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 6 niveles de acero.....	244
Figura A4.14 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 6 niveles de acero.....	244
Figura A4.15 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 6 niveles de sistemas RCS.....	244
Figura A4.16 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 6 niveles de acero	245
Figura A4.17 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 6 niveles de concreto	245
Figura A4.18 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 6 niveles de sistemas RCS	245
Figura A4.19 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 6 niveles de acero	246

Figura A4.20 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 6 niveles de concreto	246
Figura A4.21 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 6 niveles de sistemas RCS	246
Figura A4.22 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 6 niveles de acero.....	247
Figura A4.23 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 6 niveles de concreto.....	247
Figura A4.24 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 6 niveles de sistemas RCS.....	247
Figura A4.25 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 10 niveles de acero	252
Figura A4.26 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 10 niveles de concreto	252
Figura A4.27 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 10 niveles de sistemas RCS	252
Figura A4.28 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 10 niveles de acero	253
Figura A4.29 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 10 niveles de concreto	253
Figura A4.30 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 10 niveles de sistemas RCS	253
Figura A4.31 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 10 niveles de acero	254
Figura A4.32 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de concreto	254
Figura A4.33 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de sistemas RCS	254
Figura A4.34 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 10 niveles de acero	255

Figura A4.35 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 10 niveles de concreto	255
Figura A4.36 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 10 niveles de sistemas RCS	255
Figura A4.37 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 10 niveles de acero	256
Figura A4.38 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 10 niveles de acero	256
Figura A4.39 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 10 niveles de sistemas RCS	256
Figura A4.40 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 10 niveles de acero	257
Figura A4.41 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 10 niveles de concreto	257
Figura A4.42 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 10 niveles de sistemas RCS	257
Figura A4.43 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 10 niveles de acero	258
Figura A4.44 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 10 niveles de concreto	258
Figura A4.45 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 10 niveles de sistemas RCS	258
Figura A4.46 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 10 niveles de acero.....	259
Figura A4.47 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 10 niveles de concreto.....	259
Figura A4.48 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 10 niveles de sistemas	259
Figura A4.49 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marcos de 20 niveles de sistemas RCS	260

CAPÍTULO 1 Introducción a los sistemas con vigas de acero y columnas de concreto.

1.1 Introducción:

La infraestructura civil es de vital importancia, pues a través de las estructuras y servicios que la conforman, se puede medir el estado social y económico de un país. Por esta misma razón, es primordial que las estructuras tengan una larga vida útil, sean seguras, económicas y más aún, que cumplan con los nuevos requerimientos de sustentabilidad.

En el caso particular de este trabajo, se enfatizan en puntos relacionados con seguridad y economía como parte fundamental. Ya que desde el punto de vista de la Ingeniería Civil resulta necesario garantizar que una estructura tenga la capacidad de:

- Auto soportar las cargas que actuarán durante su vida útil.
- Tolerar aquellas acciones que enfrente debidas a fenómenos naturales (sismos, vientos, etc.) como a causas humanas, es decir a la posibilidad de accidentes (explosiones, incendios, impactos, etc.) que puedan ocurrir durante su tiempo de operación.

Respecto a este último punto, a raíz de los terremotos de septiembre de 1985 en México (Figura 1.1) el Reglamento de Construcciones tuvo que ser modificado de inmediato y, en los años siguientes, se ha ido mejorando al incorporar nuevas condiciones.



Figura 1.1 Foto después del sismo de 1985 (www.eluniversal.com).

En cuanto a los factores económicos, ésta es una cuestión fundamental, tanto por el costo de la estructura como por el costo de la obra, pues es determinante para el cliente y la sociedad optimizar los recursos que se inviertan para el desarrollo de la obra, sobre todo la consideración de un precio razonable cumpliendo los lineamientos de construcción, asegurando funcionalmente seguridad y economía.

1.2 Antecedentes:

Las tendencias actuales en la construcción de edificios con marcos resistentes a momento muestran un mayor uso de miembros de acero, de concreto armado y de sección compuesta, (Figura 1.2) columnas de acero embebidas en concreto que al combinarse estos elementos en un edificio se les denomina sistemas compuestos, mixtos o híbridos. Tales sistemas combinan las diferentes propiedades individuales de cada miembro de tal manera que sea más eficiente el diseño global al maximizar las ventajas estructurales y económicas del edificio (Mehanny y Deierlein, 2000).

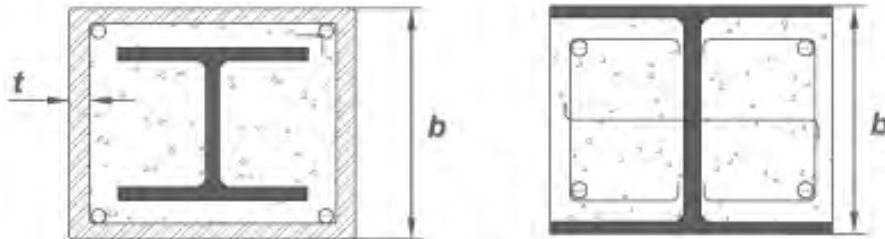


Figura 1.2 Sección transversal en construcción compuesta (Manual de Gerdau Corsa).

Por estas razones, en marcos compuestos resistentes a momento es deseable minimizar o eliminar el perfil de acero embebido en las columnas de concreto, utilizando sólo el refuerzo de las varillas. En el caso donde la columna de acero es utilizada y es relativamente pequeña comparada con las vigas, las conexiones son diseñadas para transferir las cargas principales de las vigas de acero a la columna de concreto; en tal situación, es importante mencionar que el momento transferido a la columna de acero es relativamente pequeño.

En la práctica reciente, las columnas de acero son utilizadas únicamente para el proceso constructivo, por eso que algunas veces las columnas de acero, son interrumpidas en la zona de conexión del marco permitiendo que la viga de acero sea continua a través de la unión y las vigas son entonces finalmente empalmadas en el medio (ASCE, 1994).



Figura 1.3 Edificio CFE Reforma y Sevilla (foto por RST).

CAPITULO 1

Una de las principales ventajas que tienen estos sistemas mixtos respecto a otros, es la tendencia de aumentar el amortiguamiento estructural y la rigidez lateral del edificio (Kuramoto y Nishiyama, 2001), lo que resulta favorable sobre todo en países que enfrentan problemas sísmicos o de cargas altas de diseño por viento. Estos avances se han logrado también gracias al aumento de las resistencias de los concretos.

Un ejemplo de un sistema compuesto de vigas de acero y columnas de concreto armado (con varillas de acero) de marcos a momento se muestra en la Figura 1.4 Este sistema se conoce también como sistema RCS -*Reinforced Concrete (RC) Columns and Steel(S) Beams*-, el cuál es el tema de esta investigación.

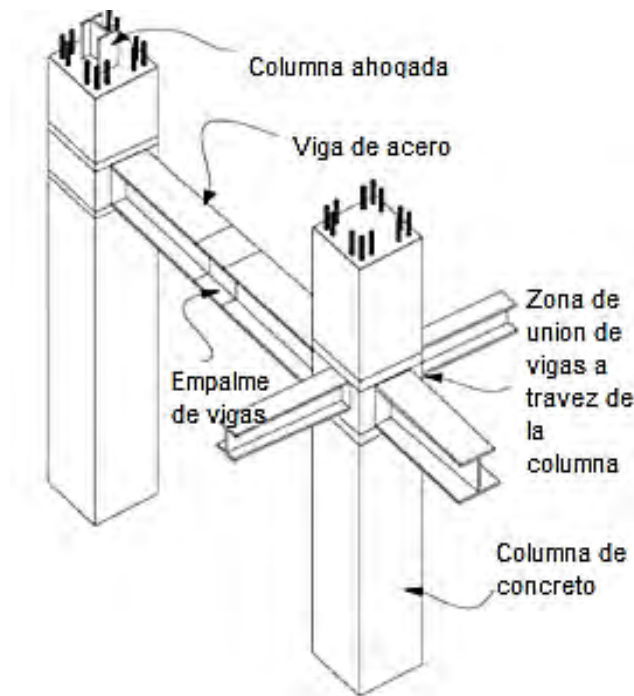


Figura 1.4 Ejemplo de vigas de acero columnas de concreto (Mehanny y Deierlein 2000).

1.3 Origen e Historia de los sistemas RCS.

Los marcos compuestos resistentes a momento RCS empezaron a ganar popularidad a finales de la década de los 70's e inicio de los 80's en Estados Unidos América. Este sistema trajo una atractiva modificación de los sistemas tradicionales de marcos de acero resistentes a momentos, al remplazar el perfil pesado de acero, por una columna de concreto reforzado para resistir una alta compresión axial brindando he incrementado la altura, rigidez necesaria, controlando el criterio de diseño por desplazamientos. Brindando una ventaja económica de la columna de concreto sobre la de acero en edificios de mediana altura (Córdova y Deierlein, 2005), con una altura no mayor a 60m (Kuramoto y Nishiyama, 2004), ubicados en zonas de baja o nula sismicidad.

En Japón los sistemas RCS fueron desarrollados como una alternativa de marcos resistentes a momento de baja altura hechos de concreto en zonas de alta sismicidad. Con la idea de cubrir grandes claros con la vigas de acero y brindar espacios libres de columnas. Cuando la viga de acero se incorporó al sistema de losas compuestas (losacero) el peso, el peralte de las vigas y losas de concreto se redujeron, representando una ventaja económica. En Japón la combinación de miembros de concreto reforzado y acero ya se había desarrollado en la construcción de acero reforzado con concreto (SRC) el cuál es caracterizado por marcos de acero embebido en concreto. En general este sistema ha sido muy desarrollado en Japón por varias compañías constructoras con una larga tradición de combinar los oficios del acero y el concreto reforzado, lo cual no es muy común en EUA (Córdova y Deierlein, 2005).

Otra importante ventaja de estos sistemas compuestos es la habilidad de implementar nuevas técnicas de construcción que reducen el costo global y la velocidad del proceso constructivo. En las secuencias típicas de construcción se utilizan columnas pequeñas de acero para montar varios niveles o para reforzar el concreto. Es aquí donde se tratan por separado las secuencias del acero y el concreto, con el fin de brindar espacio para que cada grupo de trabajo lo haga por separado ver Figura 1.5. La optimización de la secuencia constructiva requiere una estrecha coordinación y control de todo el proceso (Córdova y Deierlein, 2005).

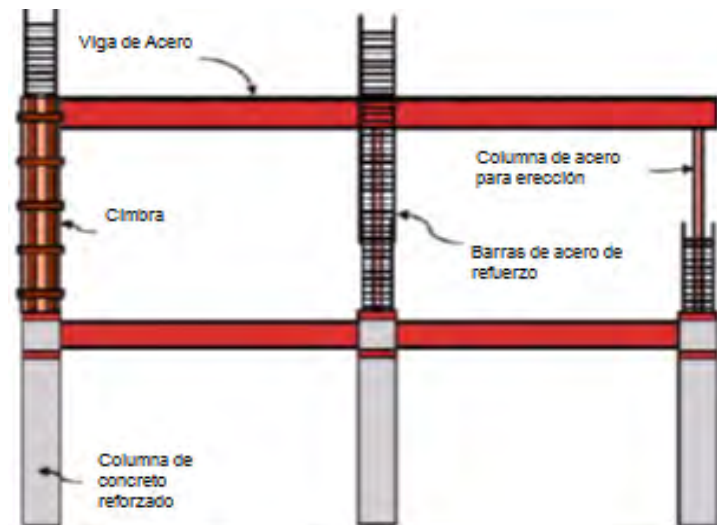


Figura 1.5 Construcción in situ (Córdova y Deierlein, 2005).

Un método alternativo de construcción se puede implementar en el montaje de prefabricados compuestos. En este método, la columna de concreto reforzado es colada con vigas de acero de longitud corta como se muestra en la Figura 1.6, las columnas son empalmadas con acopladores y las vigas son unidas con placas de empalme en los patines y de corte en el alma, para generar un sistema continuo. El tamaño de estos módulos prefabricados se pueden adaptar para varios niveles y claros ajustándose a la configuración óptima para facilitar la construcción (Córdova y Deierlein, 2005).

CAPITULO 1

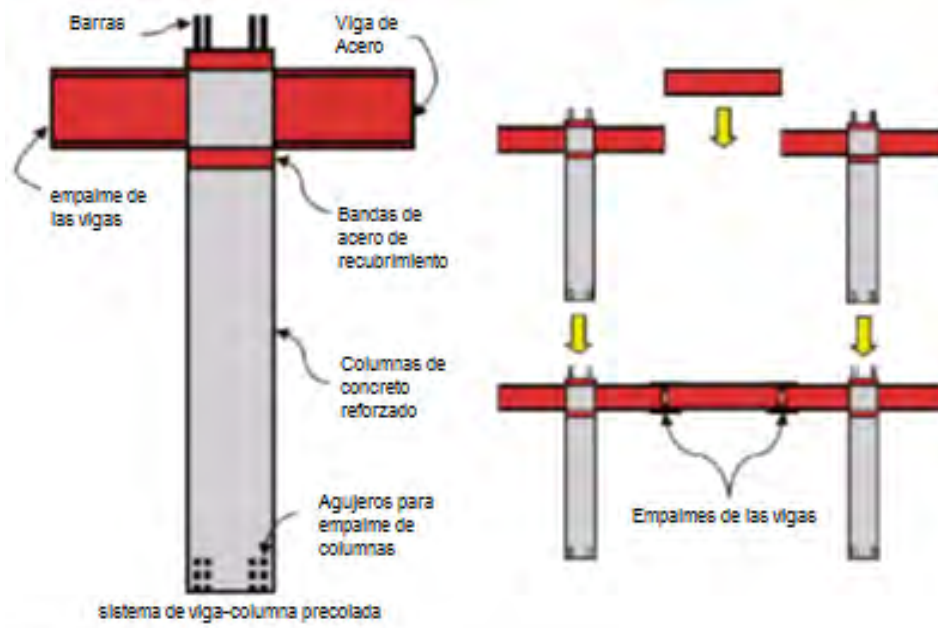


Figura 1.6 Proceso constructivo con sistemas prefabricados (Córdoba y Deierlein, 2005).

Tal vez una de las mayores ventajas de los sistemas RCS son las proporcionadas por uniones viga-columna, un ejemplo se muestra en la Figura 1.7. En estas uniones compuestas, la viga de acero continúa a través de la columna de concreto, eliminando así la necesidad de interrumpir la viga en la cara de la columna. Este tipo de detalle evita soldadura o atornillado de la viga en la zona de momento máximo, lo que mitiga algunos de los problemas de fractura encontradas en marcos resistentes de acero a momento durante los terremotos de Northridge 1994 y Hanshin 1995. El refuerzo longitudinal de la columna es también continuo a través de la articulación y se puede empalmar lejos de la unión. Este detalle viga-columna es común tanto para el método de construcción *in situ* o *el de* prefabricados (Córdoba y Deierlein, 2005).

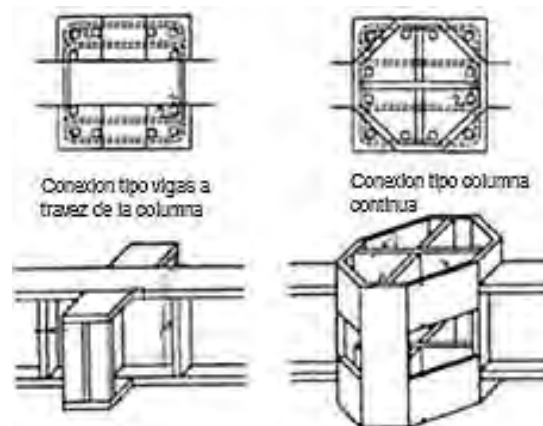


Figura 1.7 Tipos básicos de conexiones de sistemas RCS.

1.4 Estado del arte en RCS.

Las investigaciones sobre sistema compuesto viga de acero columna de concreto fueron impulsadas desarrolladas en EUA y en países de Asia como Japón y Taiwán, se han realizado algunos estudios como el de Mehanny y Deierlein (2000) quienes trabajaron con modelos de evaluación de rendimiento sísmico de marcos compuestos con columnas de concreto armado y vigas de acero, o como el estudio realizado por estudio del factor de amortiguamiento equivalente de marcos compuesto RCS realizado por Kuramoto y Nishiyama (2001), trabajo que fue básico para la modificación del reglamento sísmico de Japón en el año 2000. También están los estudios de prueba y comportamiento de conexiones de viga acero y columna de concreto armado de Cheng y Chen (2004). Además de los estudios sobre la validación del desempeño sísmico de marcos compuestos RCS pruebas a escala real, modelado analítico, y diseño sísmico por Córdova y Deierlein (2005).

Gran parte de estas investigaciones se han realizado con especímenes, que pretenden representar las uniones entre las vigas de acero y columnas de concreto (Cheng y Chen 2004), usando marcos escalados (Kuramoto y Nishiyama, 2001), o marcos a escala real (Córdova y Deierlein, 2005) (Figura 1.8) o con base en subensambles de uniones (Fargier-Gabaldón y Parra-Montesinos 2006) como la Figura 1.9. Todos estos trabajos han permitido el estudio de las interacciones entre las uniones de las vigas de acero y los elementos de concreto armado. Más aún, han permitido entender el comportamiento de éstos bajo ensayos característicos de un marco.

Mediante estas pruebas se ha pretendido hacer una representación de las diferentes uniones que en un marco pueden existir y con ello hacer algunas suposiciones para predecir el comportamiento global de la estructura, ya que se ha demostrado que los marcos tienden a experimentar una distorsión elevada pues su comportamiento es flexible.

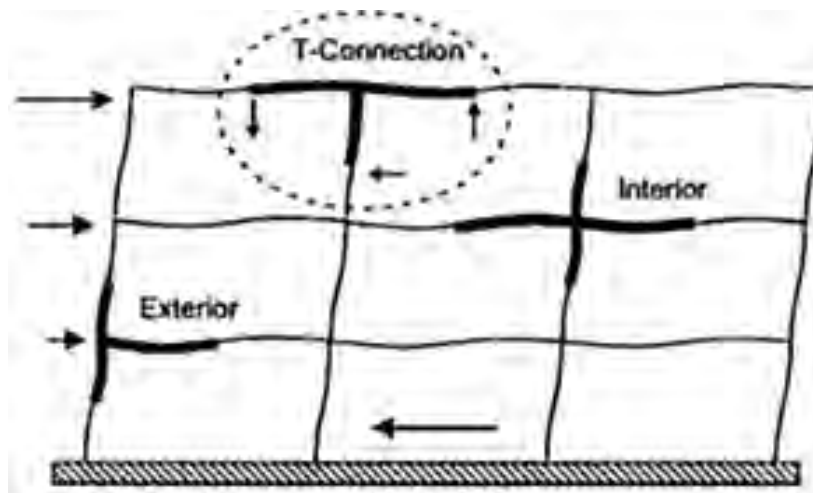


Figura 1.8 Marco representativo del sistema RCS (Cheng y Chen, 2004).

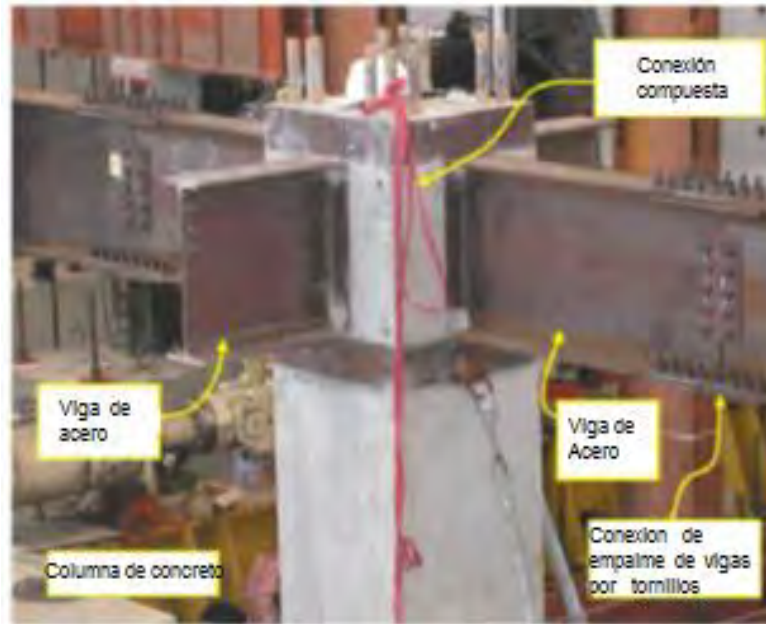


Figura 1.9 Probeta del estudio de (Córdoba, 2005).

1.4.1 Conexiones.

En cuanto a las conexiones de los sistemas RCS, existen dos tipos básicos o principales. En el primero la columna es continua a lo largo de toda la altura del edificio, y se le identifica como “*columna continua*”, y el segundo es cuando las vigas atraviesan la columna, es decir se puede denominar “*viga continua*” entre dos claros del marco. (ver Figura 1.7).

Una de las ventajas que presentan la conexión de “*viga continua*” es que desarrollan una mayor rigidez respecto a las conexiones de “*columna continua*”. Estas últimas han mostrado un comportamiento más dúctil cuando se someten a ciclos continuos de carga.

Las desventajas que las conexiones de “*viga continua*” han mostrado, que tienden a aplastar al concreto que las rodea cerca de la zona de la conexión. Por otro lado en las conexiones de “*columna continua*” el principal problema es la resistencia que se ve limitada a la capacidad de sus conectores. (Kuramoto y Nishiyama, 2001).

1.4.2 Normas y reglamentos.

De los procesos de investigación e implementación de los modelos, se han obtenido ciertas metodologías para su diseño y construcción, siendo el AISC (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) en sus capítulos D y G una de las primeras especificaciones en incorporar estos temas. Además se han obtenido parámetros del comportamiento global de las estructuras, modelos básicos de conexiones, así como la descripción de los tipos de falla que se han presentado en estas y finalmente una identificación de las

ventajas y desventajas de cada conexión. Gran parte de estas especificaciones se basan en estudios sobre pruebas experimentales de Deierlein et al. (1989), Sheikh et al. (1989), y Nishiyama et al. (1991).

Además la mayoría de los investigadores han hecho énfasis en que es importante obtener de manera correcta o al menos una buena aproximación, de las propiedades de rigidez del marco a analizar, la capacidad a corte que este pueda resistir en especial en la zona de conexión o nodal pues es bien sabido que la resistencia a cortes es una de las principales desventajas que presenta el concreto.

Algunos estudios han demostrado que estos sistemas son eficientes en las etapas de diseño y construcción y son capaces de mantener la suficiente resistencia y ductilidad necesaria en aplicaciones sísmicas. A pesar de que estas investigaciones han demostrado comportamientos satisfactorios, el uso de este sistema híbrido se ha limitado a zonas sin o con baja sismicidad, en los en los EUA y en Japón sólo se ha aplicado a edificios de baja y mediana altura.

Lo anterior obedece a la renuencia de la comunidad de ingenieros en aceptar, reconocer y aplicar este "nuevo sistema", así como la falta de criterios generales de diseño sísmico en los códigos y especificaciones de construcción. En la mayoría de los casos de aplicación de diseños con estos sistemas, las disposiciones se han extrapolado de sistemas tradicionales de acero o de concreto reforzado. Asimismo, estudios anteriores han reconocido que hay una necesidad fundamental para poner a prueba los sistemas estructurales completos, tanto analítica como experimentalmente, como lo establece Córdova (2005).

1.5 Motivación del presente estudio.

El interés del presente tema de investigación surge de la inquietud que existe por el desarrollo y aplicación de este tipo de estructuras en la ciudad de México. Incidir en la medida de lo posible, para que los reglamentos que rigen la construcción en nuestro país, reconozcan la utilidad de los sistemas estructurales, e incorporen normas que enfatizan la interacción de los materiales y elementos que los constituyen así como del detallado y tipo de conexiones que se han desarrollado.

Reportes a nivel mundial de estructuras de este tipo, coinciden en señalar su aplicación en sitios de baja o nula sismicidad, a pesar de los avances en investigación y del soporte documental de los mismos, es decir los experimentos sobre estructuras escaladas o de tamaño natural, sometidas a simulaciones sísmicas. Sin embargo, a pesar de este panorama en México se han erigido construcciones con algunos sistemas híbridos o mixtos, quedando en duda cómo es que éstos fueron concebidos, revisados y finalmente aprobados para su construcción y ocupación.

CAPITULO 1

1.6 Objetivos.

1.6.1 Objetivo general.

El objetivo de esta tesis es presentar una metodología y una propuesta de especificaciones de diseño para edificios construidos con marcos resistentes a momento formados por vigas de acero y columnas de concreto, enfatizando sobre su detallado, en especial en la zona donde los materiales se unen, identificando los posibles tipos de falla o estados límite.

1.6.2 Objetivos específicos.

1. Estudiar el comportamiento de los sistemas de Marco Resistentes a Momento haciendo un estudio comparativo entre los diferentes sistemas estructurales tradicionales que se usan en México y en el mundo través de análisis estáticos no lineales y dinámicos no lineales de modelos de edificios de 6, 10 niveles y uno de 20 niveles con claros de 6 y 8 metros como variables. Comparando las ventajas y desventajas del sistema RCS respecto a las otras soluciones.
2. Estudiar la influencia del amortiguamiento de los edificios con sistemas RCS, respecto a los modelos convencionales con elementos de concreto reforzado o de acero, con la finalidad de identificar su efecto en los desplazamientos globales del edificio.
3. Proponer las mejores opciones sobre las conexiones para los edificios RCS, de tal manera que cumplan con las características de ductilidad y resistencia correspondiente al nivel de diseño global del marco.
4. Hacer la propuesta de una metodología de diseño que incluya las condiciones más importantes sobre el diseño dúctil de los elementos estructurales de marcos RCS de sus conexiones.
5. Proponer cual sería la base de la reglamentación con la cual se puede revisar las resistencias de la zona nodal.

1.7 Metodología.

Se realizó una investigación bibliográfica para conocer e identificar los antecedentes del problema a resolver, principalmente los detalles de cómo ha sido abordado el tema por otros investigadores, las especificaciones existentes para poder analizar sus conclusiones.

Para abordar el primer objetivo particular se definió una serie de modelados de edificios convencionales (marcos con elementos de acero y marcos con elementos de concreto), además de los edificios con vigas de acero y columnas de concreto, los cuales tienen como variantes el número de niveles (6, 10 y uno de 20) y el espacio entre las crujías (6 y 8 metros). Todos los modelos se estudiaron usando análisis estáticos no lineales y dinámicos no lineales para estudiar su respuesta global además de las locales,

revisando que el diseño de los modelos sea adecuado. De particular importancia se estudiaron además los mecanismos de viga débil-columna fuerte para los edificios con marcos de sistemas RCS en todos los modelos para poder establecer un factor de comportamiento dinámico tal como aparece para marcos de concreto y acero.

Una vez definidos los edificios, éstos se modelaran en el software de análisis y diseño estructural ETABS®. Con este paquete se obtuvieron los elementos mecánicos de diseños de todos los modelos y los parámetros más importantes (como periodos y desplazamientos), con el fin de continuar con el estudio comparativo entre los sistemas estructurales, y así establecer las conexiones tipo que estos pueden utilizar (viga o columna continua).

Usado el programa DRAIN-2D, se definieron modelos de los diferentes marcos, para realizar análisis dinámicos con varios acelerogramas de sismos intensos, con la finalidad de estudiar la influencia en el amortiguamiento de los sistemas RCS, su relación con los desplazamientos y elementos mecánicos generados, además del cociente de los momentos en los nudos para analizar las condiciones de viga débil-columna fuerte para finalmente con estos resultados establecer el factor de comportamiento dinámico FRM apropiado para los sistemas RCS. Todo esto con el fin de formar un criterio de los alcances de este tipo de sistemas (RCS) y ver las posibles aplicaciones futuras en México de este tipo de estructuras.

1.8 Enfoque y Organización de la tesis.

En el Capítulo 1 se presentan los principales antecedentes de los sistemas RCS y los objetivos de la tesis.

En el Capítulo 2 se profundizó en las investigaciones de los sistemas RCS para dar un panorama de cuáles han sido los resultados obtenidos en las investigaciones de otros autores, presentar los reglamentos que rigen a estas estructuras y los criterios con los que se propone su revisión.

En el Capítulo 3 se plantean los modelos matemáticos que se utilizan para definir el comportamiento dinámico de un edificio, los modelos que se utilizan para definir los elementos estructurales en el software DRAIN 2D y cuáles de estos se seleccionaron para la presente investigación. Además se presentan los modelos seleccionados a estudiar con sus características, condiciones de carga y elementos propuestos de acuerdo al diseño estipulado en las NTC. En el tema de los desplazamientos laterales, se revisaron mediante el método estático y el diseño resistente a momento en los marcos.

En el Capítulo 4 se presentan los resultados del análisis de los marcos ante los diferentes registros, las condiciones del amortiguamiento y los resultados de someter los sistemas a diferentes registros de aceleraciones seleccionadas. En cuanto a sus distorsiones y desplazamientos se valoró el

CAPITULO 1

comportamiento dinámico de los marcos y finalmente se seleccionó el valor de FRM más apropiado para la conexión de los sistemas RCS.

Por último, el Capítulo 5 presenta las conclusiones a las que se llegó con este estudio así como las recomendaciones generales y particulares para este tipo de estructuras.

CAPÍTULO 2

CAPÍTULO 2 Investigaciones, reglamentos y especificaciones sobre edificios de RCS.

En la actualidad los sistemas mixtos o RCS se están construyendo con más frecuencia en México sin embargo los estudios e investigados se han desarrollado principalmente en EUA y en Japón. Los objetivos de tales investigaciones se enfocan en entender el comportamiento y el diseño de las UVC. También se han producido sistemas diseñados con la intención de evaluar su comportamiento y compararlo con los sistemas tradicionales. Con los resultados de tales investigaciones se han desarrollado reglamentos, normas y recomendaciones sobre estos sistemas.

2.1 Investigaciones realizadas en EUA y Japón.

El primer reto en el diseño de los marcos de sistemas RCS se encuentra dentro de la conexión entre la viga de acero y las columnas de concreto reforzado (unión viga-columna “UVC” o zona del panel), por lo tanto el tema central de las investigaciones y de los reglamentos han sido contemplados para estas conexiones compuestas (Córdovay Deierlein, 2005).

A inicios de los años 80’s en Japón, con ayuda de las compañías constructoras se ensayaron varios subensambles de sistemas RCS obteniendo resultados sobre la cuantificación de la transferencia de las fuerzas mecánicas en las conexiones. Por otro lado en EUA se propusieron dos tipos de conexiones que fueron desarrolladas en la Universidad de Austin Texas por Deierlein (1989) y Sheikh (1989).

Durante los años 90’s EUA y Japón firmaron el tratado *Cooperative Earthquake Engineering Research Program on Composite and Hybrid Structures* (Kuramoto y Nishiyama, 2001), con la intención de estudiar de una manera más amplia la transferencia de las fuerzas mecánicas en las conexiones. Las bases de estas investigaciones dieron como resultado el documento publicado por el *ASCE Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns* (ASCE, 1994).

Varios ejemplos de estas conexiones y de los diferentes arreglos que se utilizaron durante las pruebas de los sistemas RCS se muestran en la Figura 2.1 de los cuales la viga a través de la columna se muestra en los detalles del 1 al 7 y el de la columna a través de la viga o columna continua (donde los patines de la viga se interrumpen para acomodar el refuerzo vertical de la columna) se muestra en los detalles 8 al 11. El detalle 12 muestra un tipo de conexión híbrida donde una porción corta de la viga de acero es revestida de concreto.

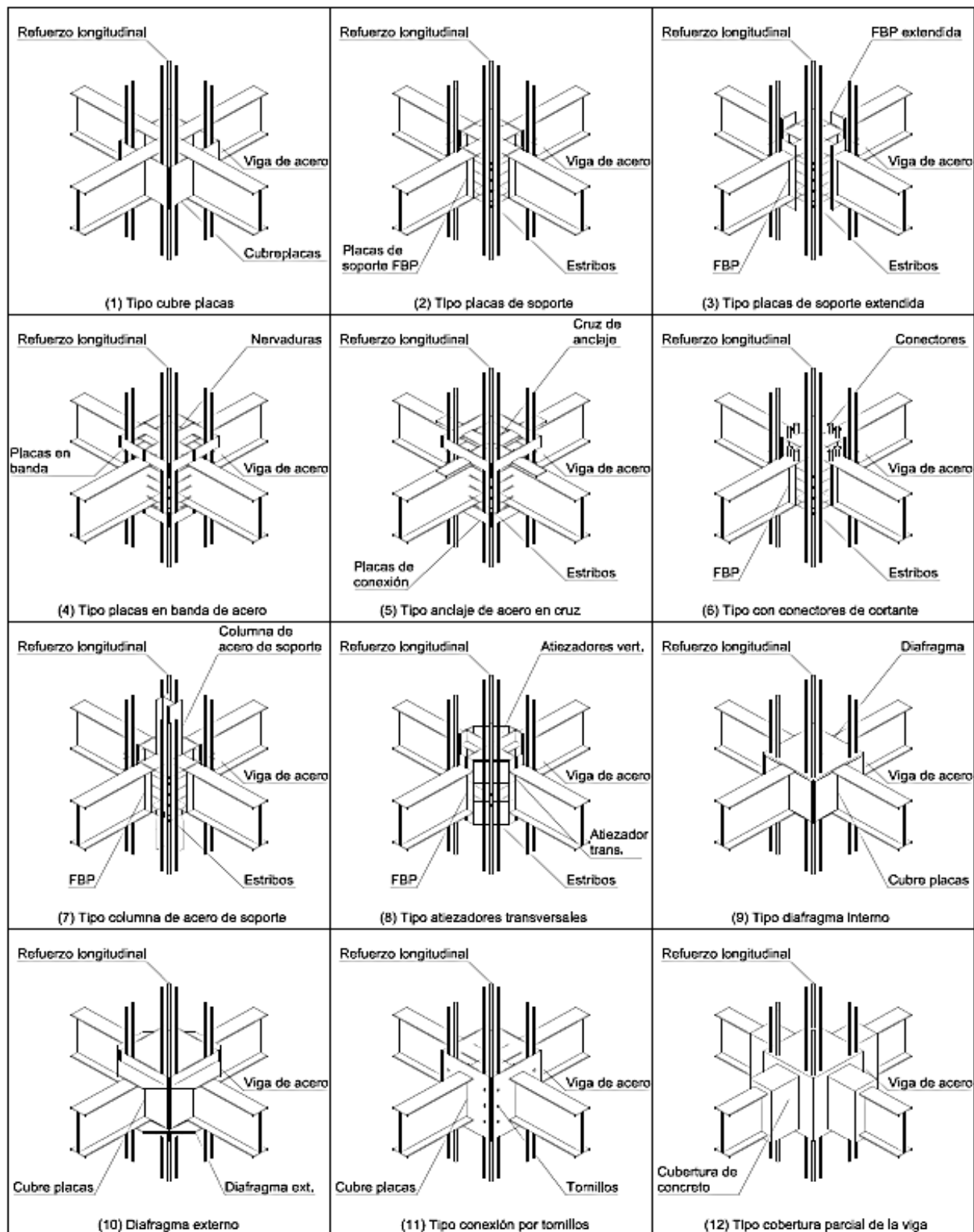


Figura 2.1 Diagramas esquemáticos de RCS detalle de las juntas Córdova y Deierlein, 2005.

CAPÍTULO 2

En EUA el uso de las conexiones de viga a través de la columna son las preferidas y en Japón se utilizan ambas, dependiendo de los detalles desarrollados por las compañías constructoras. Las diferencias entre “viga continua” y “columna continua” se debe a la amplia variedad de rigidizantes, como placas de cubierta (CP) o placas de soporte (FBP) que se han implementado para la adecuada transferencia de las fuerzas entre las vigas de acero y las columnas de concreto.

Todas las pruebas de sub-ensambles de UVC, mostraron que mientras mejor se detalle la conexión, a fin de garantizar la transferencia de fuerzas, las uniones RCS son capaces de proveer la resistencia y ductilidad necesarias para su diseño sísmico. De hecho, con el fin de investigar los diferentes tipos de falla en las UVC, las dimensiones de las vigas de acero tuvieron que ser alteradas de manera significativa (espesor grande del patín) para asegurar que el momento resistente de la viga tuviera una fuerza suficiente para evitar la articulación de la viga, limitando al mismo tiempo la resistencia de la unión al corte en la zona del panel (espesor pequeño del alma).

Las pruebas de UVC han sido específicamente diseñadas para causar la falla en las conexiones compuestas. Generalmente exhiben una o la combinación de dos modos de fallas primarias los cuales se muestran en la Figura 2.2

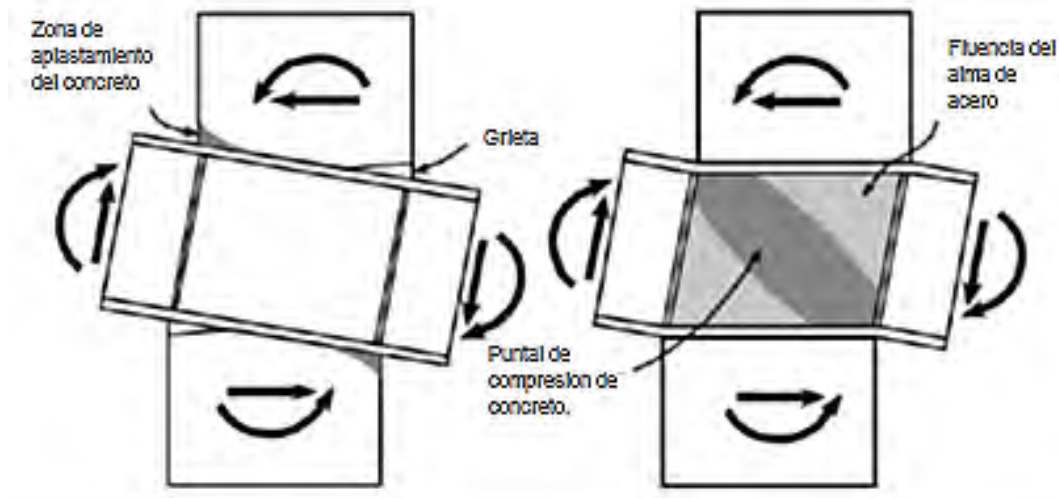


Figura 2.2 Modos de falla en uniones RCS a) rotación de cuerpo rígido, B) falla del soporte por cortante (Córdova y Deierlein, 2005).

Los modos de falla que se presentaron fueron dos; el primero fue la falla del soporte vertical que se caracterizó por la rotación de cuerpo rígido de la viga a través de la articulación resultando en el aplastamiento del concreto por encima y por debajo de la unión. Ésta localización del aplastamiento del concreto provoca grietas que se abren entre la viga de acero y la columna de concreto. Las deformaciones causadas por la falla del soporte vertical conducen a una respuesta de histéresis más angosta (“Pinching”) Figura 2.3.

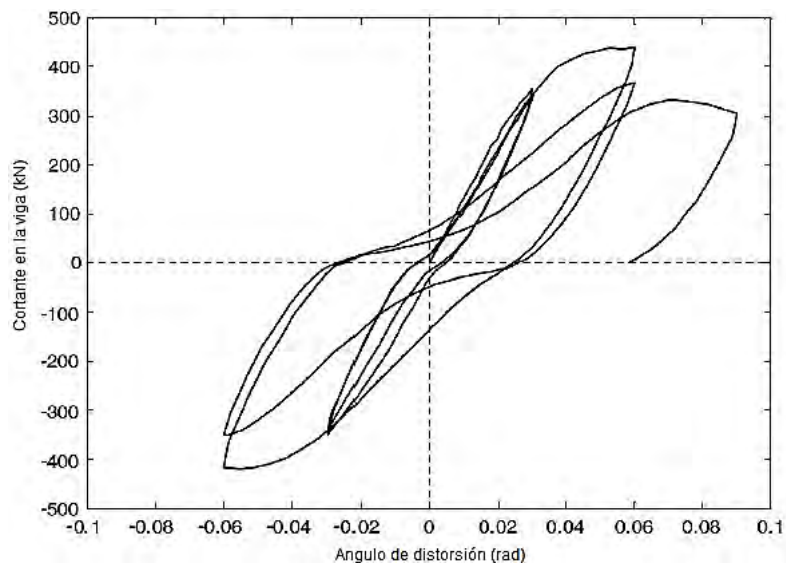


Figura 2.3 Falla típica del soporte vertical, rotación de cuerpo rígido (Córdoba y Deierlein, 2005).

En tanto segundo tipo es la falla de soporte por cortante, que es similar al comportamiento correspondiente a las articulaciones de marcos de acero o de concreto convencionales resistentes a momento. La diferencia de la falla de soporte por cortante en las uniones RCS es el beneficio del esfuerzo de fluencia en el acero y el desarrollo de puntales de compresión en el concreto que existen dentro de la zona de la articulación. Aunque la respuesta a la deformación para este tipo de fallas contiene una ligera reducción, se asocia más con los grandes ciclos de histéresis de disipación de energía Figura 2.4

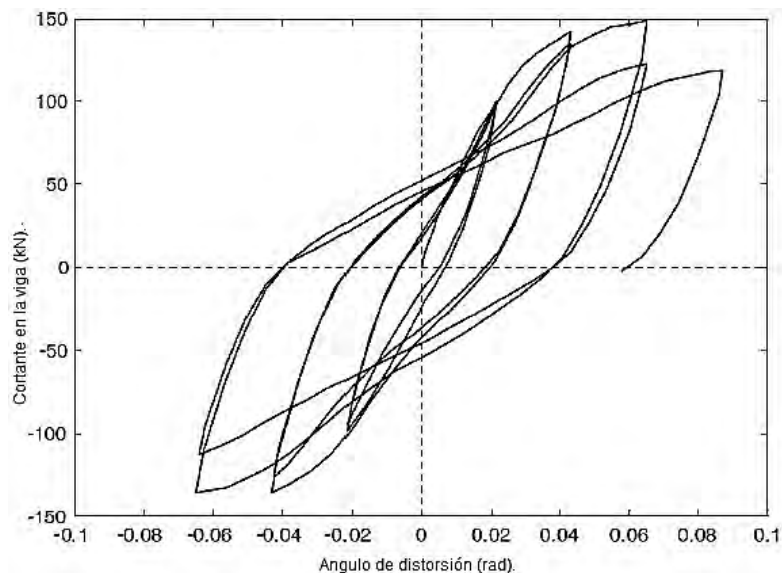


Figura 2.4 Falla típica por cortante en la zona de panel (Córdoba y Deierlein, 2005).

CAPÍTULO 2

Como se puede observar, el comportamiento histerético de la conexión es muy parecido al de conexiones típicas de vigas y columnas de concreto o vigas y columnas de acero. Esto se puede observar en la Figura 2.5 en la cual muestra el resultado de una prueba realizada a una UVC de acero sometida ciclos de carga (Nagao et al., en 2004).

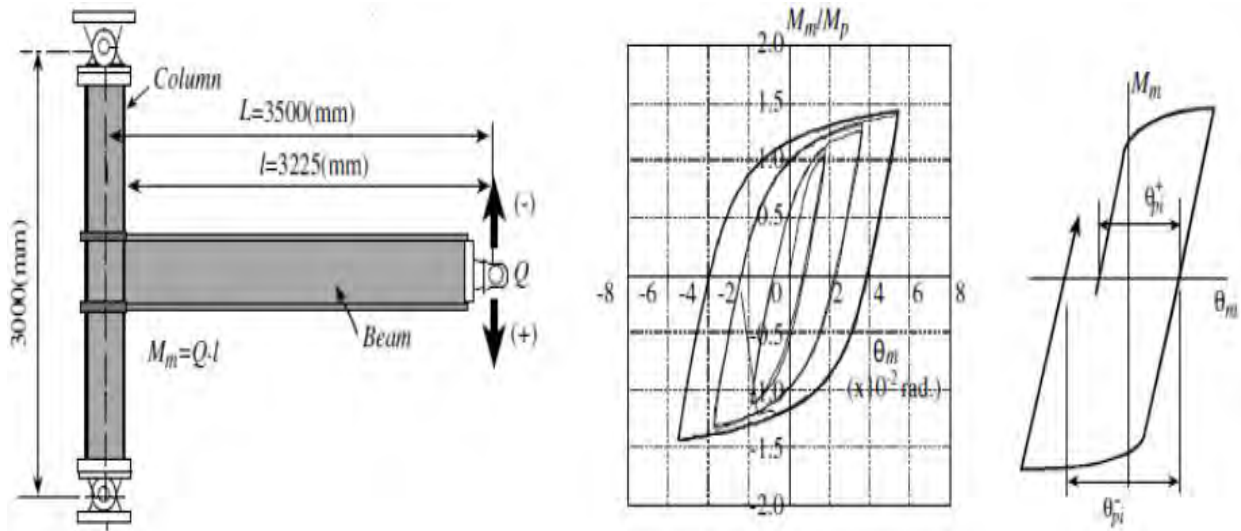


Figura 2.5 Comportamiento de una conexión de acero (Nagao et al., 2004).

También las conexiones de concreto tienen un comportamiento histerético similar al someterla a un ciclo de cargas como se puede muestra en la Figura 2.6 (Moehel, 2002).

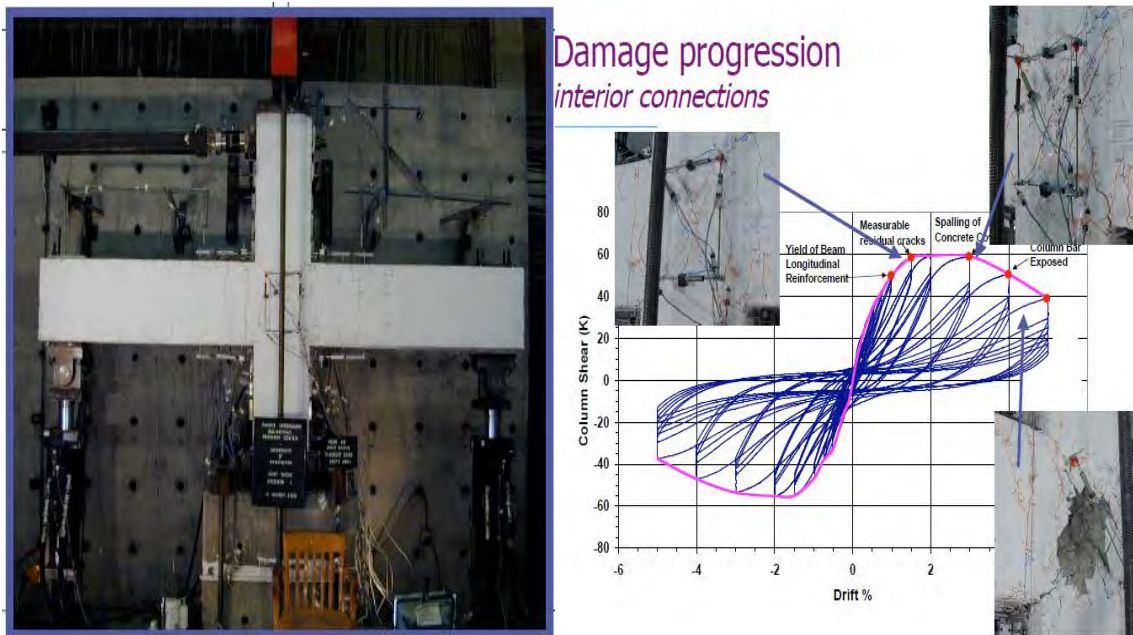


Figura 2.6 Probeta y ciclo histerético de una conexión de concreto (Moehel, 2002).

Como parte del programa de cooperación entre EUA-Japón se incluyó el estudio experimental de dos marcos, los cuales consistían en dos niveles y dos crujeías escalados a 1/3 de sus dimensiones, con el tipo de conexión de “*vigas continuas*”. También como parte del estudio se hicieron diferentes arreglos en las UVC consistiendo en que el primer marco fue hecho con placas de soporte en las caras (FBP) y bandas de acero (BP) y el segundo con placas de cubierta (CP) y bandas de acero (BP) como se ilustra en la Figura 2.7 (Córdova y Deierlein, 2005)

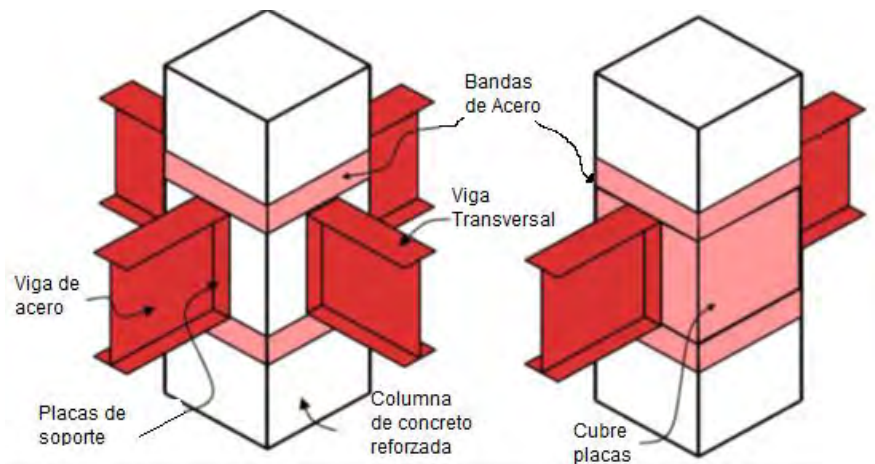


Figura 2.7 Conexión con FBP y CP (Córdova y Deierlein, 2005).

Los marcos fueron diseñados de tal manera que el esfuerzo de fluencia en las vigas fuese cercano al esfuerzo cortante máximo de la unión, esto con la intención de proveer información del marco y la respuesta de la conexión. Ambos especímenes se sometieron a cargas cíclicas y soportaron distorsiones de entrepiso del 5% sin degradación significativa de resistencia y/o rigidez, lo que confirma el comportamiento satisfactorio de los marcos con sistemas RCS (Figura 2.8).

Los resultados de los estudios experimentales fueron aplicados en primer lugar a las disposiciones propuestas de diseño sísmico para sistemas RCS y posteriormente para evaluar el comportamiento sísmico mediante análisis no lineales y evaluación de desempeño. Marcos tradicionales de acero también se investigaron, para comparar el rendimiento de los marcos convencionales respecto a los marcos de sistemas RCS. Para poder hacer tales comparaciones se utilizó un plano común variando las alturas de los edificios, así como la implementación de sistemas de marcos perimetral contra marcos más espaciados. Estos estudios demostraron que el diseño de las vigas de acero tiende a ser similar para el sistema RCS y que las principales diferencias se encuentran en los diseños de columna de concreto y la zona de las conexiones. Tomado en cuenta la rigidez adicional proporcionada por las columnas de concreto reforzado, los marcos de sistemas RCS tienden a ser controlado más por los requisitos mínimos de resistencia mientras que los marcos de acero fueron restringidos por distorsión lateral limitada. En general, estas investigaciones han demostrado que la respuesta inelástica dinámica de los marcos de sistemas RCS es similar a los marcos de acero. (Córdova y Deierlein, 2005).

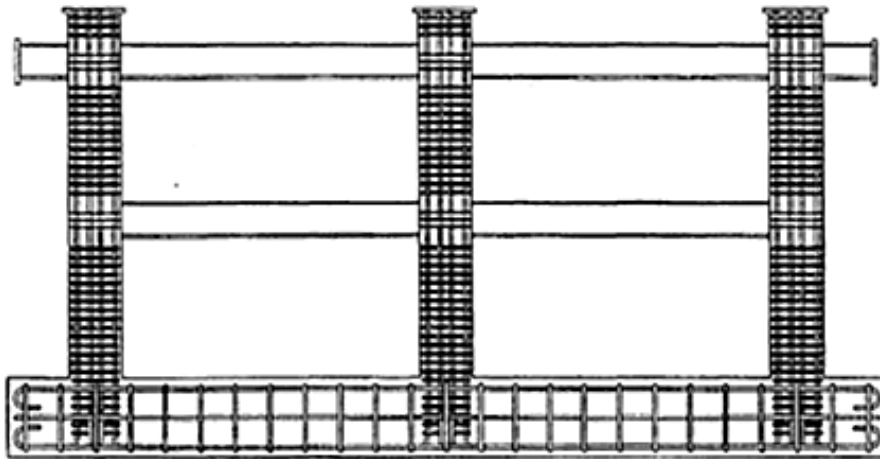


Figura 2.8 Marco con sistema RCS con diferentes arreglos de conexión (Kuramoto y Nishiyama, 2001).

2.2 Otras investigaciones.

En Japón (Kuramoto y Nishiyama, 2001) con la adopción de nuevos procedimientos de diseño sísmico, con el método del espectro de capacidad (Figura 2.9) mediante la superposición de la curva de capacidad obtenida en un análisis pushover para un edificio y el espectro de respuesta reducido (espectro de demanda) la respuesta sísmica del edificio se puede aproximar.

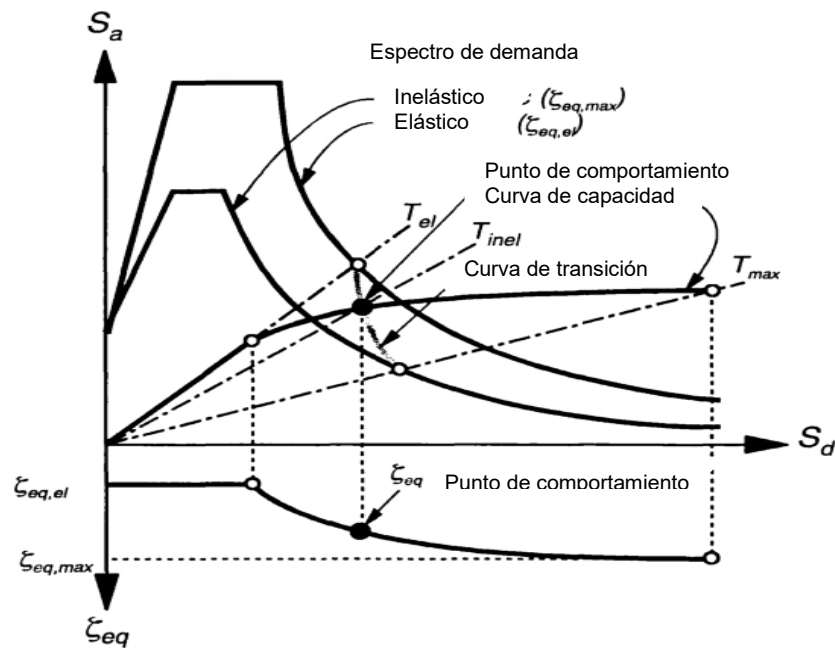


Figura 2.9 Relación entre Curva de capacidades, Espectro de respuesta y Factor de amortiguamiento equivalente (Kuramoto y Nishiyama, 2001).

La estimación del espectro de demanda es fundamental debido a que las propiedades de amortiguamiento, incluyendo el efecto de la interacción entre el edificio y la cimentación deberán ser consideradas adecuadamente. El amortiguamiento hysterético de un edificio suele ser el de los miembros, tales como vigas, columnas y muros de cortante. Sin embargo, la influencia del amortiguamiento hysterético en las UVC no puede ser ignorada en particular cuando el comportamiento estructural de las uniones afecta la del edificio.

La relación entre el amortiguamiento y la ductilidad del desplazamiento a nivel de las UVC de sistemas RCS y el efecto de los modos de falla de las articulaciones afectan los valores de los factores de amortiguamiento equivalentes, para aplicar el método del espectro de capacidades.

Para encontrar el factor de amortiguamiento equivalente para edificios con sistemas RCS se consideró un subensamble viga-columna sometida a carga horizontal (Figura 2.10) las distorsiones relativas δ_j , se compone de la deformación de las vigas adyacentes, columnas adyacentes y la zona del panel en la articulación, δ_b , δ_c y δ_p .

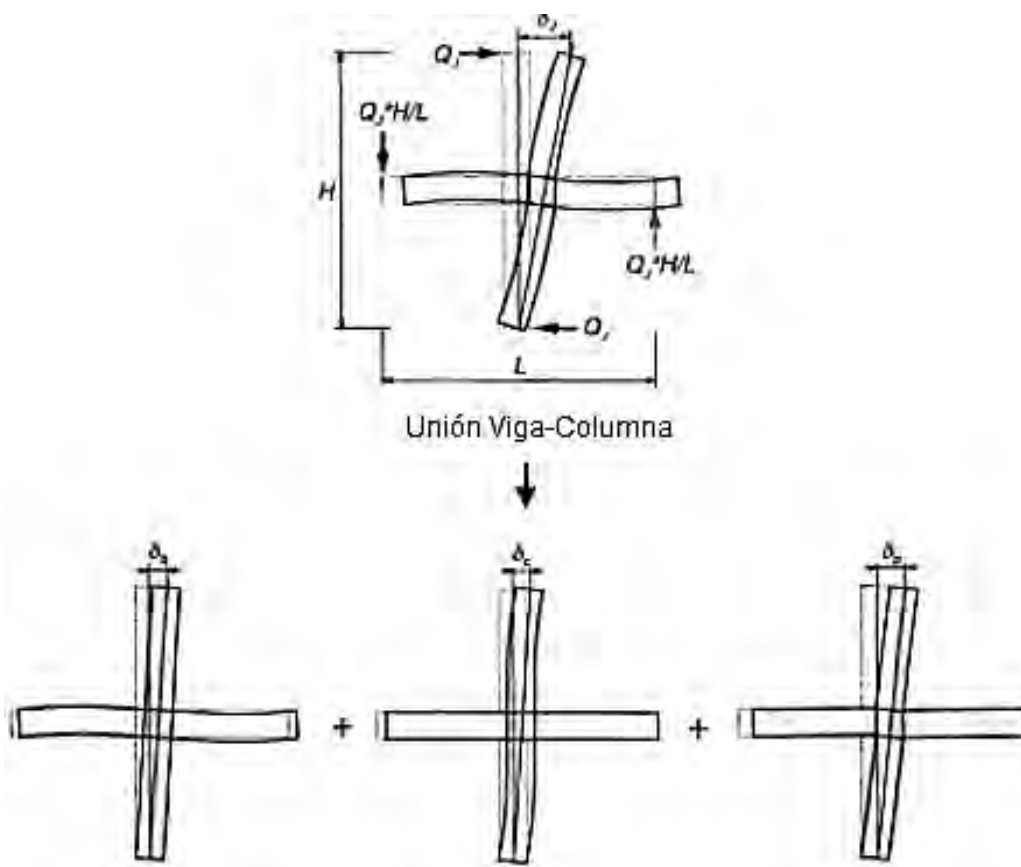


Figura 2.10 Deformación de los componentes en la unión viga-columna (Kuramoto y Nishiyama, 2001).

CAPÍTULO 2

Además la absorción de energía en la UVC, esta también se compone de las vigas, columnas y la zona del panel, (Figura 2.10). Por lo tanto, el factor de amortiguamiento equivalente de la UVC, ζ_{eqI} se puede expresar por la siguiente ecuación:

$$\zeta_{eqI} = \frac{\zeta_{eqb} * \delta_b + \zeta_{eqc} * \delta_c + \zeta_{eqp} * \delta_p}{\delta_j} \quad (2.1)$$

Donde ζ_{eqb} , ζ_{eqc} y ζ_{eqp} son los factores equivalentes de amortiguamiento de las vigas, columnas y paneles en las articulaciones, respectivamente. Sin embargo, nótese que estos son diferentes de los factores equivalentes de amortiguamiento de las vigas, columnas y del panel en la articulación (Figura 2.11).

$$\zeta_{eqb} = \frac{1}{2\pi} * \frac{\Delta W_b}{Q_j * \delta_b} \quad (2.2)$$

$$\zeta_{eqc} = \frac{1}{2\pi} * \frac{\Delta W_c}{Q_j * \delta_c} \quad (2.3)$$

$$\zeta_{eqp} = \frac{1}{2\pi} * \frac{\Delta W_p}{Q_j * \delta_p} \quad (2.4)$$

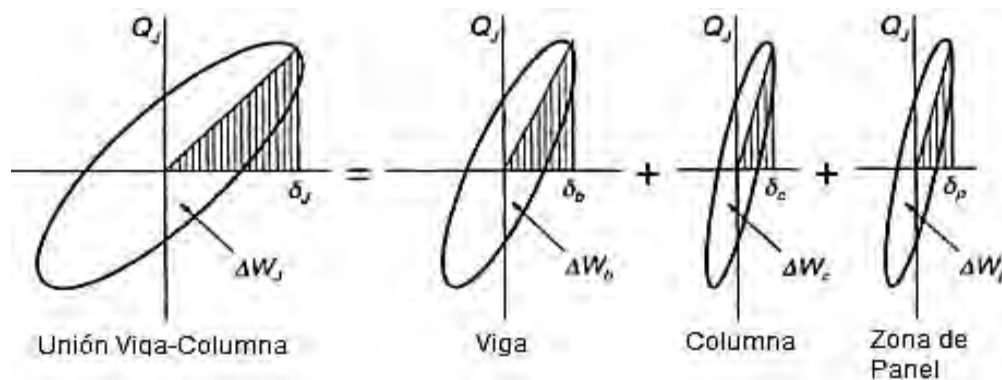


Figura 2.11 Factor de amortiguamiento equivalente de la unión viga-columna y su composición (Kuramoto y Nishiyama, 2001).

Suponiendo que la absorción de energía total de un edificio durante un sismo es casi igual a la absorción de energía del sistema de un grado de libertad (Figura 2.12), el factor de amortiguamiento equivalente del edificio, ζ_{eqF} , está dada por la ecuación siguiente:

$$\zeta_{eqF} = \frac{1}{4\pi} * \frac{\Delta W_{SD}}{W_{SD}} = \frac{1}{2\pi} * \frac{\sum_{i=1}^n \Delta W_{J.i}}{Q_B * \delta_1} \quad (2.5)$$

dónde:

Q_B = Cortante en la base.

δ = Desplazamiento horizontal en el sistema (1GDL).

W_{SD} = Energía potencial en un sistema (1GDL) ($Q_B * \delta_1/2$).

ΔW_{SD} = Absorción de energía del sistema (1GDL).

$\Delta W_{J,i}$ = Absorción de energía en la i-ésima unión viga-columna.

n = el número de articulaciones incluyendo bases de las columnas de un edificio.

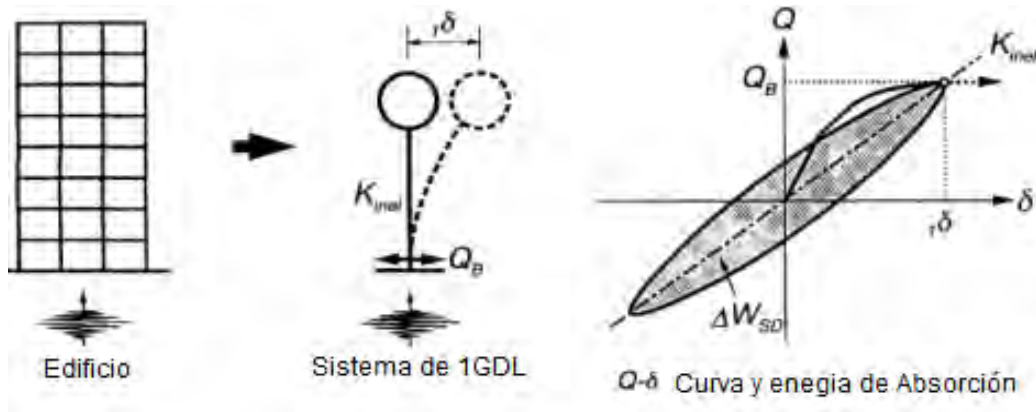


Figura 2.12 Sistema Equivalente de un grado de libertad (Kuramoto y Nishiyama, 2001).

Usando el factor de amortiguamiento equivalente, $\zeta_{eq,j,i}$ el cortante promedio, $Q_{J,i}$ y las distorsiones relativas, $\delta_{j,i}$ de la i-ésima UVC, la absorción de energía, $\Delta W_{J,i}$ en la ecuación. (2.5) se puede escribir como:

$$\Delta W_{J,i} = 2\pi * \zeta_{eqJ,i} * \delta_{j,i} * Q_{J,i} \quad (2.6)$$

Sustituyendo Ec. (2.1) y (2.6) en (2.5) la expresión se queda como sigue:

$$\zeta_{eqF} = \frac{\sum_{i=j}^n \zeta_{eqJ,i} * \delta_{j,i} * Q_{J,i}}{Q_B * \delta_1} = \frac{\sum_{i=l}^n (\zeta_{eqb,i} * \delta_{b,i} + \zeta_{eqc,i} * \delta_{c,i} + \zeta_{eqp,i} * \delta_{p,i}) * Q_{J,i}}{Q_B * \delta_l} \quad (2.7)$$

Así, el factor de amortiguamiento equivalente de un edificio puede estar relacionado con las UVC. Como se ilustra en la Figura 2.13, los factores amortiguamiento equivalentes de las vigas, las columnas y la zona de panel están individualmente dadas con la relación de sus niveles de ductilidad y desplazamiento, el factor de amortiguamiento de un edificio se puede obtener por la ecuación (2.7) y los resultados de un análisis pushover considerando la distorsión conjunta del panel. La información de los parámetros, excepto los factores amortiguamiento equivalente en la ecuación. (2.7) se puede obtenerse a través del análisis pushover

CAPÍTULO 2

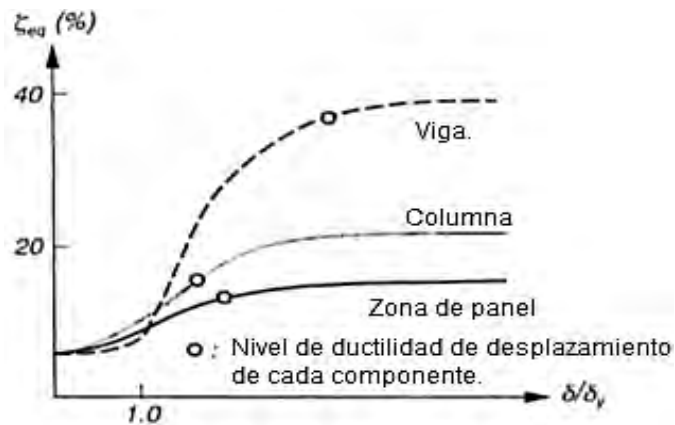


Figura 2.13 Idealización entre el factor equivalente de amortiguamiento de cada componente y los niveles de ductilidad en la máxima de un edificio (Kuramoto y Nishiyama, 2001).

Para las UVC de sistemas RCS que fallan por cortante cuatro ejemplares de este tipo se ensayaron, como las que ensayaron como parte del programa cooperativo entre EUA-Japón. Los especímenes BRI2 y BRI3 fueron reforzados con cubre placas (CP), refuerzos horizontales y placas de soporte (FBP) y los especímenes BRI5 y BRI6 con refuerzos transversales y placas de soporte (FBP). La Figura 2.14 muestra las historia de cortantes vs desplazamientos y el progreso del factor de amortiguamiento de la zona de panel con el incremento de las distorsiones de desplazamiento para cada espécimen.

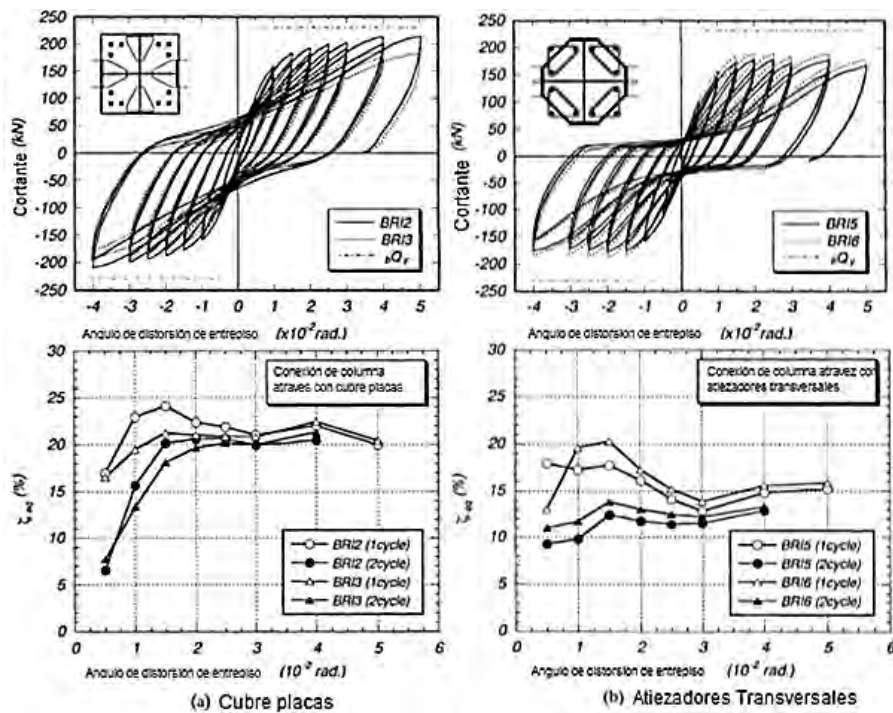


Figura 2.14 Loops de histéresis y factor equivalente de amortiguamiento (Baba y Nishimura, 2000).

El modelo de Takeda se utilizó para el cálculo de la histéresis en las columnas de concreto armado y se asume que las vigas de acero, están en el rango elástico, es decir, los factores equivalentes de amortiguación de las vigas debe ser cero. La historia de desplazamientos utilizada se obtuvo restando la historia de desplazamientos correspondiente a la deformación de las vigas y columnas del conjunto desplazado.

En las muestras con las cubre placas (CP), el factor de amortiguamiento equivalentes de la unión aumento con el incremento del desplazamientos generado antes de la rotación relativa del miembro R, hasta llegar a $0.015rad$. Sin embargo, después de eso el factor de amortiguación equivalente tienden a ser constante, de los cuales los valores son aproximadamente del 20%, independientemente del espesor de las cubre placas o el número de ciclos de carga. En las muestras con refuerzos transversales, por otro lado, los factores de amortiguación equivalentes tienden a ser constante, independientemente del ángulo de rotación Los rangos de valores son del 12 a 15% en los ciclos de carga después de $R = 0.02rad$.

Los factores equivalentes de amortiguamiento de las vigas son de un 10% justo después de la fluencia de las vigas, en $R = 0.02rad$. Después de eso, los factores de amortiguamiento equivalente aumentar de repente con mayores distorsiones y son aproximadamente del 40% llegando a $R = 0.05rad$. Estos resultados implican que un poco de efecto de amortiguamiento se puede esperar para marcos compuestos RCS en el que las capacidades de las columnas y las articulaciones son mucho más grandes que las de las vigas. La Tabla 2-1 muestra los valores típicos de coeficientes de amortiguamiento de distintos materiales.

Tabla 2-1 Coeficientes de amortiguamiento típico de distintos tipos de estructuras (Bazán y Meli, "diseño sísmico de edificios". Limusa, 2009).

Tipo de estructuras	Porcentaje de amortiguamiento crítico	
	Niveles bajos de respuesta	Niveles altos de respuesta
Concreto reforzado	4	7
Concreto presforzado	2	5
Acero con conexiones soldadas o pernos de fricción	2	4
Acero con conexiones atornilladas o remachadas	4	7
Mampostería	4	7

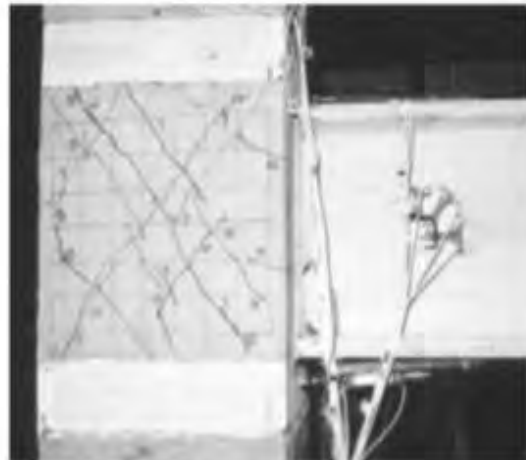
CAPÍTULO 2

También en EUA (Liang, X y Parra-Montesinos, 2004) se llevó a cabo un experimento en el cual se estudió el comportamiento sísmico de nueve especímenes escaladas a 3/4 de UVC exteriores de sistemas RCS de viga a través sometidas a grandes inversiones de carga.

Las muestras de ensayo se dividieron en dos grupos en función del peralte de la viga y el espesor de la columna. Esta relación fue de 0.60 para el grupo 1 (muestras 1-5), y 1,0 para el grupo 2 (muestras 6-9). Las muestras 1 y 6 se utilizaron como los especímenes de control para los grupos. Estas dos muestras tenían detalles de conexiones normales que incluían superposición de estribos en forma de U que pasan a través de agujeros perforados en el alma de la viga de acero, y placas de soporte (FBP) entre los patines de la viga y la caras frontal y posterior de la columna. Diferentes detalles de las uniones y nuevos materiales se utilizaron en las otras siete muestras para evaluar su influencia en la resistencia de la unión y el comportamiento cíclico inelástico de conexiones RCS. Ellos incluyen cubre placas (CP), que rodean a la unión como se ve en la Figura 2.15 a), las bandas de acero (BP) que envuelven a la columna de concertó encima y debajo de la viga de acero Figura 2.15 b). Los especímenes fueron diseñados de tal manera que la mayor parte de la actividad inelástica se concentrar en la región de la UVC para evaluar mejor la resistencia del cortante y la respuesta cíclica inelástica de las conexiones. La Tabla 2-2 resume las principales características de las muestras de ensayo.



a) Espécimen 5 con cubre placas (CP).



b) Espécimen 7 con bandas de acero (BP).

Figura 2.15 Placas CP Y BP en los especímenes de prueba (Liang, X y Parra-Montesinos, 2004).

Tabla 2-2 Descripción de los especímenes, adaptación de Liang, X y Parra-Montesinos, 2004.

Especímenes	Características
1	Viga armada, palcas FBP, estribos en la unión $\phi=13\text{mm}$
2	Viga W8x58, placas FBP estribos en la unión $\phi=13\text{mm}$
3	Viga armada, concreto con fibras de acero, placas FBP, estribos en la unión $\phi=10\text{mm}$
4	Viga armada, pasadores. Placas FBP, estribos en la unión $\phi=13\text{mm}$
5	Viga armada, placas CP alrededor de la unión, sin estribos en la unión.
6	Viga W14x38 con placas CP y FBP, estribos en la unión $\phi=13\text{mm}$
7	Viga W14x38 con placas CP, FBP y BP estribos en la unión $\phi=13\text{mm}$
8	Viga W14x38, placas CP y FBP concreto con fibras de acero sin estribos en la unión
9	Viga W14x38 con placas CP y FBP viga transversal, BP y sin estribos en la unión.

Los Resultados experimentales de los nueve especímenes mostraron una buena respuesta en general y fueron capaces de mantener su resistencia a desplazamientos laterales de 5.0% de la distorsión del entrepiso. Además exhibieron una buena capacidad de retención de la rigidez a lo largo de la prueba y durante ciclos repetidos al mismo nivel de distorsión.

Las muestras de control 1 y 6 sufrieron el mayor daño en la articulación. Grietas diagonales comenzaron a formarse en el 1.0% de distorsión y continuaron creciendo a medida que el desplazamiento lateral se incrementó en las muestras, lo que lleva al desmoronamiento de la cubierta de concreto al final de la prueba. A pesar que se observó daño severo en estas dos, mostraron una respuesta de histéresis estable sin presentar decaimiento de la resistencia a cortante como se puede observar (Figura 2.16 a y c), menores a moderados daños en estas muestras corresponden a las deformaciones por cortante conjuntos de hasta 0.0075 radianes. Cuando la distorsión de cortante conjunta superó 0.01 radianes, los especímenes mostraron graves daños que se caracterizan por grandes grietas diagonales en la UVC y el desconchado del concreto. Otro fenómeno importante observado en estos especímenes fue la presencia de huecos entre los patines de la viga de acero y el concreto circundante causados por las fuerzas sobre los apoyos y deslizamiento de las barras de refuerzo longitudinal. Esto aunado a una rotación de cuerpo rígido de la viga de acero en el interior de la articulación y la formación de grietas grandes que se originaron en las esquinas de los patines de la viga.

La rotación del cuerpo rígido de la viga de acero dio lugar a un reblandecimiento del subconjunto y contribuyó significativamente a la distorsión global del espécimen.

CAPÍTULO 2

La influencia de las cubre placas (CP) y bandas de acero (BP) se estudió en las muestras 5, 7 y 9. La muestra 5 tenía cubre placas (CP) que rodean la UVC en el peralte de la viga. Debido al confinamiento proporcionado por las cubre palcas (CP), este espécimen mostró un aumento del 12% en la fuerza cortante al 5.0% distorsión en comparación con la muestra 1 y tenía la mejor capacidad de retención de rigidez de todos los especímenes en el grupo 1. El espécimen 7, con bandas de acero (BP) en la columna por encima y por debajo de la viga de acero, exhibió un aumento del 50% en resistencia a cortante en comparación con la muestra de control 6 Figura 2.16 d). A pesar del aumento en el esfuerzo cortante conjunta, el daño en la región de la UVC fue moderada porque las bandas de acero (BP) limitan de manera efectiva al concreto en las regiones de la articulación fuera del ancho de los patines de la viga, el espécimen 7 también mostró la mejor capacidad de retención de rigidez entre los especímenes en el grupo 2.

La muestra 9 también tenía bandas de acero (BP), sin embargo, en este espécimen no se utilizó ningún refuerzo transversal de acero en la articulación debido a la presencia de las vigas transversales. Este espécimen mostró sólo un daño moderado hasta el 3.0% distorsión. Cuando se aumentó el desplazamiento lateral, grietas diagonales se hicieron más grandes, lo que conduce a un desprendimiento del concreto en la articulación al final de la prueba. A pesar de que se observó grave daño en la UVC en 5.0% distorsión, la muestra 9 mostró un aumento del 25% en la resistencia a cortante en comparación con la muestra 6 Figura 2.16 Comportamiento de carga vs desplazamiento (Liang, X y Parra-Montesinos, 2004). f) teniendo buena capacidad de retención de la rigidez. Esto sugiere que los estribos pueden ser eliminados de la conexión si las bandas de acero (BP) se utilizan en la articulación.

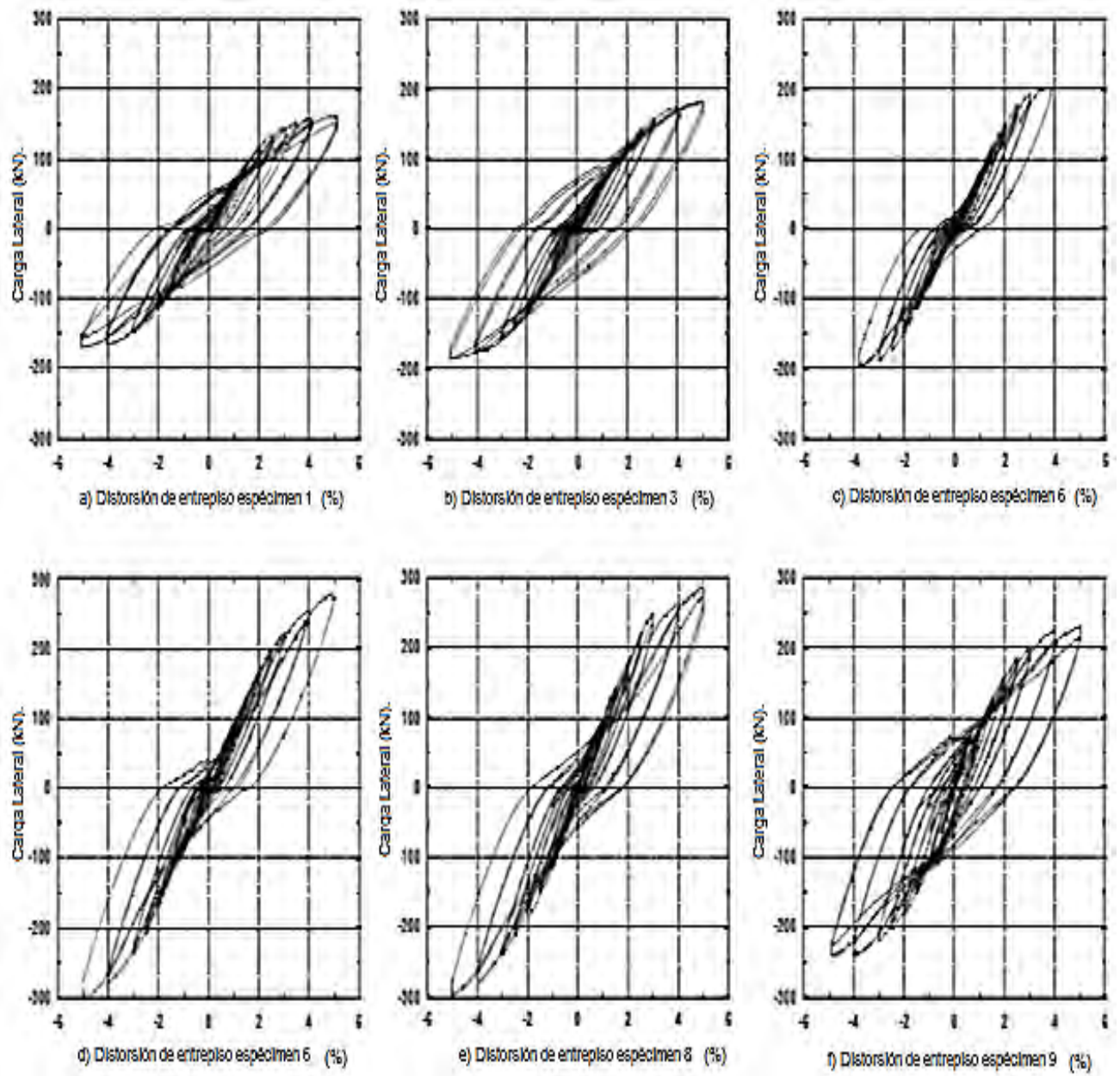


Figura 2.16 Comportamiento de carga vs desplazamiento (Liang, X y Parra-Montesinos, 2004).

CAPÍTULO 2

En Taiwán (Cheng y Chen, 2004) se llevó a cabo una investigación experimental que tuvo como objetivo estudiar el comportamiento sísmico de UVC de sistemas RCS, con losa de piso o sin ella, que sirviera como prueba de calidad para el diseño de conexiones de un marco plano de tres pisos y tres crujiás probado en 2002 por la cooperación internacional de investigación entre Taiwán y EUA. En total seis especímenes RCS de la subestructura fueron construidos y probados.

Los parámetros más importantes que se tomaron en cuenta fueron; el efecto compuesto de losa, viga, estribos en la zona del panel, efecto de la viga transversal, protocolo de carga, y el modelo analítico para la transferencia del cortante en la zona de panel.

Todas las muestras representan la UVC de la primera planta de un marco, teniendo como vigas de acero armada H596X10mm de alma, 199X15mm en los patines y como columnas 65x65 cm reforzados con barras longitudinales 12#11. Basado en la investigación de Kanno (2000). Para evitar fallas en el concreto de las columnas se colocaron bandas de acero (BP), alrededor de la columna justo por encima o por debajo de la viga. Para mejorar la transferencia cortante en la zona del panel, a las vigas se le soldaron placas de soporte (FBP) con soldadura de filete, como se muestra en la Figura 2.17.

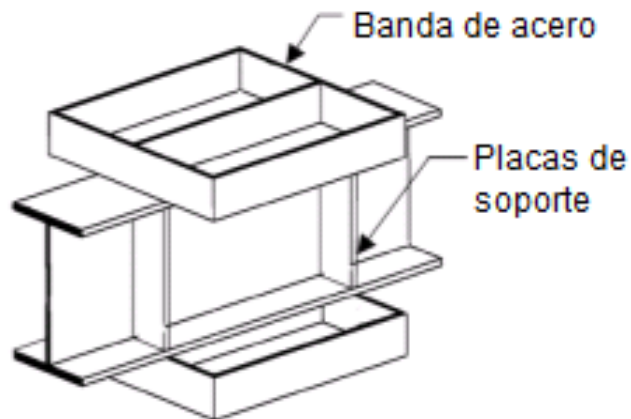


Figura 2.17 Conexión del experimento (Cheng y Chen, 2004).

Los resultados obtenidos mostraron que todos los especímenes se comportan de una manera dúctil con articulaciones plásticas formadas en el extremo de la viga cerca a la cara de la columna, donde el pandeo local se llevó a cabo gradualmente en el alma y patín de la viga. Para las muestras con losa, el efecto de esta desapareció después de un 3% del desplazamiento debido a la insuficiencia a cortante en los pernos. Debido a la sujeción lateral dado por la losa de piso, el pandeo lateral y de torsión en el patín superior fue suprimido, sin embargo, el patín inferior se dobló e incluso se fracturó durante la etapa final de la prueba. La observación visual reveló que todas las muestras excepto el espécimen 1 se comportan de manera similar con cada prueba las cuales finalizaron al llegar a un desplazamiento del 6% donde el patín inferior de la viga se fracturó, se observaron solo grietas menores en la columna y la zona del panel. En la prueba de los especímenes 1 y 2, la fractura del patín de la viga inferior la separación de la viga y la

losa se visualizó durante la prueba, pero estos fenómenos no se observaron hasta el final de la prueba del espécimen 3. Para las muestras sin la losa, el pandeo en el patín superior e inferior de la viga se observó al mismo tiempo.

Por otra parte, los resultados de las pruebas se muestran en la Tabla 2-3 revelaron que las vigas transversales y la forma de estribos en la zona del panel tienen sólo un efecto marginal en la transferencia de corte en la zona del panel debido a la condición columna fuerte viga débil. Para todas las muestras se encontró que estas pueden sufrir grandes distorsiones debidas al refuerzo de la columna de concreto, además de transferir adecuadamente la rigidez a cortante total en la zona de panel en los sistemas RCS.

Tabla 2-3 Esfuerzos de los especímenes (Cheng y Chen, 2004).

Espe	Viga Transversal	Forma estribos	Tipo de carga	f'c (kg/cm ²) Losa	f'c (kg/cm ²) columna	Momneto izq (Ton-m)		Momneto der (Ton-m)		esfuerzo (Ton/m)		Cortante en el panel (Ton)
						Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	
1	Si	L	Ciclica	229.4	498.6	156.98	130.87	164.12	126.70	2111.00	1085.60	396.12
2	No	U	Ciclica	247.8	555.7	173.50	136.88	168.50	136.37	1792.20	1250.21	421.67
3	Si	L	Puntal	214.1	508.8	179.24	124.24	169.42	133.30	1529.90	1087.93	409.22
4	Si	L	Ciclica	sin losa	534.3	131.17	128.11	129.95	125.35	1104.97	1067.23	352.61
5	Si	sin	Ciclica	sin losa	435.4	131.88	130.15	129.95	125.35	1256.74	1186.05	354.65
6	No	U	Ciclica	sin losa	553.7	129.74	127.81	122.81	122.81	1266.64	1099.15	347.62

CAPÍTULO 2

En Japón (Baba y Nishimura, 2004) se realizó un experimento relacionado el comportamiento elastoplástico de la UVC de vigas de acero y columnas de concreto bajo cargas bidireccionales con el objetivo de aclarar el comportamiento elástoplástico tridimensional de las juntas UVC con carga bidireccional. El experimento consistió en seis especímenes del subensamble UVC a 1/3 de escala en sus tres dimensiones. Las dimensiones totales de los especímenes de las muestras y los detalles del refuerzo transversales se muestran en la Figura 2.18.

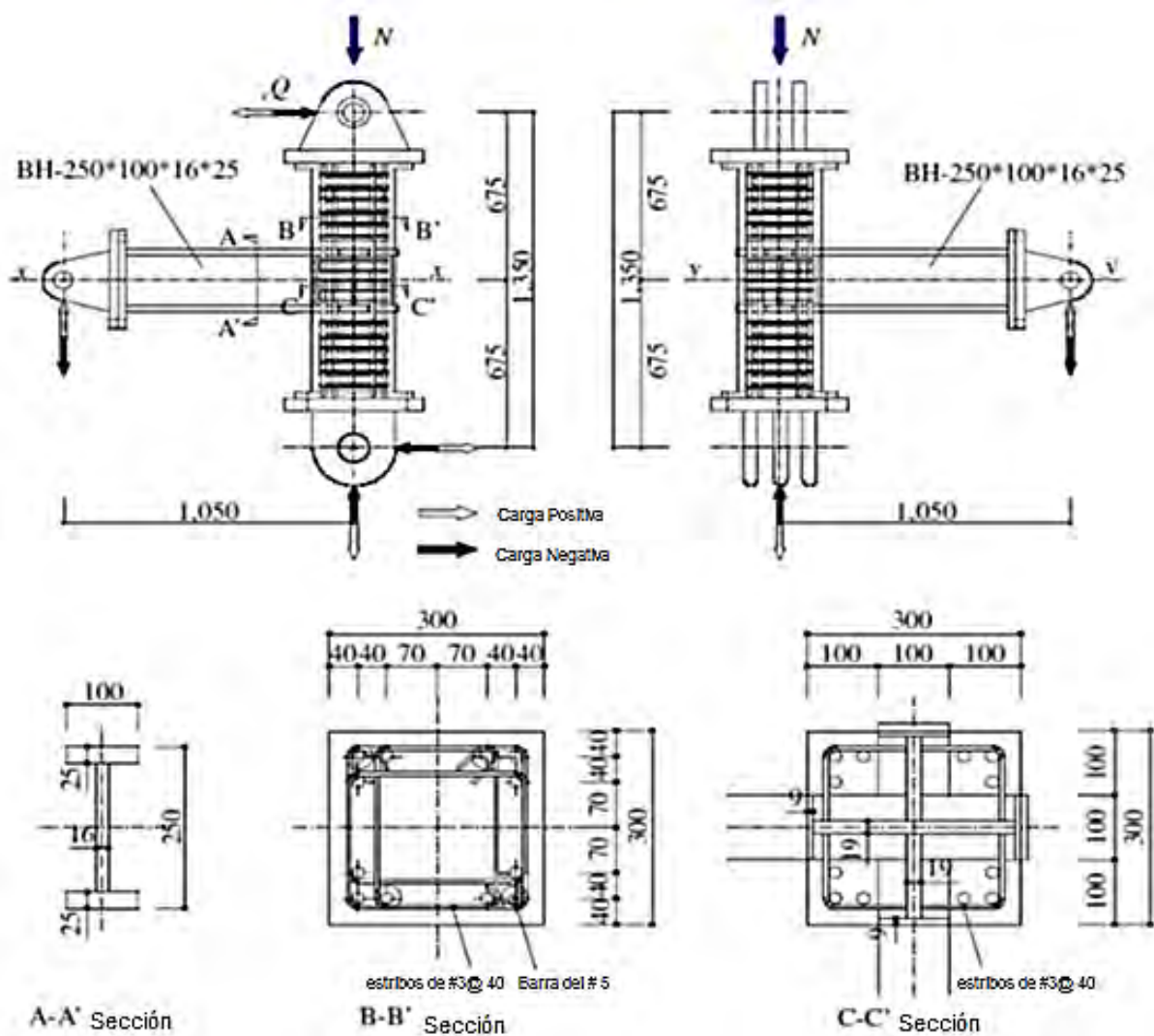


Figura 2.18 Dimensiones totales del espécimen, secciones transversales y detalles del refuerzo (Baba y Nishimura, 2004).

La relación M_c/M_v donde M_c es la resistencia a la flexión de la columna con cargas axiales y M_v de la viga de acero es de 1.38. Las variables experimentales fueron en dirección de la carga lateral al eje x y la carga axial aplicada a la columna.

Las direcciones de carga θ fue 0° , 22.5° y 45° como se muestra en la Figura 2.19, se aplicó una carga axial en la columna de 57 Ton, que corresponde al 20% de la resistencia última a la compresión de la columna. La magnitud de la carga axial corresponde al nivel de esfuerzo de compresión en una columna exterior del nivel inferior en un marco resistente a momento de una estructura de alrededor de diez niveles. Las propiedades de los especímenes de ensaye y las propiedades mecánicas de los materiales se enumeran en la Tabla 2-4 y Tabla 2-5.

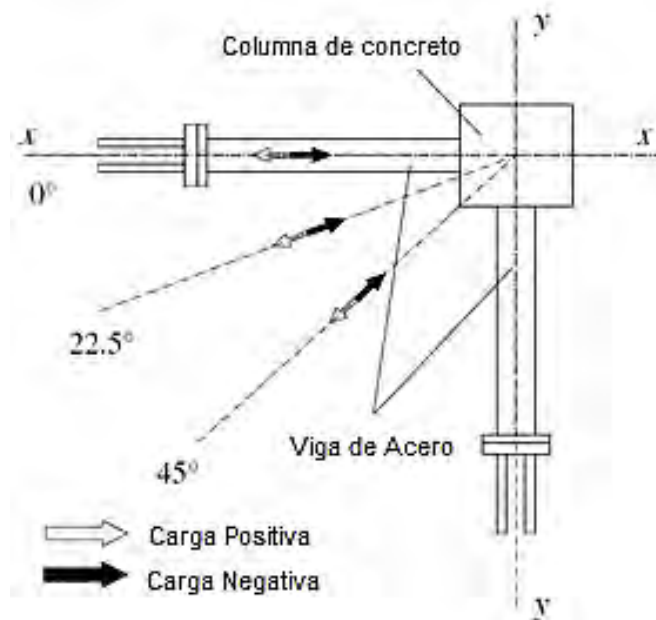


Figura 2.19 Condiciones de carga (Baba y Nishimura, 2004).

Tabla 2-4 Propiedades de los especímenes de prueba (Baba y Nishimura, 2004).

Especímen		1	2	3	4	5	6
Columna de concreto	Sección	300 x 300 mm					
	Refuerzo Longitudinal	12 barras del # 5					
	Refuerzo Transversal	4 estribos del # 2 @ 50 mm.					
	Concreto	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$					
	Carga Aplicada	0	57 ton	0	57 ton	0	57 ton
viga de Acero	sección	Viga Armada Alma 250 x 16mm					patines
Unión	Refuerzo del alma	Placas de continuidad del alma de 19mm					
	Refuerzo Transversal	Estribos del #2 @ 40mm.					
	Placas de soporte	Placas de 9mm					
Dirección de la carga		0°		22.5°		45°	

CAPÍTULO 2

Tabla 2-5 Propiedades mecánicas de los materiales (Baba y Nishimura, 2004).

Materiales			Esfuerzos		
			σ_y (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	E_s (kg/cm ²)
Acero	PL 9	Fy=	3558.8	5445.2	2.10E+06
	PL 16		3834.7	5485.98	2.07E+06
	PL 25		3568.9	5363.6	2.08E+06
	PL 19	Fy=	2702.2	4262.35	2.07E+06
Barras de refuerzo	#5	Fy=	4170	6026.43	1.80E+05
	#2	Fy=	3161	5016.92	1.67E+05
Concreto		Especímenes	σ_b (kg/cm ²)	F_t (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)
		1, 3 y 5	298.77	29.07	2.39E+04
		2, 4 y 6	315.08	18.43	2.44E+04

Los resultados de las pruebas mostraron grietas típicas y una progresión del daño para las muestras cargadas en 0° y 45°. Se observó un severo aplastamiento del concreto entre la columna y vigas de acero. Además se observaron grietas verticales notables que inician en las esquinas de las vigas de acero. Estas grietas son causadas por el esfuerzo en el apoyo por encima y por debajo de la viga de acero.

En el caso de muestras sin la carga axial, en la columna con el ciclo $R = 0.015rad$, se observó trituración del concreto y grietas verticales se observaron. En los subsecuentes ciclos de carga, las grietas verticales avanzaron y las grietas a lo largo de las barras longitudinales de refuerzo se evidenciaron. En el caso de las muestras con carga axial en la columna, el aplastamiento entre columna de concreto y viga de acero fue producido en el ciclo de carga temprana ($R = 0.005 rad.$) En comparación con las muestras sin carga axial en la columna. Sin embargo, a pesar de estas diferencias existen muchas similitudes en el progreso de la formación de las grietas, en general el agrietamiento más grave se observó con la carga axial en la columna y en dirección de la carga. Los detalles de la secuencia y progresión de las grietas o daños se muestran en la Figura 2.20.

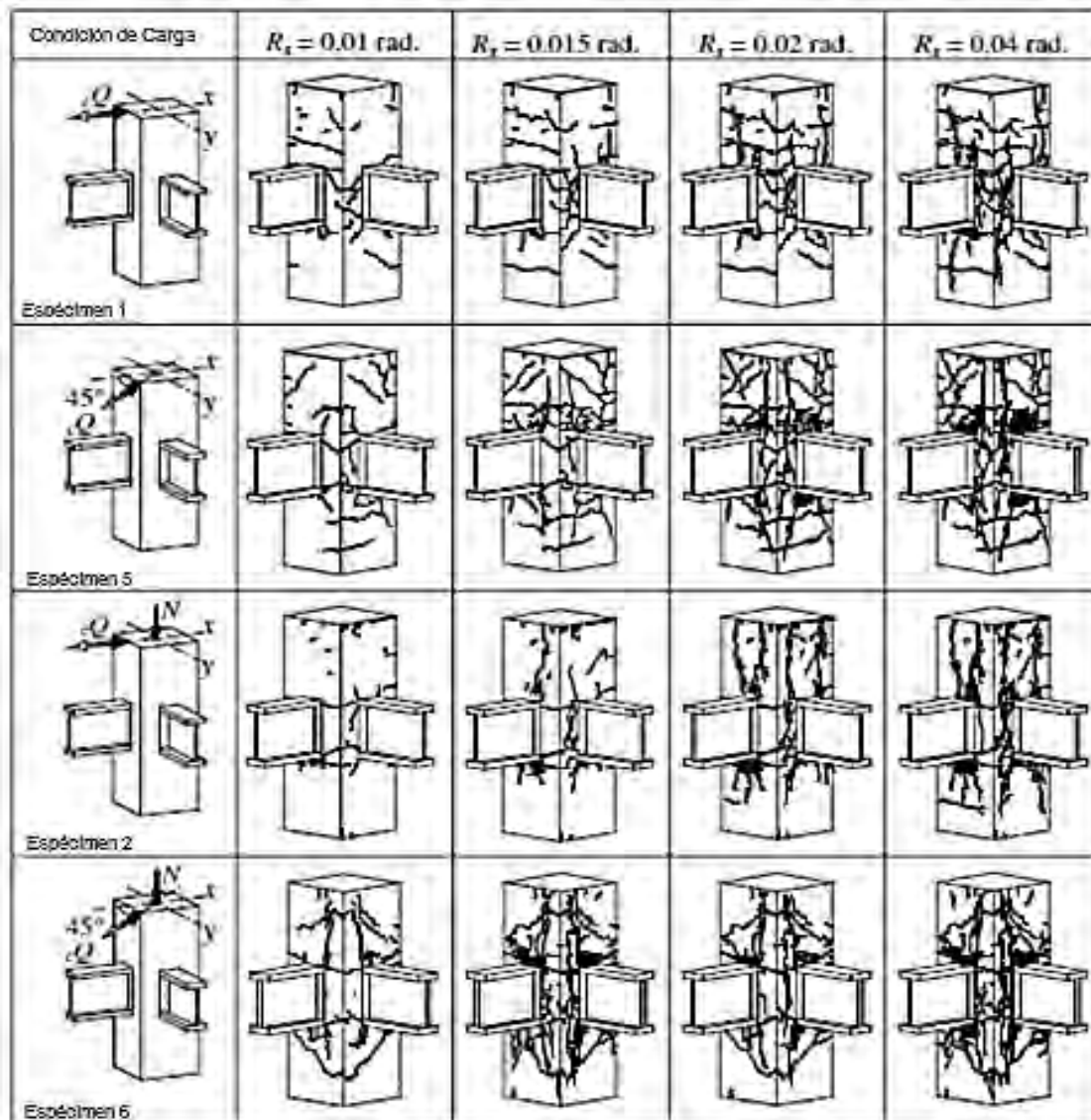


Figura 2.20 Detalles de la secuencia de carga (Baba y Nishimura, 2004).

Las relaciones entre la carga aplicada lateral y ángulo de distorsión en la parte superior de la columna se muestran en la Figura 2.21 El eje vertical representa por cQ representa la carga lateral aplicada y el efecto $P-\Delta$ derivado de la carga axial se considera en el cQ . El eje horizontal indica el ángulo de distorsión R . El comportamiento general fue casi elástico.

En las serie de carga bidireccional, como la amplitud de carga aumentó a $R = 0.015 \text{ rad}$ el aplastamiento entre la columna de concreto y viga de acero se observó a un esfuerzo cortante en la columna de aproximadamente 12 a 13 Ton, representa aproximadamente el 75 a 90% de la resistencia máxima. Sin embargo, la degradación de la resistencia no se observó hasta la distorsión máxima aplicada de $R = 0.04$.

CAPÍTULO 2

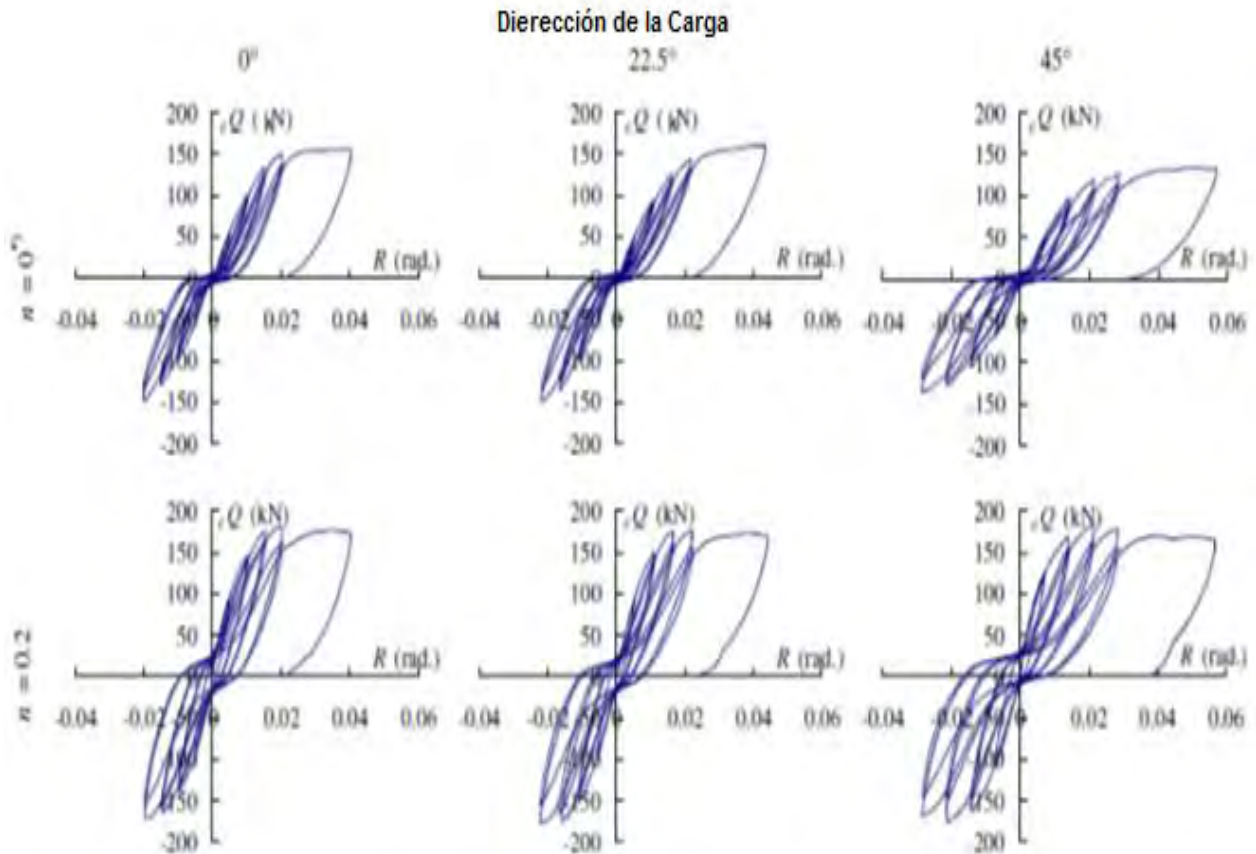


Figura 2.21 Respuesta Histerética (Baba y Nishimura, 2004).

En la carga bidireccional + ciclos de carga de trituración del concreto se observó a un esfuerzo cortante en la columna de alrededor de 9 Ton, que era aproximadamente el 50% de la resistencia máxima. Sin embargo, el comportamiento de repunte con el ciclo de carga era menor que el de las muestras sin carga axial en la columna. Esta es la razón por lo que la carga axial de compresión aplicada en la columna contribuye a cerrar las grietas en la columna y los huecos entre los patines de la viga de acero y concreto de la columna. Por lo tanto, aumenta el grado de unión. Nótese que para las muestras cargadas en la dirección de 45° se reduce seriamente la rigidez en el ciclo de carga de $R = 0.015rad$ en comparación con las otras muestras. Una de las razones de esta degradación podría estar relacionada con el hecho de que las acciones de las uniones de esquina de la columna se deterioraron por grietas verticales que se produjeron a partir de las esquinas de las vigas de acero en ambos patines.

2.3 Reglamentos en los Estados Unidos de Norteamérica (EUA).

En los Estados Unidos de Norteamérica, los criterios de diseño sísmico para marcos compuestos RCS se distribuyen en varios códigos y estándares (Mehanny, 2000). Los primeros requisitos formales de diseño sísmico de marcos compuestos de acero estructural y concreto reforzado aparecen en la edición de 1994 de la NEHRP (*National Earthquake Hazards Reduction Program*), *Recommended Provision for the Development of Seismic Regulations for New Buildings* (BSSC, 1995). La edición de 1994 incluye un nuevo capítulo que contiene un amplio conjunto de criterios para sistemas compuestos, miembros y conexiones, así como definiciones de los coeficientes sísmicos (R y C_d) necesarios para el cálculo de las cargas sísmicas de diseño y deformaciones. En estas disposiciones, el Consejo de Seguridad Sísmica de edificio (BSSC), elaboró una lista de siete sistemas compuestos que tienen las aplicaciones prácticas más probables incluidos en esta lista los marcos compuestos especiales. La fuerza y detalles de los requisitos para los miembros de material compuesto se basaron en gran medida en el *American Institute of Steel Construction* (AISC) vigente y las normas de *American Concrete Institute* (ACI 318-08), pero también se incluyen aclaraciones sobre la forma en que debe aplicarse, e información suplementaria cuando los problemas no estaban cubiertos. Estas disposiciones son importantes no sólo por ser la primera en su tipo para sistemas compuestos, pues también sentó las bases para las posteriores publicaciones de otros códigos (Mehanny, 2000) (Córdova, 2005),

Dentro de los documentos que controlan el diseño de estructuras compuestas RCS están el *International Building Code* (IBC 2006), y el *ASCE 7 Standard Minimum Design Loads for Buildings and other Structures* (ASCE 2005), Ambos documentos especifican las carga sísmica y los requisitos de diseño (al igual que las Disposiciones NEHRP 1994). Por otra parte el AISC en sus especificaciones para sismo (*Seismic Design Provisions 2010*) establece los requisitos específicos que detallan los marcos de RCS (Marcos compuestos especiales) dichos requisitos y sub-clasificación de los marcos se pueden ver en el Anexo 1 de esta tesis. Los requisitos se basan principalmente en el original de 1994 y en las disposiciones NEHRP de 1997. Dado que estos sistemas se componen de elementos de concreto armado y acero, las disposiciones sísmicas del AISC-2010 hacen una referencia extensa (AISC-LRFD 1999/2010 y el Código de Construcción ACI 318 2008), como guías para el diseño de miembros. También se hacen referencias a los sistemas RCS en el *Joint Design Recommendations 1994* del ASCE las cuales se muestran en el Anexo 2 de esta tesis como referencia.

CAPÍTULO 2

2.4 Situación en México.

Para los sistemas RCS en México a la fecha no existe un reglamento específico en el tema. Sin embargo el Reglamento de Construcciones del Gobierno del Distrito Federal 2004 (Reglamento 2004) en el *Título sexto relativo a la seguridad estructural de las construcciones indica que:*

“Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones” (Sismo, Viento, etc.) (Adaptación Artículo 150, NTC Metálicas sección 1.5).

Dado que en las normas no se dan recomendaciones específicas para el estudio de estos sistemas, el procedimiento para tales casos se basará en las recomendaciones que da en el AISC (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, 2010 las cuales se incluyen en el Anexo 1 de esta tesis), pero con las correspondientes adaptaciones, a fin de satisfacer los requisitos de los elementos estructurales de acuerdo a la norma Mexicanas correspondiente.

2.5 Factor de relación de momentos (FRM).

Dentro de los reglamentos estudiados, todos ellos tienen el principio de controlar las articulaciones que se forman en la UVC. Debido a la experiencia sísmica, se ha observado la existencia de una distribución desproporcionada de momentos alrededor de las uniones de viga-columna en la respuesta sísmica de un marco de varios pisos, por lo que podrían aparecer momentos flexionantes en las secciones críticas, considerablemente mayores a los deducidos del análisis estático. Para reducir la probabilidad de fluencia de las columnas, se debe hacer que la resistencia nominal de la columna en una sección crítica sea mayor que la suma total de momentos máximos por las vigas adjuntas cuando se forman articulaciones plásticas. (Flores, 2003). Es decir que se requiere:

$$Mu_{c1} > (FRM)_{c1} \sum Mu_v \quad (2.8)$$

Dónde:

Mu_{c1} = Es la capacidad del momento máximo de la columna 1

$\sum Mu_v$ = Suma de las capacidades máximas a flexión de las vigas adyacentes a la columna 1 cuando se forman articulaciones plásticas en las vigas.

$(FRM)_{c1}$ = Factor de relación de momentos, dependiente de la respuesta dinámica inelástica del marco cuando se sujeta a movimientos sísmicos.

De la ecuación 2.8 se tiene:

$$(FRM)_{c1} = \frac{Mu_{c1}}{\sum Mu_v} \quad (2.9)$$

Sin embargo en los reglamentos de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-Concreto), Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas (NTC-Metálicas), ACI 318-08 y ASCI-2010 se toman las sumatorias de los momentos resistentes de las columnas comparándolos contra la sumatoria de momentos plásticos de las vigas. Quedando entonces:

$$FRM = \frac{\sum Mu_c}{\sum Mu_v} \quad (2.10)$$

El procedimiento para calcular el FRM en una determinada sección, de una conexión viga- columna, de un marco en particular, sometido a un determinado sismo, involucra los siguientes pasos (Flores, 2003):

- Generar mediante un análisis dinámico inelástico, los resultados tiempo-historia de los momentos flexionantes en los extremos de las vigas y columnas que forman un nudo, de todos los nudos del marco, sometidos a los sismos seleccionados de acuerdo a las suposiciones y parámetros indicados
- Para cada intervalo de integración, verificar en todos los nudos del marco, si han producido una articulación plástica en los extremos del elemento que forman un determinado nudo. De ocurrir esto, calcular los FRM arriba y abajo del nivel del piso en dichos nudos para ese instante.

2.6 Control de articulaciones plásticas

Los códigos y reglamentos de diseño antisísmico proponen que las articulaciones plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas, para lo cual estipulan que la suma de los momentos de las columnas sea mayor que la suma de las resistencias de las vigas en cada plano principal de una conexión fomentando el comportamiento de viga débil columna fuerte. Desafortunadamente, éste requerimiento no impide la formación de articulaciones plásticas en las columnas por las siguientes razones:

Se ha encontrado, como se indicó anteriormente, en el análisis no lineal de marcos de varios niveles, que en distintas etapas durante un sismo pueden ocurrir puntos de inflexión bastante alejados de la parte medias de las columnas. Las columnas pueden incluso estar en curvatura simple en ciertos instantes. En consecuencia son posibles las distribuciones de momentos flexionantes tales como se indican en la Figura 2.22. En una unión típica, la suma de momentos de la columna resiste los momentos totales de las vigas, por lo tanto se tiene:

CAPÍTULO 2

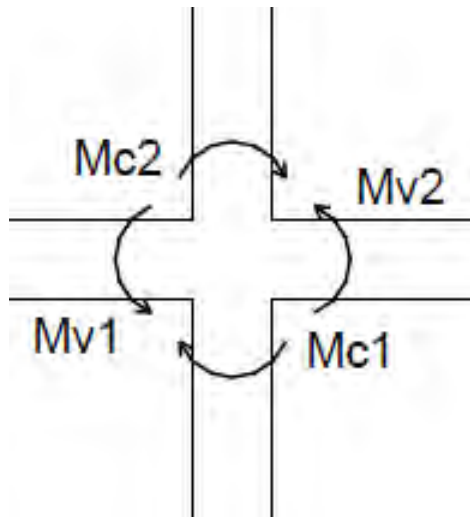


Figura 2.22 Momentos en unión viga-columna.

$$\sum M_v = M_{v1} + M_{v2} = M_{c1} + M_{c2} \quad (2.11)$$

El mayor momento de la columna está dado por:

$$M_{c2} = \sum M_v - M_{c1} \quad (2.12)$$

dónde:

$\sum M_v$ = Es el momento total cuando las vigas están en la capacidad del momento máximo.

M_{c2} = Es la capacidad del momento máximo de la columna 2.

Si se desea impedir la formación de una articulación plástica en la columna 1, el requerimiento es:

$$Mu_{c2} > \sum Mu_v - M_{c1} \quad (2.13)$$

Si la columna permanece en doble curvatura, el caso límite ocurre cuando $M_{c1} \rightarrow 0$, y la ecuación anterior requiere que:

$$Mu_{c2} > \sum Mu_v \quad (2.14)$$

Si las columnas están en curvatura simple (el punto de inflexión está fuera del entrepiso), la ecuación 2.13, requiere que:

$$Mu_{c2} > \sum Mu_v + M_{c1} \quad (2.15)$$

Para asegurar que no se formen articulaciones plásticas en las columnas, se tendría que exigir:

- Que la resistencia a flexión de cada sección de columna fuera al menos igual a la suma de las resistencias a flexión de las secciones de la viga en el plano de flexión, si el punto de inflexión está en cualquier parte dentro de la altura del entrepiso.
- Si el punto de inflexión está fuera de la altura del entrepiso, se requeriría una capacidad todavía mayor de la columna.

2.7 Marcos con ductilidad alta

En el diseño de estructuras de acero o de estructuras de concreto reforzado, los marcos de momento especiales están contruidos, con frecuencia, como parte del sistema lateral resistente de estructuras en zonas de alto riesgo sísmico, proporcionando rigidez y estabilidad estructural. Cuando se sujetan a movimientos fuertes del terreno, el comportamiento inelástico pretende que se formen articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, adyacentes a las conexiones viga-columna en estructuras de acero, o en las uniones de estructuras de concreto reforzado, además de las bases de las columnas. Los requisitos especiales relacionados con el diseño y construcción de las conexiones de Marcos a Momento Especiales Compuestos (CSMF), para aplicaciones sísmicas de alta demanda se han publicado en algunos de los códigos de construcción, como el capítulo G de ANSI/AISC 341, disposiciones sísmica para edificios de acero estructural (Seismic Provisions, 2010). Las disposiciones sísmicas AISC, que requiere que el diseño columna fuerte – débil viga (SC-WB) para CSMF. El propósito del requisito de SC-WB es evitar colapso de piso débil. Las conexiones y la zona del panel deben ser diseñadas de tal manera que se adecue este comportamiento inelástico. A continuación se resumen algunos criterios utilizados en reglamentos y códigos.

2.7.1 Norma ACI 318–08

La norma ACI 318-08, dentro de sus disposiciones especiales para el diseño sísmico, para elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento, establece en su artículo 21.6.2.2 establece que: “Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación:”

$$\sum M_{nc} > 1.2 \sum M_{nb} \quad (21.1 \text{ del ACI 318-08})$$

Dónde:

$\sum M_{nc}$ = Sumatoria de los momentos, en las caras del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las columnas que confluyen en dicho nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la carga axial factorizada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas que dé la más baja resistencia a la flexión.

CAPÍTULO 2

ΣM_{nb} = Sumatoria de los momentos en las caras del nudo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las vigas que llegan a dicho nudo. Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación (21-1) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del marco que se considera.

2.7.2 Reglamento de construcciones NTC Concreto

La norma para el Distrito Federal NTC-Concreto, dentro de sus disposiciones especiales para marcos dúctiles (con Q igual a 3 ó 4), establece en su artículo 7.3.2.1 lo siguiente: “Las resistencias a la flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ec. 7.2”

$$\Sigma M_e > 1.5 \Sigma M_g \quad (7.2 \text{ de las NTC-Concreto})$$

Dónde:

ΣM_e = Suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con un factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; y

ΣM_g = Suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con un factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Los resultados anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo. No será necesario cumplir con la ec. 7.2 en los nudos de azotea

2.7.3 Reglamento de construcciones NTC metálicas.

La norma para el Distrito Federal NTC-Metálicas dentro de sus disposiciones para conexiones rígidas entre vigas y columnas, en su artículo 5.8.10 Relación entre los momentos en vigas y columnas establece lo siguiente: “Cuando en el diseño intervienen las acciones sísmicas, en las juntas debe satisfacerse la relación siguiente ec 5.15”:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} > 1.0 \quad (7.2 \text{ de las NTC-Metálicas})$$

Dónde:

ΣM_{pc}^* = Sumatoria de los momentos en las dos columnas que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando

los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos. Puede tomarse $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yv} - P_{uc} / A_c)$,

$\sum M_{pv}^*$ = Sumatoria de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; Se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas. $\sum M_{pv}^* = \sum (1.1R_y M_{pv} + M_v)$, donde M_v es el momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de la columna.

En las expresiones anteriores,

A_c y Z_c = Área total y módulo de sección plástico de la columna, respectivamente;

P_{uc} = Fuerza axial de compresión de diseño en ella (un número positivo); y

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la misma.

La condición dada por la ec. 5.15 no se aplica a edificios de un solo piso ni al nivel superior de edificios altos.

2.7.4 ASCI-2010 Seismic provision.

Dentro de las normas del ASCI-2010 capítulo G del Seismic Provision los requisitos del sistema, miembros y conexiones para Marcos Rígidos Especiales Compuesto (C-SMF) dentro de su sección G3 establece que: "La siguiente relación se cumple en las conexiones viga-columna ecuación G3-1"

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{p.exp}^*} > 1.0$$

Dónde:

$\sum M_{pcc}^*$ = Sumatoria de los momentos de las columnas por encima y por debajo de la articulación en la intersección de la viga y la columna Kip-in. (N-mm). $\sum M_{pcc}^*$ se determina mediante la sumatoria de las proyecciones de las resistencias nominales a la flexión, $\sum M_{pcc}$, de las columnas por encima y por debajo de la articulación a la línea central del viga con una reducción de la fuerza axial en la columna. Para columnas de concreto reforzado, la resistencia nominal a la flexión, M_{pcc} , se calculará sobre la base de lo dispuesto en el ACI 318-08 con la consideración de la fuerza axial necesaria, P_{rc} Cuando las líneas centrales de las vigas en la misma articulación no coincidan, la línea media entre las líneas centrales se utilizará.

CAPÍTULO 2

$\Sigma M_{p,exp}^*$ = Sumatoria de los momentos en las vigas de acero, Kip-in. (N-mm). $\Sigma M_{p,exp}^*$ se determina mediante la suma de los puntos fuertes esperados de flexión de las vigas en las ubicaciones de las articulaciones plásticas a la línea central de la columna. Está permitido tomar $\Sigma M_{p,exp}^* = \Sigma(1.1M_{p,exp} + M_{uv})$, donde $M_{p,exp}$ se calcula como ZF_{ye} .

M_{uv} = Momento debido a la amplificación del cortante en la ubicación de la articulación plástica a la línea central columna, kip-en. (N-mm).

El mecanismo de columna fuerte viga débil implementado para marcos compuestos se basa en el concepto similar para el acero SMF. Es importante señalar que el cumplimiento del requisito de columna fuerte viga débil y la ecuación G3-1 no asegura que las columnas individuales no cederán, incluso cuando todos los lugares de conexión en el marco se cumplan. Sin embargo, la fluencia de las vigas predominará en el comportamiento inelástico deseado logrado en marcos con los miembros de tamaño adecuado para satisfacer el requisito de la ecuación G3-1, con la excepción de la limitante de fuerza axial es $P_{rc} < 0.1P_c$, que se realiza para asegurar un comportamiento dúctil de columnas de concreto armado y compuestos. Cabe señalar que estas disposiciones son para marcos compuestos o RCS.

2.8 Otros reglamentos.

Si bien es importante hacer el estudio de otros reglamentos que aborden este tipo de sistemas como el reglamento japonés o el neozelandés, tal situación no se pudo dar dado que durante el desarrollo de esta tesis no se contó con el tiempo y material disponible para realizar tal estudio.

2.9 Conclusiones.

Si se decide el uso de conexiones compuestas a menudo estas simplifican algunos de los problemas especiales asociados con acero tradicional y al concreto armado. Por ejemplo, en comparación con el acero estructural, las conexiones compuestas a menudo evitan o reducen al mínimo el uso de soldadura en campo en comparación con el concreto armado. Existirán menos casos de anclaje y la longitud de desarrollo del acero de refuerzo de las vigas el cual es un problema.

Tomando en cuenta muchas configuraciones alternativas en las conexiones, hay pocos detalles estándar para las conexiones en la construcción mixta. Sin embargo, las pruebas están disponibles para varios detalles de las conexiones que son adecuados para el diseño sísmico. Algunos detalles se presentan en la sección 2.1 (Figura 2.1) con los comentarios de los capítulos G y H del ASIC Sismic Provisions en el Anexo 1 de esta tesis. Las disposiciones de las normas y los comentarios de estas secciones pretenden ayudar a normar y mejorar la práctica del diseño mediante el establecimiento de los supuestos básicos de comportamiento para el desarrollo de modelos de diseño que satisfacen el equilibrio de fuerzas internas

en la conexión para el diseño sísmico. Sin embargo estas referencias y comentarios en su mayoría sólo se centran en conexiones del tipo viga continua o a través de la columna, con diferentes detalles en el arreglo en la zona del panel, los cuales fueron las tomadas en cuenta para el desarrollo de los modelos de esta tesis, pues como se mencionó al seleccionar las vigas a través de la columna con placas extendidas y bandas alrededor de la zona de panel, estas fueron capaces de desarrollar capacidades de ductilidad y distorsiones similares a una conexión precalificada de acero o una de concreto armado para marcos especiales resistentes a momento. Por otro lado en las investigaciones que se estudiaron en este capítulo, como referencia para el desarrollo de esta tesis, se pudo adelantar algunos detalles del comportamiento global de la estructura y los modos de falla que esta pudo presentar, en especial en la zona de la UVC

Los resultados experimentales indican que los marcos de RCS son adecuados para su uso en zonas de alto riesgo sísmico.

En las vigas de sección compuesta y con losacero pueden estar parcialmente restringidas en el patín superior, sin embargo este efecto puede desaparecer debido al diseño de los conectores de cortante, pues estos se diseñan en base al eje neutro de la sección y a la relación entre el área de acero y/o de concreto por encima o por debajo del eje neutro.

Uno de los puntos más importantes en estos estudios fueron los modos de falla en los elementos tanto interiores como exteriores. En el caso de los elementos interiores las fallas puede ser de corte en el panel o de fallas en el concreto de la columna por aplastamiento, mientras que los modos de falla en los elementos externos pueden ser por la falta de adherencia del refuerzo longitudinal o de corte del panel y/o fluencia del acero del alma o de los patines en la viga. También en algunos casos se llegó a la fractura de los patines de la viga, sin embargo esto se dio en altos valores de distorsión.

Otro punto a tratar es la influencia del amortiguamiento por histéresis de las UVC pues éste no se puede despreciarse para estimar el factor de amortiguamiento equivalente de edificios con sistemas RCS en particular cuando el comportamiento estructural de las uniones afectan la edificio en especial cuando la resistencia y la rigidez de las articulaciones son relativamente pequeñas.

Debido a la variabilidad en la distribución de los momentos alrededor de la unión viga-columna durante la respuesta sísmica de un marco de varios niveles, pueden aparecer momentos de flexión en secciones críticas, significativamente mayores que el inferido por análisis estático. Para reducir la probabilidad de que las columnas entren en fluencia, la resistencia nominal de la columna en una sección crítica debe ser mayor que la suma total de los momentos máximos de vigas adyacentes cuando se forman articulaciones plásticas en las juntas.

CAPÍTULO 2

Sin embargo en el caso de México durante el desarrollo de esta tesis no se encontró alguna referencia de estudios para estos sistemas, por lo cual se deberán realizar pruebas para determinar la resistencia de este tipo de conexiones (RCS) con los materiales y procesos constructivos típicos utilizados en México, el cual podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las secciones 3.3 y 3.4. de las Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (NTC Diseño), lo más recomendable es hacer pruebas con modelos físicos a escala real, preferentemente, que simulen las condiciones reales a las que estarán sometidas estos elementos en la vida real.

Para la selección de las partes de la estructura que se ensayen y el sistema de carga que se aplique deberá hacerse de tal manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales, tales pruebas se pueden llevar a cabo con uno nodo o un marco a escala como se ha hecho en otros países. Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

CAPÍTULO 3 Modelos analíticos.

3.1 Consideraciones para los modelos.

Para estudiar el comportamiento de los sistemas RCS a través de análisis dinámicos lineales y no lineales, se plantearon modelos matemáticos diseñados y revisados de acuerdo al Reglamento 2004 y las Normas Técnicas Complementarias 2004 (NTC) correspondientes, buscando que representen lo más fielmente posible a una estructura real.

3.1.1 Estructuras en estudio.

Para esta investigación se diseñaron en total 7 edificios cuyos esquemas se muestran a continuación. En la Figura 3.1 se muestra el esquema de los marcos de 6 niveles, la planta tipo y corte en alzado.

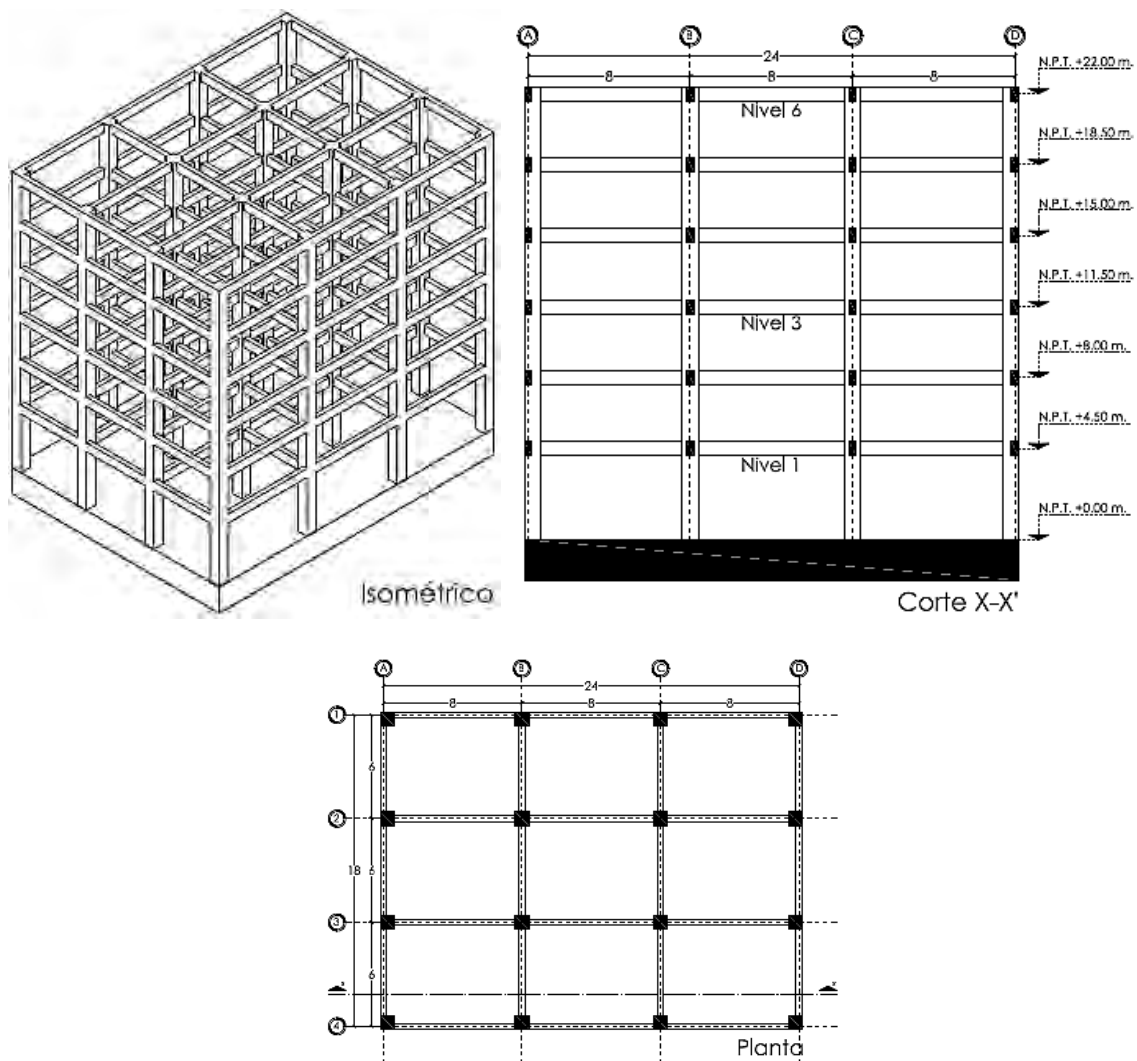


Figura 3.1 Marco de 6 niveles vista en (isométrico, corte y planta tipo).

En la Figura 3.2 se muestra el esquema de los marcos de 10 niveles, la planta tipo y corte en alzado.

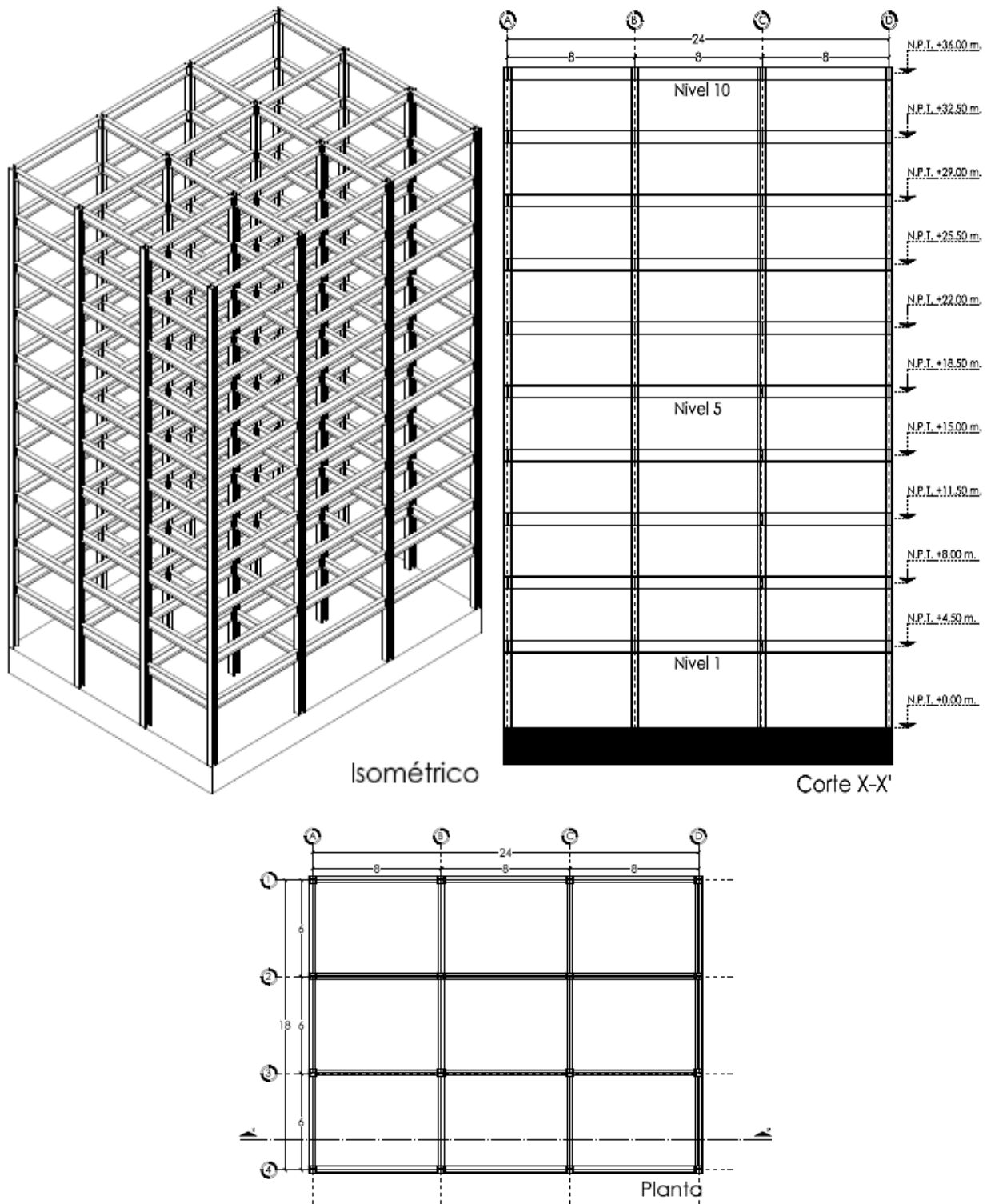


Figura 3.2 Marco de 10 niveles vista en (isométrico, corte y planta tipo).

CAPITULO 3

También se modelo un edificio de 20. Un esquema de este se muestra en la Figura 3.3.

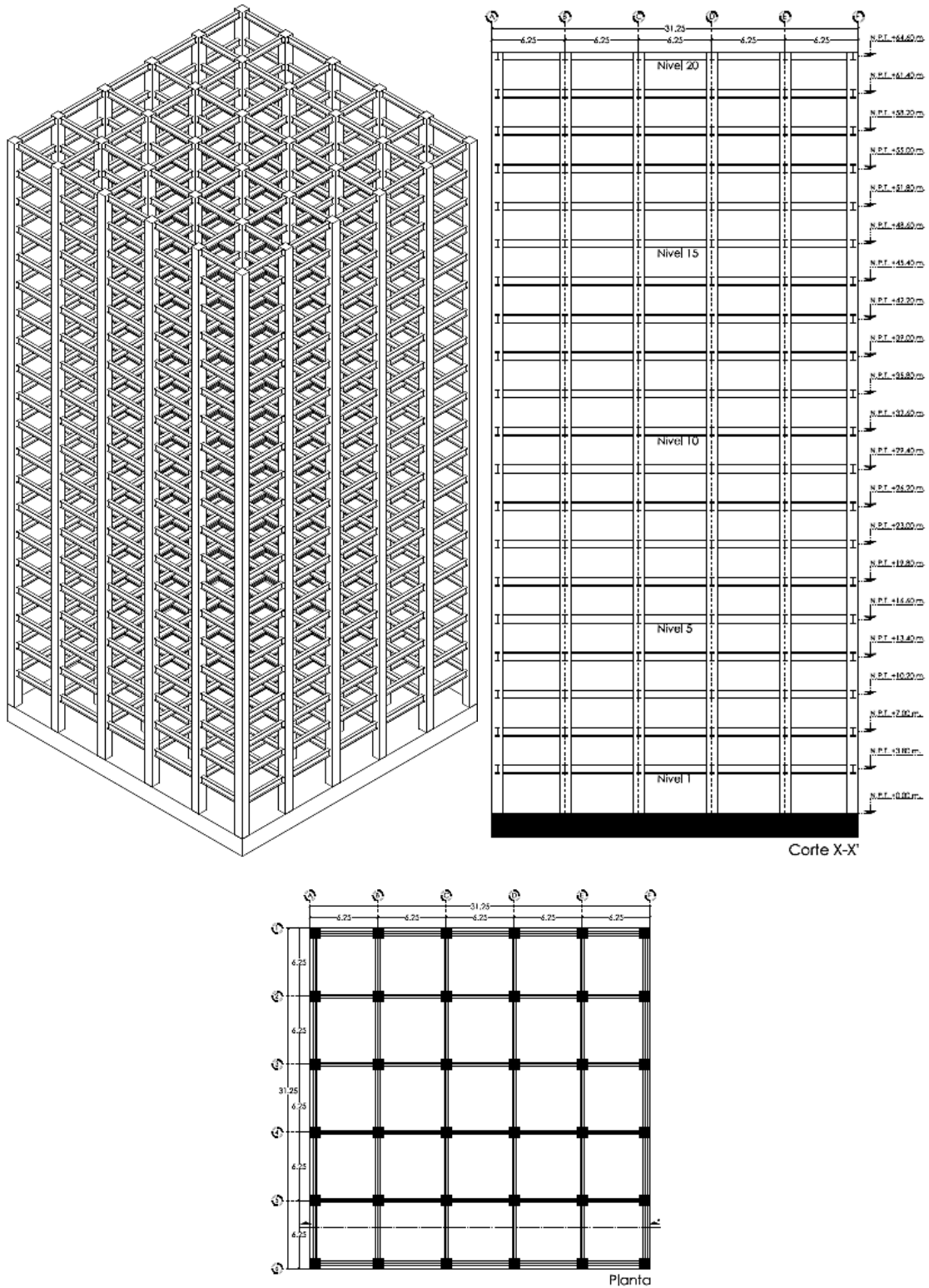


Figura 3.3 Marco de 20 niveles y planta tipo.

En esta investigación fueron diseñados varios edificios de seis pisos (6N) y diez pisos (10N), con perfiles de acero para columnas y vigas (S); otro grupo de miembros (columnas y trabes) de concreto reforzado (RC); y también un tercer grupo de sistemas compuestos (RCS). Todos los modelos con la misma planta mostrada. La altura del primer nivel es de 4.5 m y el resto de los entrepisos tiene 3.5 m, mientras que los claros son de 6 m y 8 m en cada una de las direcciones.. Los claros de 6m y 8m se basaron en la filosofía de diseño de mantener un mismo arreglo y de esa manera buscar controlar el mayor número de variables posibles como el peralte de las vigas para el estudio comparativo entre los tres sistemas.

Las dimensiones de los elementos fueron el resultado de un pre-diseño considerando cargas de oficinas, losas de concreto aligerado, para los marcos de concreto y losacero para los entrepisos de los marcos de acero y RCS. Los elementos que constituyen a los marcos se presentan en el inciso 3.4 de este capítulo.

Con la finalidad de comprobar que los marcos tienen un comportamiento adecuado que cumplan con las condiciones de seguridad y de servicio conforme lo estipula el reglamento de construcciones, los marcos se sometieron a combinaciones de fuerzas o desplazamientos con los cuales se pueden afectan de manera momentánea o permanente a la estructura. Estos efectos pueden dar inicio u ocurrencia a un modo de comportamiento inaceptable. En el caso de los marcos con sistemas RCS, los estados límite de falla¹ y de servicio² son los que determinaran si tales estructuras pueden llegar a ser viables o no.

3.1.2 Materiales.

Los materiales seleccionados se muestran en la Tabla 3-1:

Tabla 3-1 Características de los materiales

Concreto:	Acero de refuerzo:	Acero Estructural A572 Gr 50
Esfuerzo de compresión: $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal: $F_{y\text{long}}=4200 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo de fluencia: $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$
	Esfuerzo de fluencia de los estribos: $F_{y\text{es}}=4609 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo de ruptura: $F_u= 4570 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad: $E_c=221359 \text{ kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad: $E_s=2.06 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	Módulo de cortante: $G=7.84 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
		Módulo de elasticidad: $E_s= 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

¹ límites de falla se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción, una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

² límites de servicio incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

CAPITULO 3

3.1.3 Cargas muertas y vivas.

Las cargas muertas consideradas en el análisis fueron los pesos propios de todos los elementos, los acabados y todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. Las cargas vivas que se producen por el uso y ocupación corresponden a oficinas (entrepiso 250 kg/m^2 y azotea 100 kg/m^2), y se obtuvieron de acuerdo al Reglamento 2004. Con la bajada de cargas se obtuvieron la sobre carga muerta máxima de entre piso con un valor de 504 kg/m^2 y de 319 kg/m^2 para la azotea de los edificios.

3.1.4 Ubicación.

Se plantea que los edificios están localizados en la zona IIIb del lago de la ciudad de México. Dadas las características de esta zona en cuanto a los periodos fundamentales del suelo es un buen escenario para los modelos de interés, los edificios proyectados como se mencionó serán para uso de oficinas por lo cual su detallado y control no deberá de ser tan estricto debido a que ante un fenómeno natural se permite que estos no entren en operación inmediata por considerarse estructuras del grupo B. Sin embargo para las estructuras del grupo A también pueden diseñarse con este tipo de sistemas teniendo cuidado en su detallado de sus conexiones y en la selección de los elementos.

3.2 Análisis y diseño de los modelos.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-Diseño), los modelos se analizaron bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resultaron se combinaron entre sí con los efectos de fuerzas gravitacionales, según los criterios que se establecen.

En el análisis se tomó en cuenta la contribución a la rigidez de los elementos, se calcularon las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión. Cuando fueron significativos, la fuerza cortante, axial y torsión de los elementos, así como los efectos geométricos de segundo orden, se verificaron y que en ningún caso se rebasen algún límite de falla o de servicio como se establece en el Reglamento 2004.

3.2.1 Fuerzas de diseño.

Como se aplicó un análisis dinámico moda se consideró una fuerza cortante horizontal V_0 que actúa en la base de los edificios por efecto del sismo. Dado que se decidió ubicar nuestra estructura en la zona IIIb se adoptó el coeficiente sísmico $c=0.45$ y $a=0.10$ como la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Las fuerzas sísmicas calculadas fueron reducidas con fines del diseño empleando, en función de las características estructurales como lo permite el Reglamento 2004

3.2.1.1 FACTOR DE REDUCCIÓN.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las fuerzas obtenidas del análisis dinámico modal se emplearon factores de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$\begin{aligned} Q' &= Q; && \text{Si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \\ Q' &= 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); && \text{Si } T < T_a \end{aligned} \quad (4.1)$$

Donde:

T = Período fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al período natural de vibración del modo que se considere en el análisis dinámico modal.

T_a = Período característico del espectro de diseño.

Q = Factor de comportamiento sísmico que se define.

3.2.1.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Dadas las características de los edificios y a los marcos que los constituyen, estos obtienen su resistencia a las fuerzas sísmicas por medio de losas planas, vigas y columnas de acero o de concreto reforzado en todos los entrepisos. De acuerdo a lo anterior y a las disposiciones de la sección 5 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC Sismo), el factor de comportamiento sísmico se tomó $Q=3$ ya que este es el valor que se sugiere para los marcos de nuestros edificios como se indica en la Tabla 3-2.

No se adoptó el valor de $Q=2$ ya que este es un valor que se sugiere para marcos en los cuales no se tiene la certeza de cuál va a ser su comportamiento bajo demandas sísmicas por las características de sus materiales o en los cuales se pretende que no sufran grandes deformaciones dando como resultado elementos más robustos.

Tampoco se seleccionó el valor de $Q=4$ ya que es un valor alto de ductilidad y si bien las investigaciones sobre los sistemas RCS han demostrado que estos pueden llegar a altos niveles de deformación sin que se presenten fallas, en cuanto a las conexiones se menciona que estas tienen que garantizar que se podrán acomodar las altas demandas de deformación que exigirá la estructura.

CAPITULO 3

Tabla 3-2 Clasificación de los tipos de marcos y ductilidades esperadas.

Tipo de Marco	Ductilidad esperada	Comentarios
Marcos Rígidos Ordinarios	Q=1	Sistemas formados por marcos rígidos de Acero o concreto que se ubican donde los efectos del sismo no son importantes o donde su comportamiento principal se debe a la cargas generadas por viento.
Marcos Rígidos Intermedios	Q=2	Sistemas formados por marcos rígidos de Acero o concreto que se ubican donde los efectos del sismo son bajos y los efectos del suelo no son significativos.
Marcos Rígidos Especiales	Q=3 o Q=4	Sistemas formados por marcos rígidos de Acero o Concreto que se ubican donde los efectos del sismo son altos y los efectos del suelo son significativos.

3.2.2 Clasificación:

De acuerdo con las consideraciones del Artículo 139, Capítulo I Título VI del Reglamento 2004, los modelos se suponen del Grupo B. Por lo que las fuerzas sísmicas no se incrementarán. También se revisó que los modelos cumplieran con las condiciones de regularidad que se incluyen en el reglamento, con el fin de no alterar el factor Q.

3.2.3 Espectros para diseño sísmico.

Los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinaron en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico para lo cual se elaboró una hoja de cálculo dando como resultado los espectros de respuesta del terreno en cada una de las zonas sísmicas. Tomando en cuenta las correcciones de c y Q de cada espectro, la representación gráfica de estos factores se presenta en la Figura 3.4 y Figura 3.5

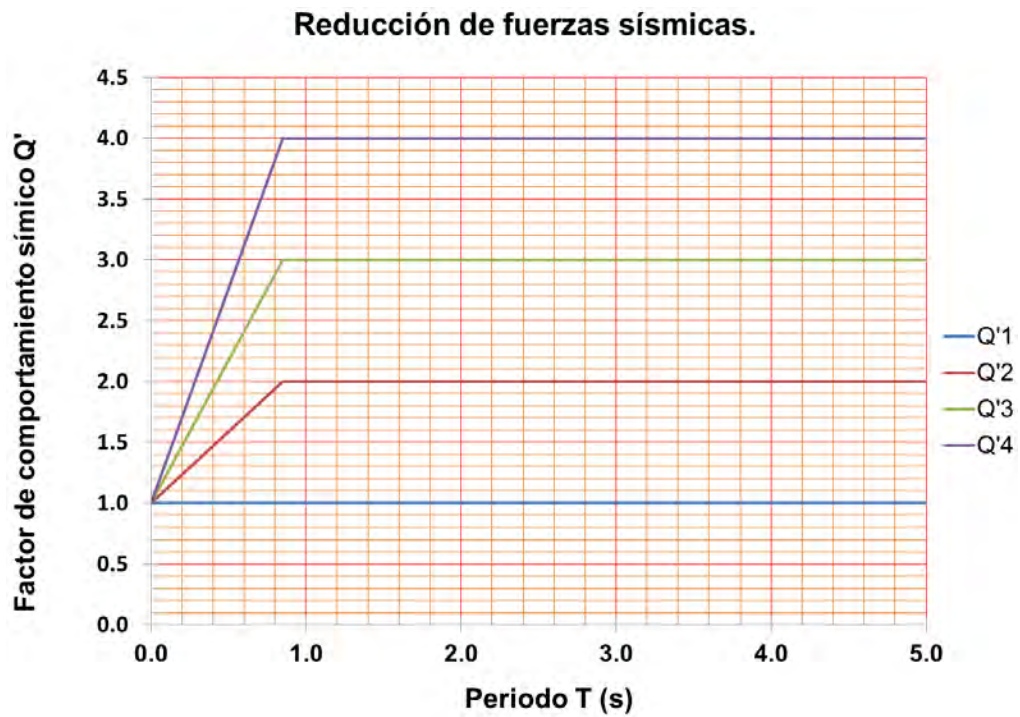


Figura 3.4. Reducción de fuerzas sísmicas (NTCDS-2004).

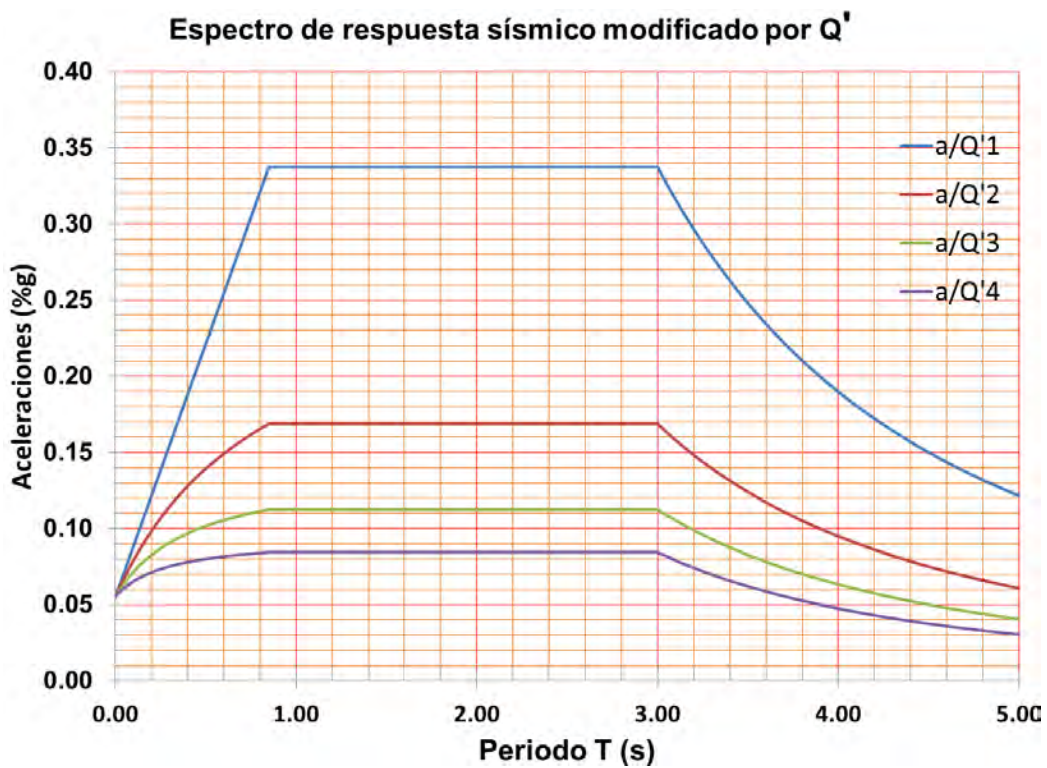


Figura 3.5 Espectro de respuesta modificado por Q' (NTCDS-2004).

CAPITULO 3

El análisis estructural se realizó mediante el programa de cómputo Etabs 9.7[®], basado en el método de las rigideces por procedimientos matriciales. Para el análisis estructural se modeló la losa de cada piso como diafragma rígido, se consideran zonas rígidas para las vigas, equivalente al 100% de la distancia del eje a la cara de la columna para cada extremo.

Se calcularon los períodos de vibración de los marcos mediante un análisis dinámico, para lo cual se han considerado que las masas están concentradas a nivel de cada piso (hipótesis de losa rígida), dichas masas corresponden a la carga muerta más la carga viva afectados por los correspondientes factores de carga. En la Tabla 3-3 se presentan los períodos de vibración para todos los marcos y la razón de participación de masa en forma porcentual, para los primeros modos de vibración de cada marco. Este último valor provee la información de cuán importante es un determinado modo, en la respuesta estructural; como se puede apreciar conforme el período aumenta, el segundo y tercer modo de vibración son cada vez más importantes en la respuesta estructural, esto influirá en el Factor de Relación de Momentos en los nudos de la estructura originando distribuciones inesperadas de momentos flexionante en las columnas, el cual se estudiará detalladamente en el siguiente capítulo.

Tabla 3-3 Periodos y razones de participación de masas.

Edificio de sistemas RCS de 20 niveles					
Mode	Periodo (seg)	Participación de masas			
		Longitudinales UX (%)	Trasversales UY (%)	Rotacional X	Rotacional Y
1	1.662	78.78	0.16	0.20	99.24
2	1.662	0.16	78.78	99.24	0.20
3	1.439	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.552	4.94	5.77	0.18	0.15
5	0.552	5.77	4.94	0.15	0.18
6	0.483	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.316	3.66	0.04	0.00	0.19
8	0.316	0.04	3.66	0.19	0.00
9	0.282	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.217	1.57	0.37	0.00	0.00
11	0.217	0.37	1.57	0.00	0.00
12	0.194	0.00	0.00	0.00	0.00

Edificio de Acero de 6 niveles						Edificio de Acero de 10 niveles					
Mode	Periodo (seg)	Participación de masas				Mode	Periodo (seg)	Participación de masas			
		Longitudinal UX (%)	Trasversales UY (%)	Rotacional X	Rotacional Y			Longitudinal UX (%)	Trasversales UY (%)	Rotacional X	Rotacional Y
1	0.990	83.91	0.00	0.00	99.69	1	1.266	0.00	84.81	99.13	0.00
2	0.982	0.00	83.73	99.73	0.00	2	1.078	82.83	0.00	0.00	99.32
3	0.761	0.00	0.00	0.00	0.00	3	0.978	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.339	10.72	0.00	0.00	0.14	4	0.433	0.00	10.16	0.70	0.00
5	0.337	0.00	10.97	0.12	0.00	5	0.360	10.26	0.00	0.00	0.44
6	0.262	0.00	0.00	0.00	0.00	6	0.332	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.191	3.44	0.00	0.00	0.15	7	0.254	0.00	2.91	0.11	0.00
8	0.189	0.00	3.41	0.15	0.00	8	0.207	3.49	0.00	0.00	0.20
9	0.148	0.00	0.00	0.00	0.00	9	0.195	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.124	1.19	0.00	0.00	0.00	10	0.178	0.00	1.04	0.04	0.00
11	0.123	0.00	1.17	0.00	0.00	11	0.142	1.55	0.00	0.00	0.01
12	0.097	0.00	0.00	0.00	0.00	12	0.136	0.00	0.54	0.01	0.00

Edificio de concreto de 6 niveles						Edificio de concreto de 10 niveles					
Mode	Periodo (seg)	Participación de masas				Mode	Periodo (seg)	Participación de masas			
		Longitudinal UX (%)	Trasversales UY (%)	Rotacional X	Rotacional Y			Longitudinal UX (%)	Trasversales UY (%)	Rotacional X	Rotacional Y
1	0.877	82.45	0.00	0.00	99.61	1	1.046	81.26	0.00	0.00	99.41
2	0.802	0.00	83.31	99.56	0.00	2	0.964	0.00	81.49	99.45	0.00
3	0.715	0.00	0.00	0.00	0.00	3	0.855	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.261	11.07	0.00	0.00	0.07	4	0.329	10.34	0.00	0.00	0.28
5	0.243	0.00	10.72	0.14	0.00	5	0.305	0.00	10.59	0.27	0.00
6	0.217	0.00	0.00	0.00	0.00	6	0.272	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.132	4.09	0.00	0.00	0.30	7	0.179	3.95	0.00	0.00	0.28
8	0.126	0.00	3.80	0.28	0.00	8	0.167	0.00	3.80	0.25	0.00
9	0.113	0.00	0.00	0.00	0.00	9	0.151	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.080	1.67	0.00	0.00	0.01	10	0.115	2.06	0.00	0.00	0.00
11	0.077	0.00	1.53	0.00	0.00	11	0.109	0.00	1.94	0.00	0.00
12	0.069	0.00	0.00	0.00	0.00	12	0.098	0.00	0.00	0.00	0.00

Edificio de sistemas RCS de 6 niveles						Edificio de sistemas RCS de 10 niveles					
Mode	Periodo (seg)	Participación de masas				Mode	Periodo (seg)	Participación de masas			
		Longitudinal UX (%)	Trasversales UY (%)	Rotacional X	Rotacional Y			Longitudinal UX (%)	Trasversales UY (%)	Rotacional X	Rotacional Y
1	0.890	81.87	0.00	0.00	99.63	1	1.084	78.87	0.00	0.00	99.55
2	0.823	0.00	82.65	99.60	0.00	2	1.003	0.00	79.32	99.55	0.00
3	0.698	0.00	0.00	0.00	0.00	3	0.853	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.262	11.36	0.00	0.00	0.04	4	0.326	11.04	0.00	0.00	0.07
5	0.246	0.00	11.02	0.08	0.00	5	0.305	0.00	11.01	0.09	0.00
6	0.209	0.00	0.00	0.00	0.00	6	0.262	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.131	4.27	0.00	0.00	0.31	7	0.167	4.64	0.00	0.00	0.33
8	0.125	0.00	4.01	0.30	0.00	8	0.158	0.00	4.46	0.31	0.00
9	0.107	0.00	0.00	0.00	0.00	9	0.137	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.078	1.75	0.00	0.00	0.01	10	0.101	2.51	0.00	0.00	0.01
11	0.076	0.00	1.63	0.00	0.00	11	0.098	0.00	2.40	0.00	0.00
12	0.065	0.00	0.00	0.00	0.00	12	0.085	0.00	0.00	0.00	0.00

CAPITULO 3

3.3 Revisión de desplazamientos laterales.

Una de las principales condiciones, es la revisión de las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos y los producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con análisis sísmico, teniendo en cuenta lo dispuesto de no exceder 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será el desplazamiento que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q. Los resultados de las distorsiones y los desplazamientos generados se muestran en la las siguientes gráficas Figura 3.6, Figura 3.7 para los edificios de 6 niveles, Figura 3.8, Figura 3.9 muertas las gráficas de las distorsiones y desplazamientos de los edificios de 10 niveles y finalmente la Figura 3.10 y Figura 3.11 muestran las gráficas correspondientes al edificio de 20 niveles. Los datos con los que se generaron cada análisis se muestran en la sección de tablas de esta tesis.

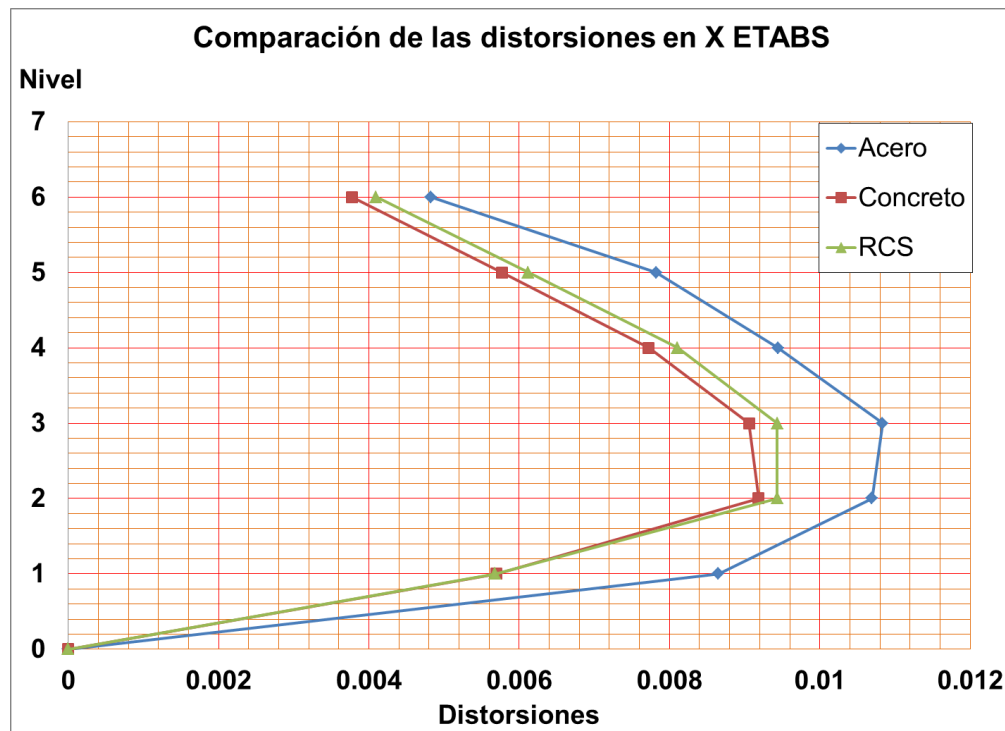


Figura 3.6 Comparación de las distorsiones de los edificios de 6 niveles.

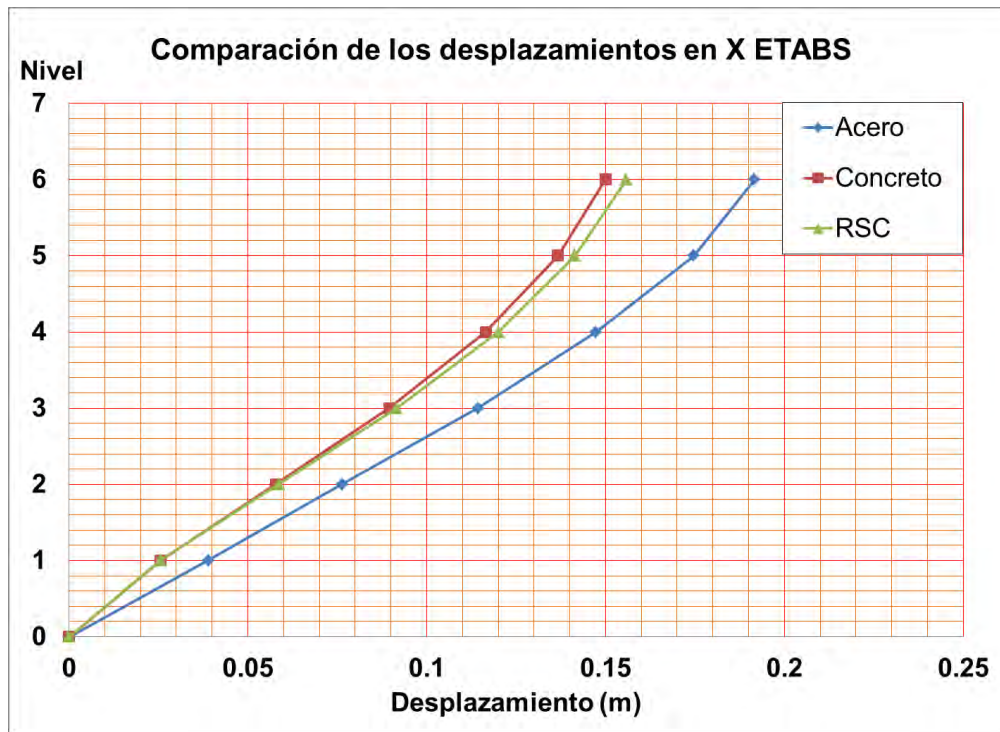


Figura 3.7 Comparación de los desplazamientos de los edificios de 6 niveles.

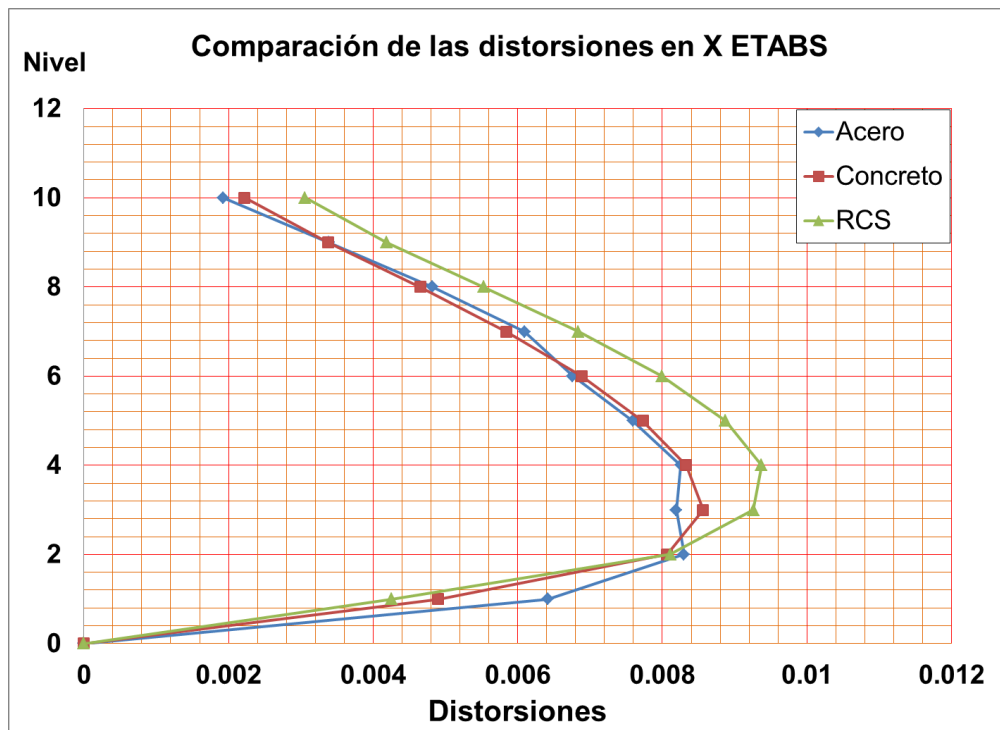


Figura 3.8 Comparación de las distorsiones de los edificios de 10 niveles.

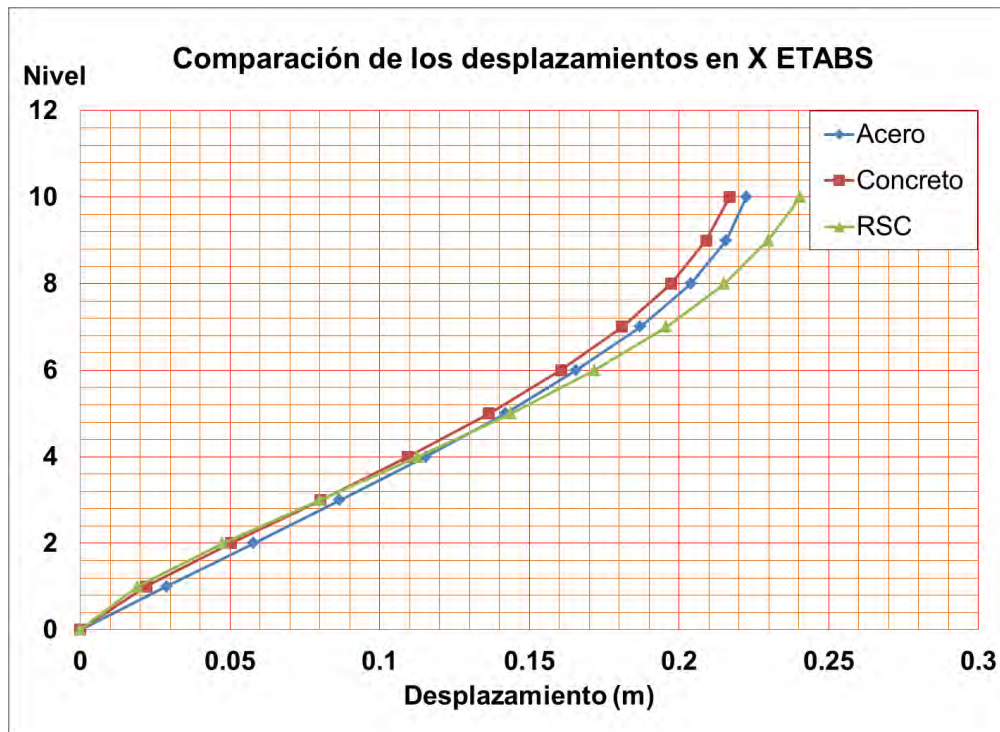


Figura 3.9 Comparación de las desplazamientos de los edificios de 10 niveles.

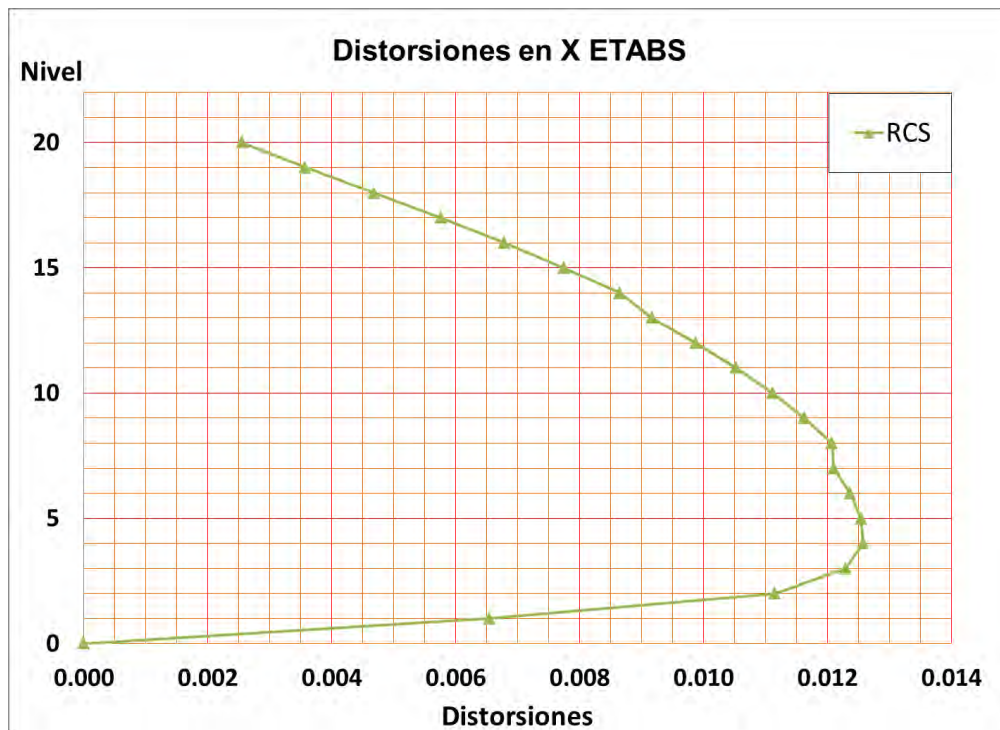


Figura 3.10 Distorsiones de los edificios de 20 niveles.

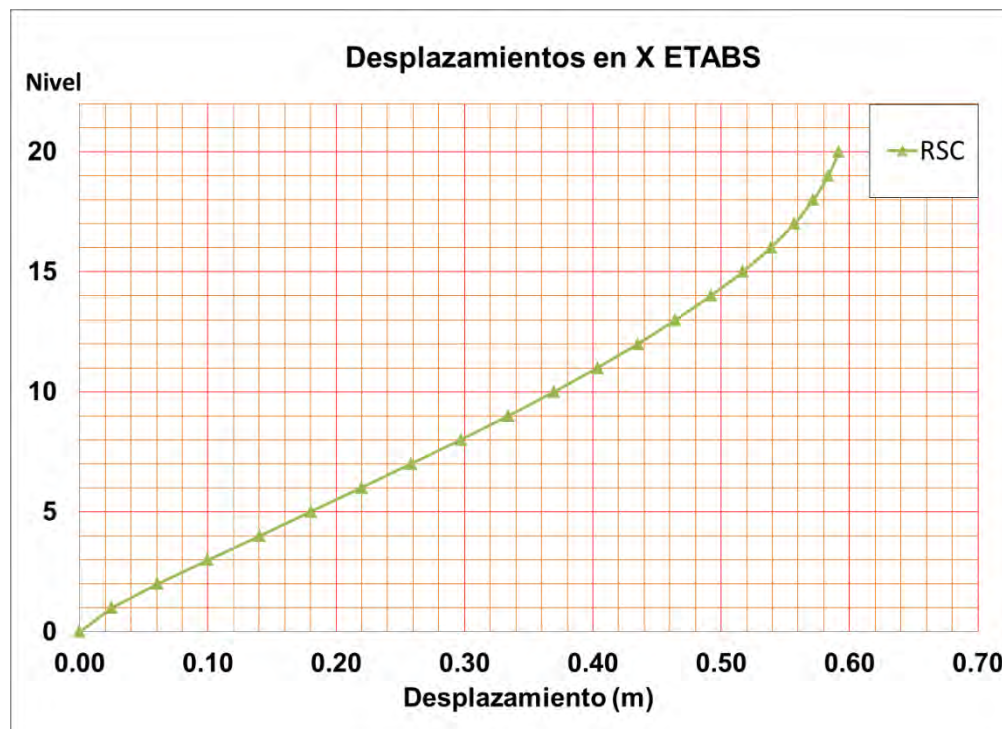


Figura 3.11 Desplazamientos de los edificios de 20 niveles.

3.4 Diseño de los marcos.

Con los efectos por fuerzas laterales equivalentes y los efectos de cargas gravitacionales, debido a los análisis sísmicos obtenidos, se determinan las envolventes para los elementos de los marcos de acuerdo a las combinaciones propuestas por la NTC. Para este estudio, se determinaron las áreas de acero en el concreto y los perfiles óptimos tomando en cuenta los extremos de vigas y columnas que son consideradas las zonas críticas, es decir, donde puede desarrollarse las articulaciones plásticas. Hay que agregar que se trató de uniformizar los elementos en cada nivel.

Con el fin de conseguir un comportamiento dúctil de los elementos y por ende en la estructura, se diseñaron los marcos teniendo en cuenta disposiciones especiales para el diseño sísmico, en concordancia con las NTC Metálicas y Concreto, con los requerimientos para un marco especial resistente a momento. El objetivo principal de estos requerimientos es dar capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la respuesta.

Se verificó que la estructura resista los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a otras solicitaciones y afectados por el factor de carga correspondiente, según las NTC Diseño.

CAPITULO 3

3.4.1 Relaciones esfuerzo-deformación para concreto reforzado.

Se adoptó una función que consiste de una parábola y un segmento lineal, propuesta por Scott (1982), para idealizar la variación esfuerzo-deformación del concreto tomando en cuenta la deformación última del concreto gracias al refuerzo transversal la cual fue una adaptación del modelo de Mander para el concreto confinado Figura 3.12.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.9\rho_x \frac{F_{ys}}{3060} \quad (3.1)$$

dónde:

ρ_x = Cuantía de acero transversal.

F_{ys} = Esfuerzo de fluencia en los estivos dados por Rodríguez (1997).

3060 = Adaptación de unidades a Kg/cm².

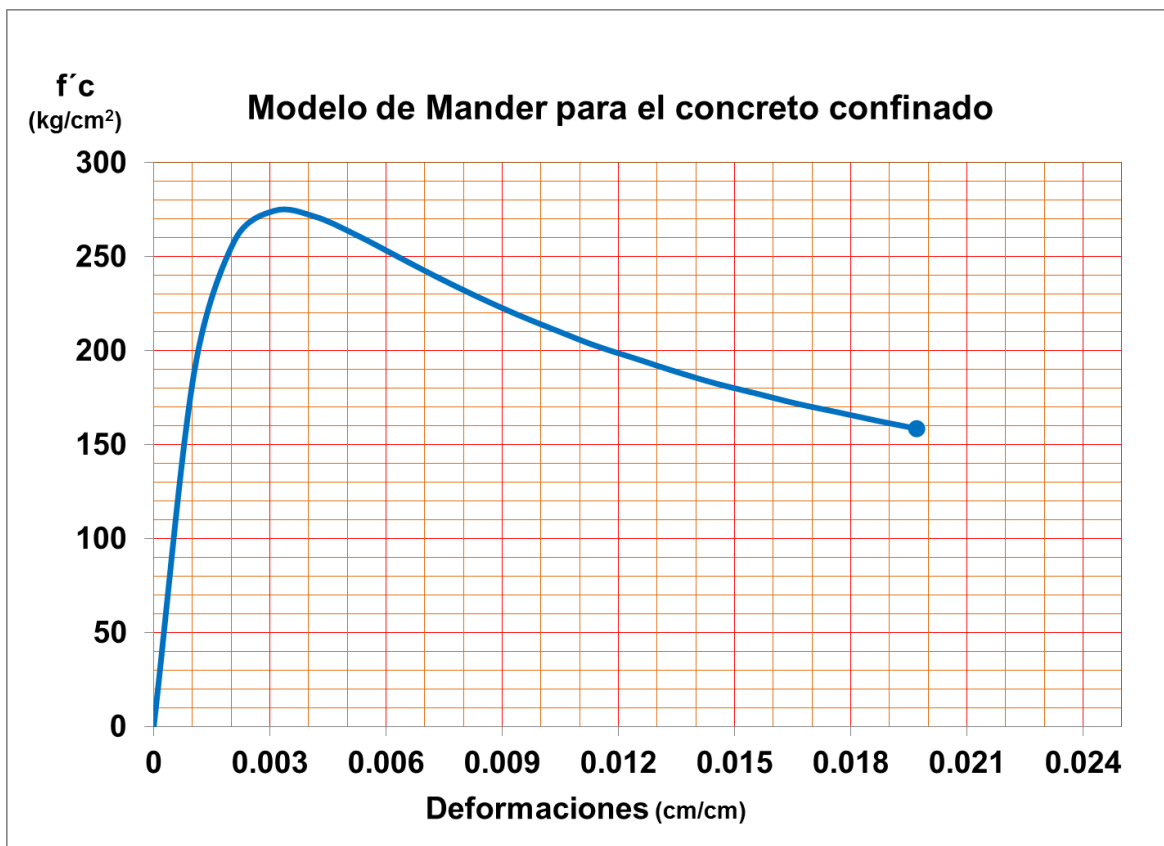


Figura 3.12 Modelo de Mander para el concreto confinado.

3.4.2 Relaciones esfuerzo-deformación para el acero.

En el caso del acero estructural se utilizó un modelo simple de acero, el cual se muestra en la Figura 3.13

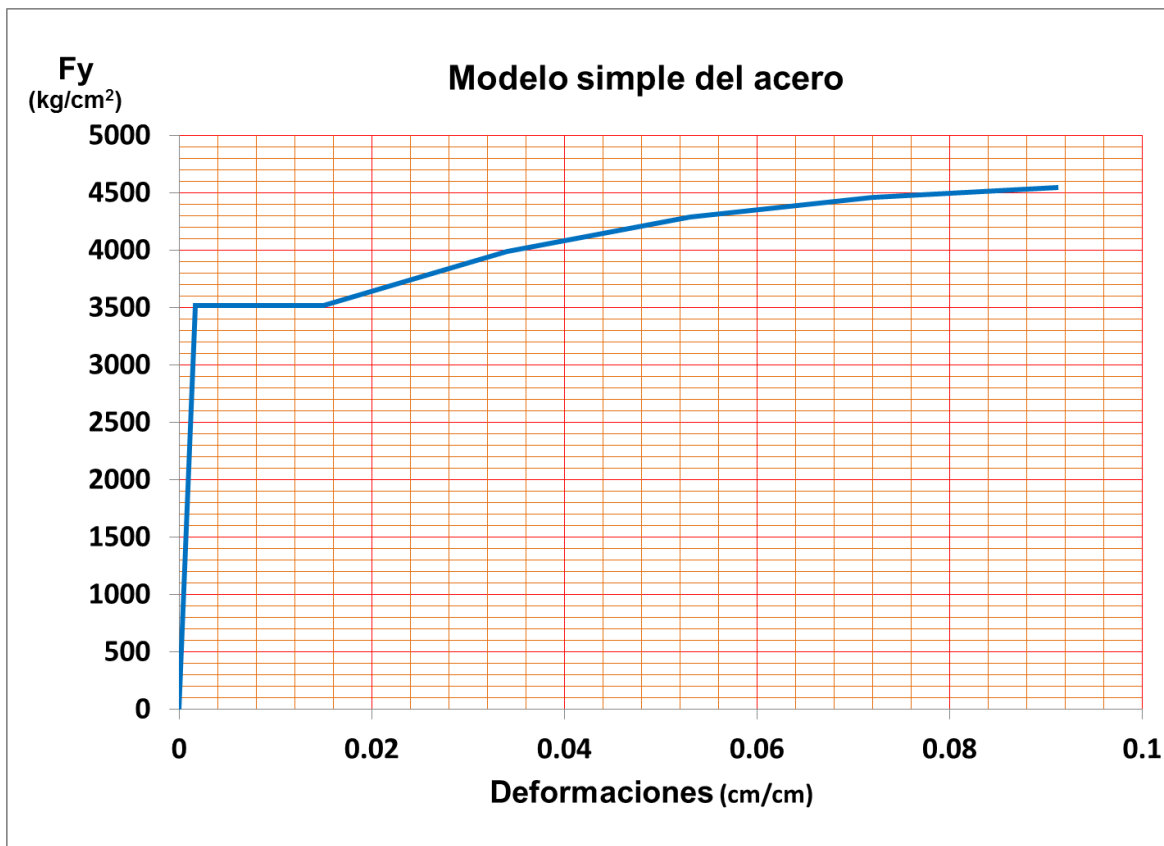


Figura 3.13 Modelo simple del acero.

3.4.3 Vigas de los marcos

Para determinar los momentos resistentes de las vigas, se utilizaron las siguientes gráficas momento-curvatura (Figura 3.14 a Figura 3.17), las cuales se obtuvieron con la variación del eje neutro de la sección y los límites de deformación, con la finalidad de obtener los momentos resistentes reales de las secciones tanto para elementos de acero como de concreto reforzado sometidos a flexión. En las mismas gráficas se muestran los diagramas trilineales idealizados de cada sección y de cada material, siendo estos últimos con los que se realizaron los cálculos a lo largo de esta tesis. Para obtener los momentos, el esfuerzo de fluencia F_y se tomó igual a $F_{ye} = 1.1F_y$.

CAPITULO 3

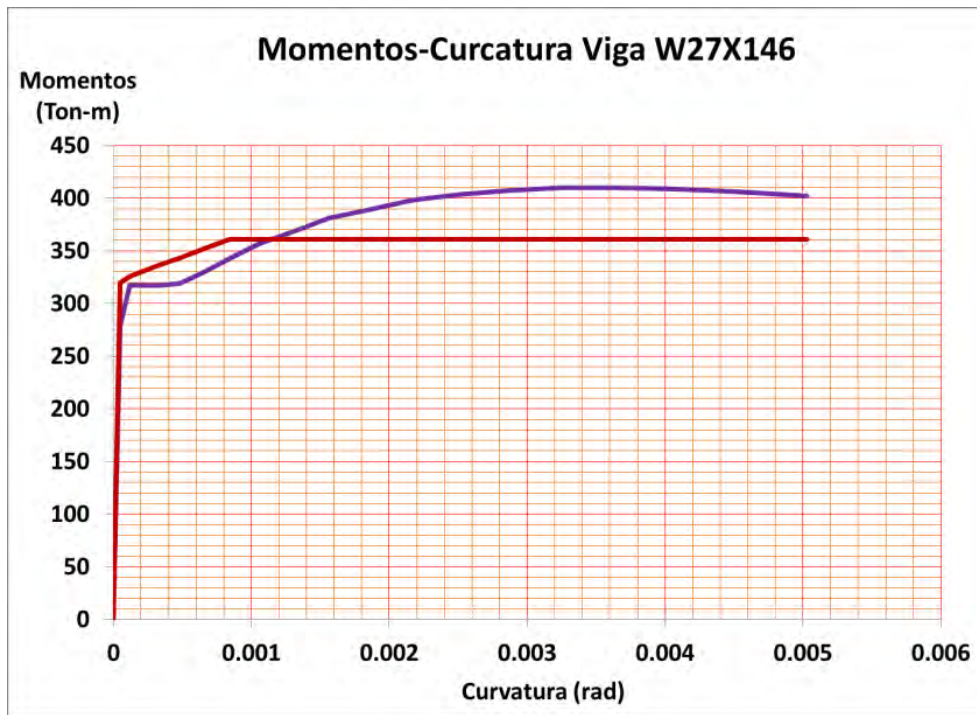


Figura 3.14 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de acero de 6 niveles.

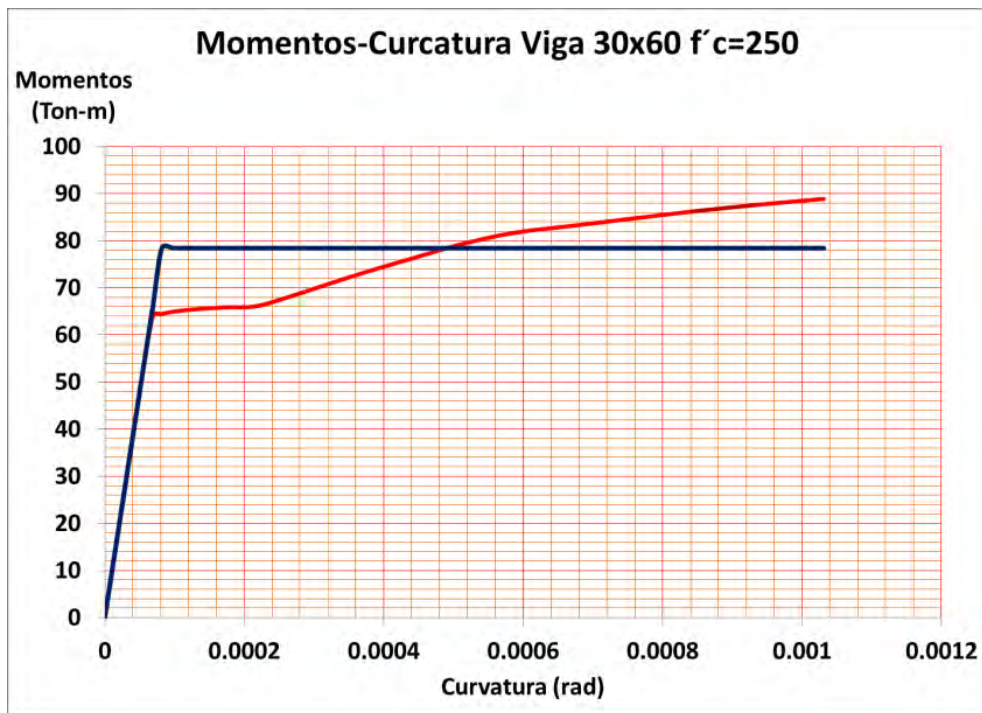


Figura 3.15 Gráfica Momento Curvatura de la viga de concreto para marcos de concreto de 6 niveles.

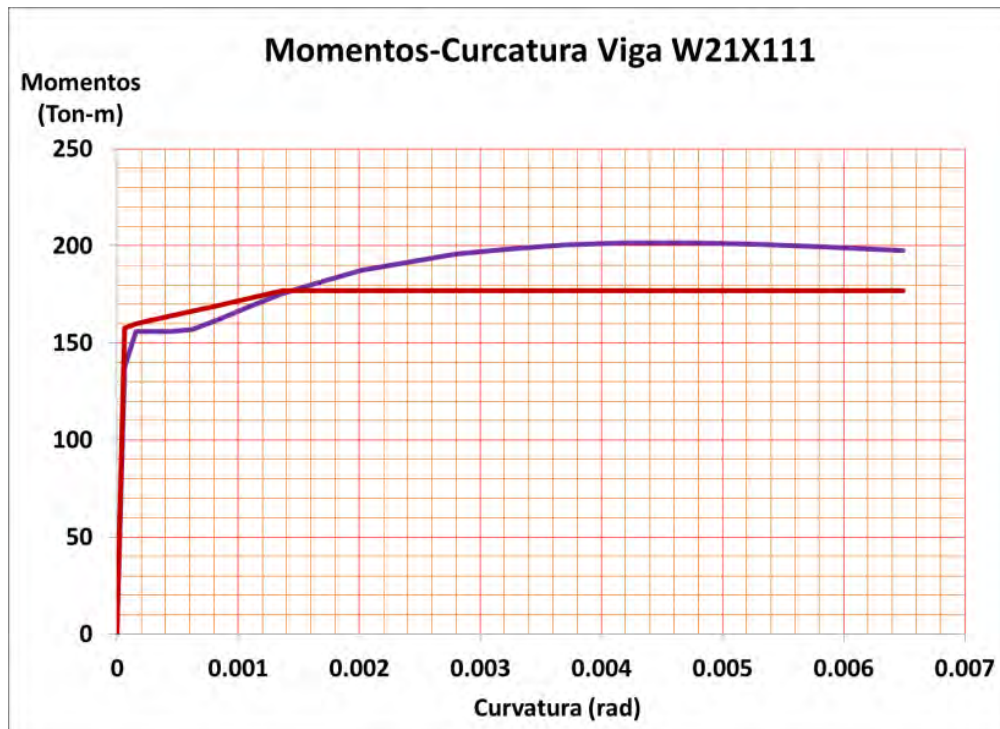


Figura 3.16 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de sistemas RCS de 6 niveles.

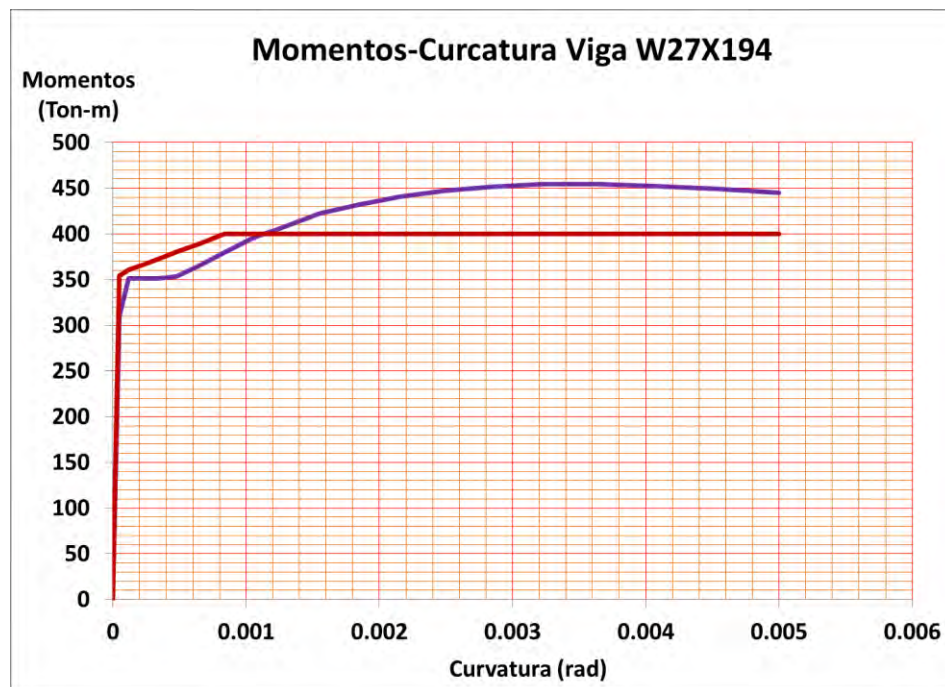


Figura 3.17 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de acero de 10 niveles.

CAPITULO 3

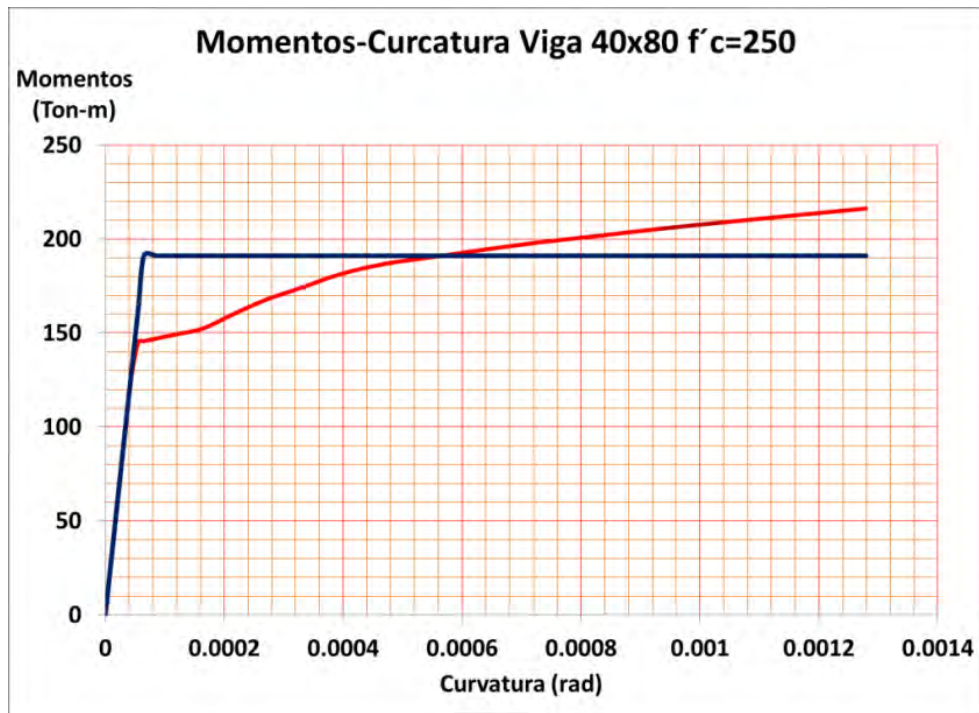


Figura 3.18 Gráfica Momento Curvatura de la viga de concreto para marcos de concreto de 10 niveles.

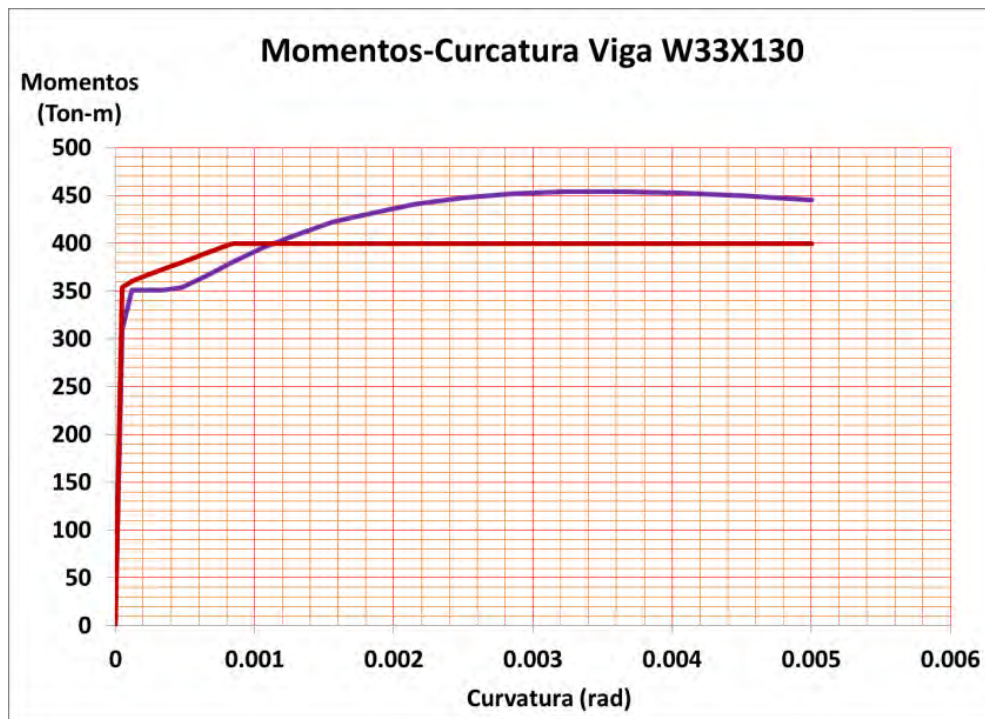


Figura 3.19 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de sistemas RCS de 10 niveles.

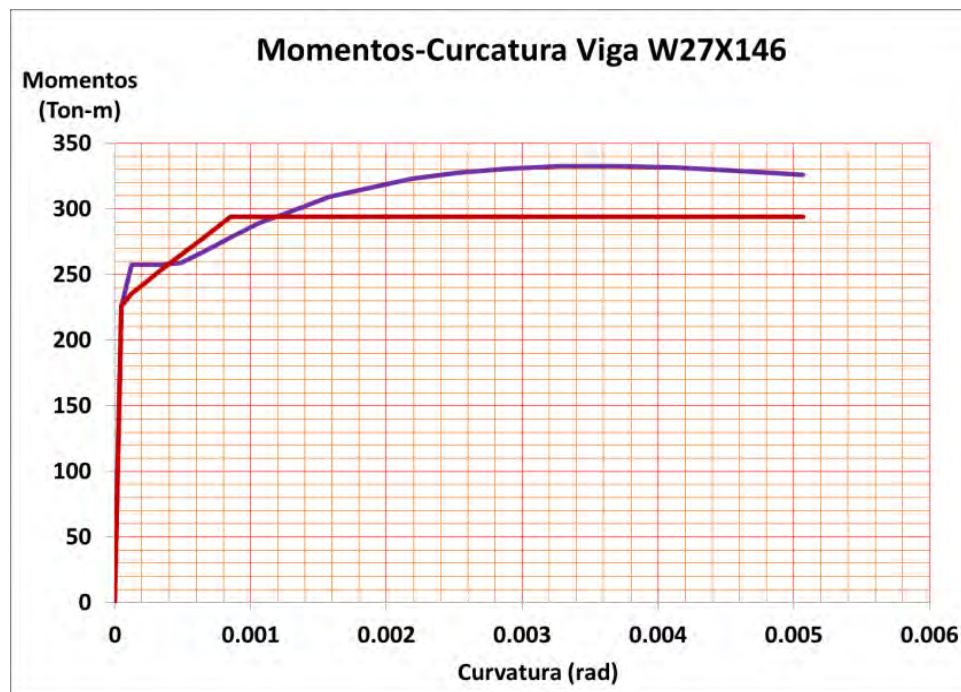


Figura 3.20 Gráfica Momento Curvatura de la viga de acero para marcos de sistemas RCS de 20 niveles.

En la Tabla 3-4 se presenta el resumen de las vigas (antes graficadas) con las áreas de acero indicadas, corresponden al refuerzo longitudinal por flexión en la zona más crítica las cuales son suficientes para definir las propiedades plásticas de la sección, sin embargo, para el diseño final es necesario definir otras características tal como refuerzo por corte (refuerzo transversal), refuerzo a lo largo del elemento, unión viga columna, etc., de manera que se garantice un comportamiento dúctil en los elementos de los marcos

Tabla 3-4 Secciones y elementos mecánicos de las vigas.

Tipo de Marco	Sección			Momento
Acero 6 niveles	W27X146			293.993 Ton-m
Concreto 6 niveles	60X30 cm	6#8 Lecho superior	6#8 Lecho inferior	87.787 Ton-m.
RCS 6 niveles	W21x111			176.776 Ton-m
Acero 10 niveles	W27X194			399.805 Ton-m
Concreto 10 niveles	80x40 cm	8#9 Lecho superior	8#9 Lecho inferior	202.01 Ton-m
RCS 10 niveles	W33x130			295.894 Ton-m
RCS 20 niveles	W 27 X 178			361.155 Ton-m

CAPITULO 3

3.4.4 Columnas de los marcos.

En la Tabla 3-5 se muestran las secciones de las columnas, los momentos de fluencia de los elementos de acero y de concreto de los diferentes marcos.

Tabla 3-5 Secciones y elementos mecánicos de diseño de las columnas.

Tipo de Marco	Sección	Py		My		Mp
Acero 6 niveles	W14X342	2219.5 Ton		387.1 Ton-m		425.8 Ton-m
Acero 10 niveles	W14X500	3334 Ton		604.3 Ton-m		664.4 Ton-m
Tipo de Marco	Sección	Po	Pb	To	My	Mb
Concreto 6 niveles	80X80 cm	1272 Ton	362.5 Ton	532 Ton	172 Ton-m	468.78 Ton-m
RCS 6 niveles	80X80 cm	1405 Ton	238 Ton	665 Ton	209 Ton-m	422.54 Ton-m
Concreto 10 niveles	110X110cm	2197 Ton	629.7 Ton	798 Ton	372 Ton-m	468.7 Ton-m
RCS 10 niveles	110X110cm	2064 Ton	685.7 Ton	665 Ton	315 Ton-m	422.5 Ton-m
RCS 20 niveles	95 X95 cm	3171 Ton	731 Ton	1330 Ton	347 Ton-m	609 Ton-m

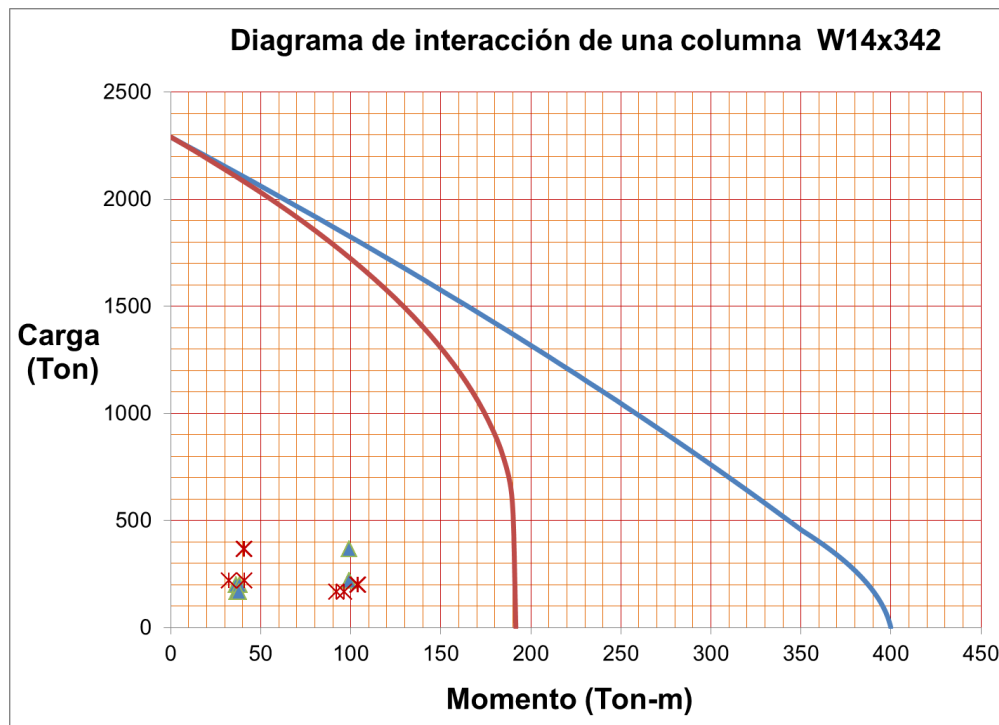


Figura 3.21 Columna de acero para los marcos de acero de 6 niveles.

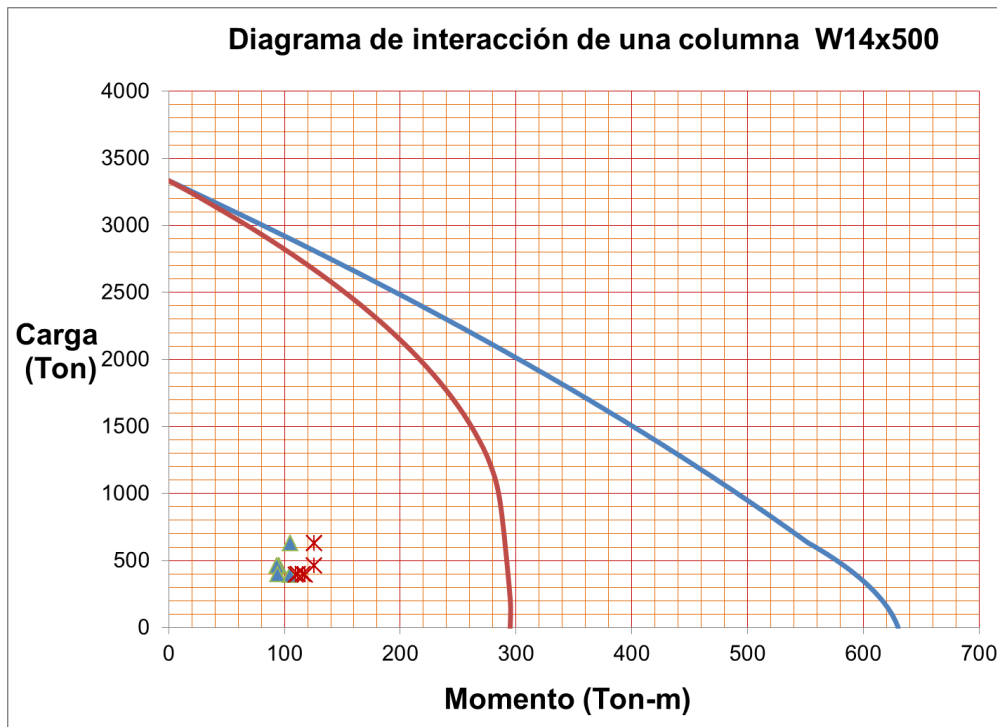


Figura 3.22 Columna de acero para los marcos de acero de 10 niveles.

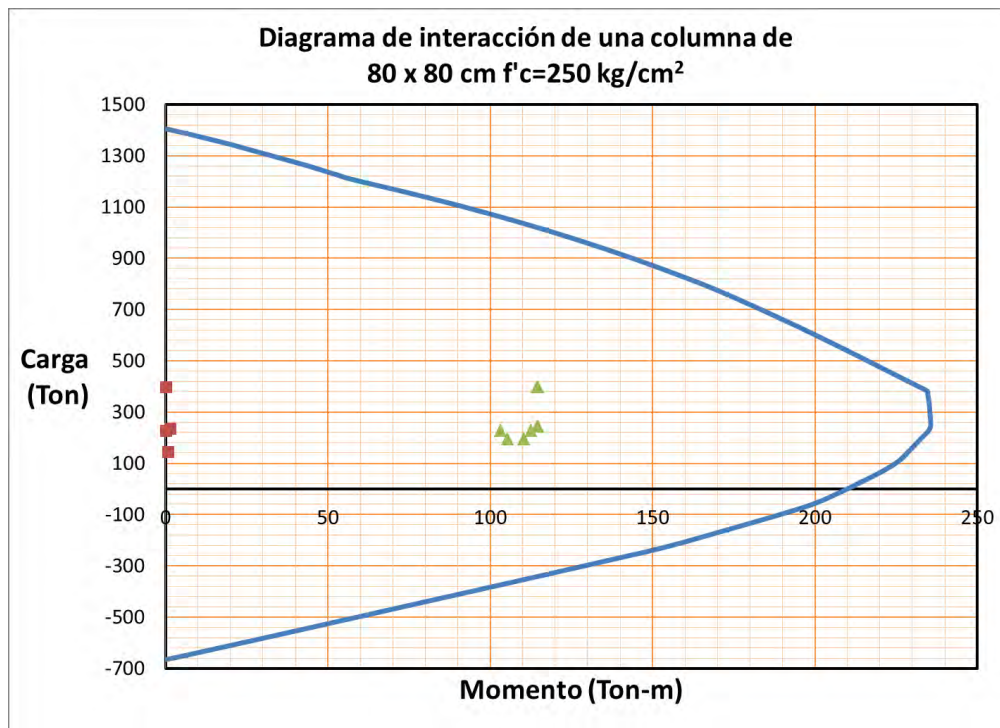


Figura 3.23 Columna de concreto para los marcos de concreto de 6 niveles.

CAPITULO 3

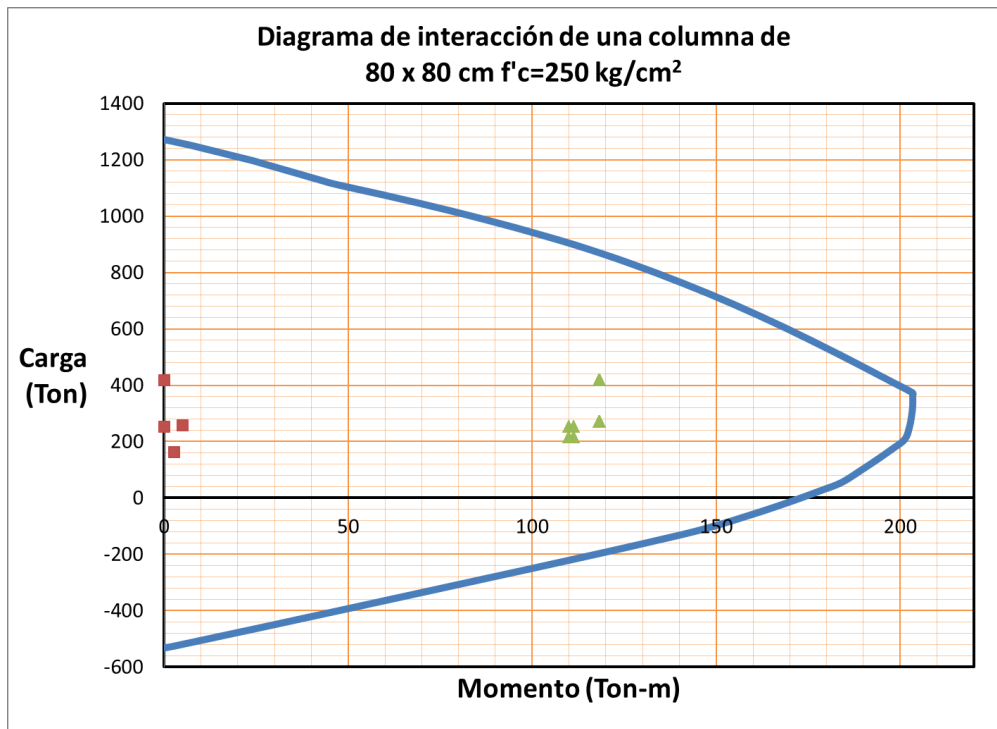


Figura 3.24 Columna de concreto para los marcos de sistemas RCS de 6 niveles.

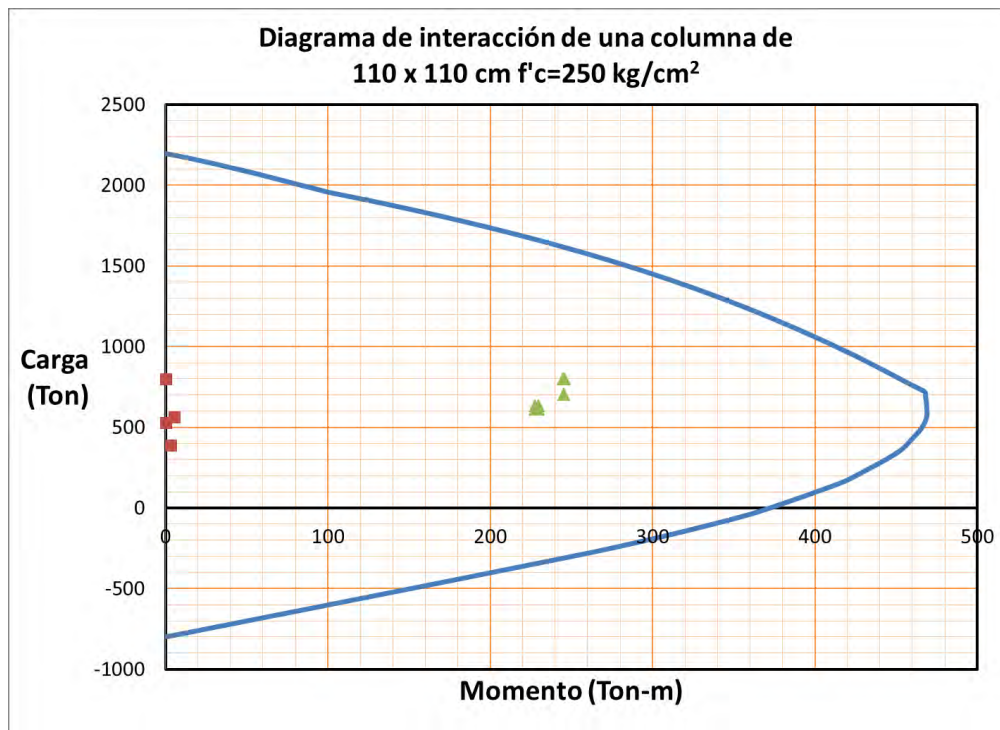


Figura 3.25 Columna de concreto para los marcos de concreto de 10 niveles.

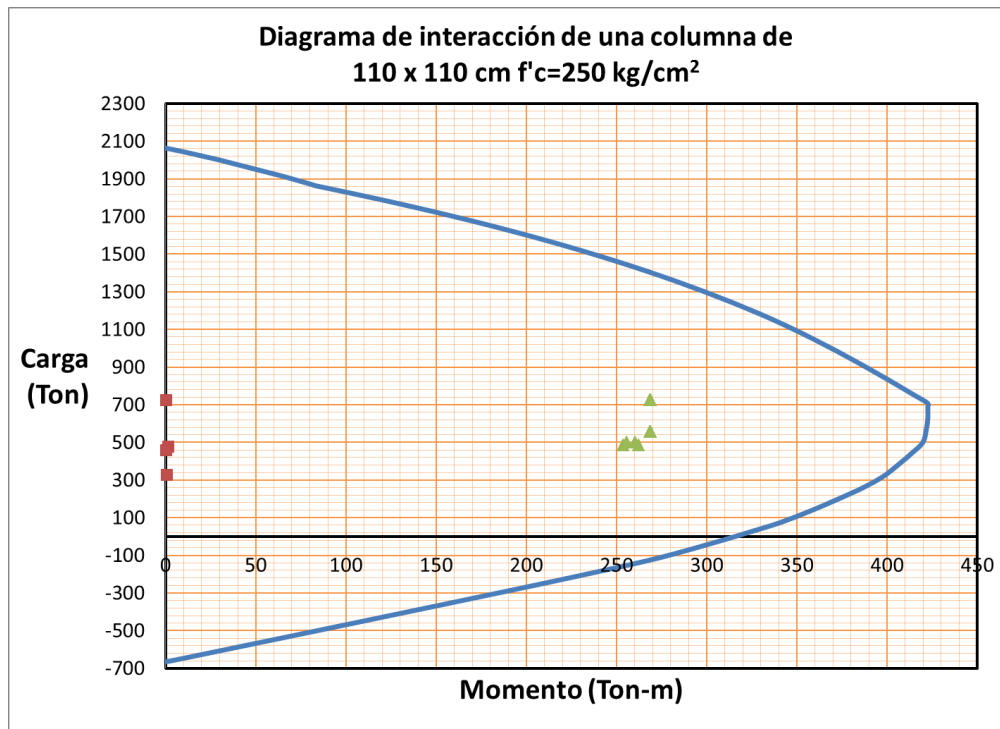


Figura 3.26 Columna de concreto para los marcos de sistemas RCS de 10 niveles.

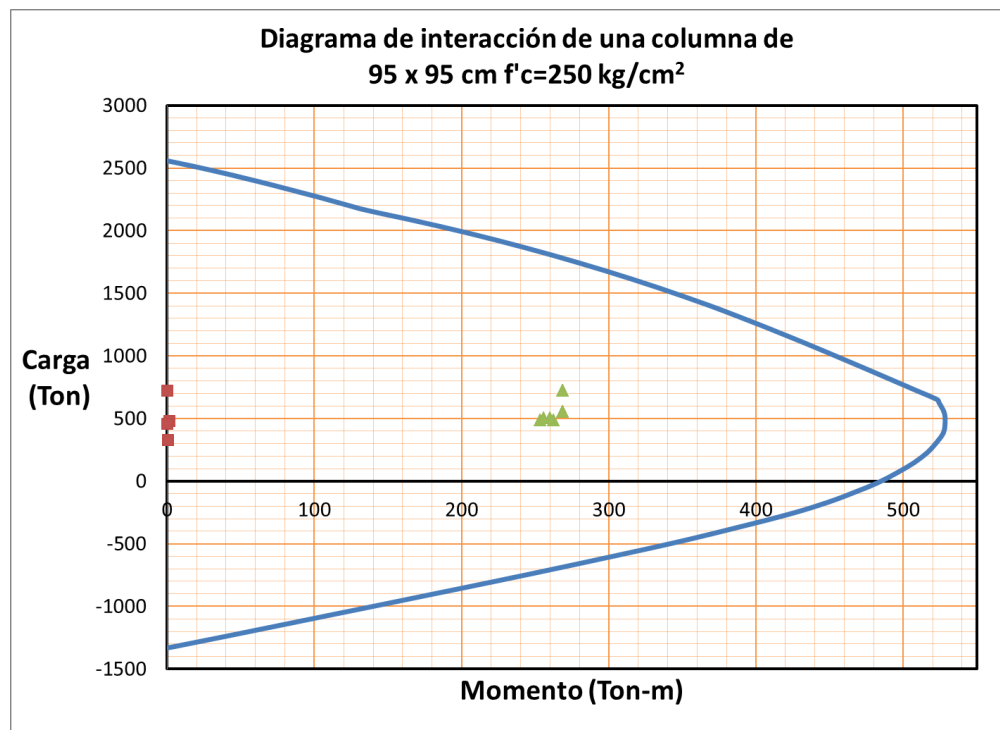


Figura 3.27 Columna de concreto para los marcos de sistemas RCS de 20 niveles.

CAPITULO 4

CAPÍTULO 4 Análisis no lineal de los modelos.

Para poder entender y comprender el comportamiento global de los marcos con sistemas RCS se generó un análisis no lineal con registros durante todo el sismo para los 3 marcos de 6 niveles, 3 marcos de 10 niveles cada marco ha sido sometido a 8 sismos seleccionados y descritos, conjuntamente con los parámetros asumidos para el análisis dinámico inelástico, también se generó un modelo de 20 niveles sometido únicamente al registro de la SCT de 1985. En los 49 análisis que se efectuaron, no todos los marcos incursionaron en el rango inelástico, para algunos de los niveles de aceleración seleccionados.

4.1 Introducción.

Los análisis no lineales con registros de aceleraciones, indican que en las columnas de los marcos de varios pisos pueden ocurrir distribuciones inesperadas de momentos flexionantes en comparación con la distribución obtenida de la carga lateral estática. El análisis de la carga lateral estática indica generalmente la existencia de puntos de inflexión próximos a la mitad de la altura de las columnas a menos que las vigas sean mucho más flexibles que las columnas, excepto en los pisos de la parte superior e inferior de los marcos sin embargo los análisis no lineales con registros, sugieren que en determinados momentos durante la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos, el punto de inflexión en una columna puede estar próximo a la unión viga-columna, ocasionalmente inclusive la columna puede estar en curvatura simple. La causa de la distribución inesperada de los momentos flexionantes en la columna en algunos instantes es la fuerte influencia de los modos superiores de vibración, especialmente el segundo y tercero Park (1980).

La carga lateral estática del código, normalmente tiene una distribución triangular que corresponde a las cargas laterales que varían linealmente desde cero en la base de la columna a un máximo en la parte superior de la estructura. Esta distribución de cargas corresponde aproximadamente al periodo fundamental de vibración, si son significativos los otros modos de vibración, evidencia que la distribución de las fuerzas laterales en la estructura en determinados instantes podría diferir apreciablemente de la supuesta. El cambio de posición del punto de inflexión en las columnas a un punto distante de la mitad de la altura, en algunos casos significa que los momentos inducidos en la columna pueden ser mucho mayores que el momento obtenido de un análisis de carga lateral estática y puede conducir a que se formen articulaciones plásticas en la columnas.

4.2 Propiedades a flexión de los elementos.

Es posible deducir curvas teóricas de momento-curvatura para secciones de concreto armado y de acero, aproximándose mediante una curva trilineal (ver Figura 4.1) en la que se definen una primera etapa de agrietamiento, la segunda etapa de fluencia del acero de refuerzo y la tercera al límite de la deformación útil del concreto. Para el caso del acero las zonas que se definen son: una primera fluencia 30% antes

que M_y , la segunda etapa es donde se presenta la fluencia de la sección $M_y = S_x F_y$ y finalmente una tercera etapa donde se presenta la plastificación de la sección con $M_p = Z_x F_y$.

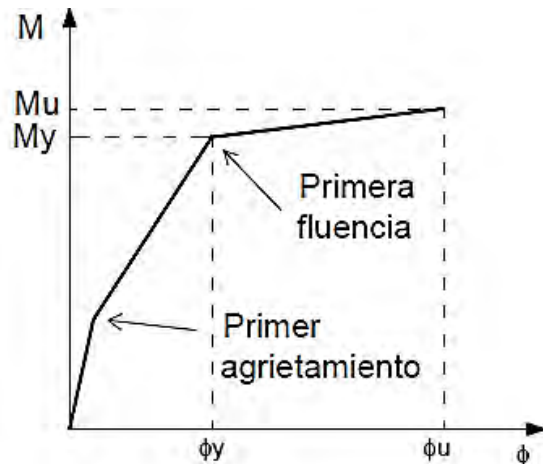


Figura 4.1 Modelo teórico trilineal de momentos curvatura.

Sin embargo para llevar a cabo el análisis inelástico con el modelo de articulación plástica, las hipótesis de viga inelástica consideran el diagrama momento-curvatura de la sección crítica, por lo que se deben plantear ciertas consideraciones para la definición de las relaciones momento-curvatura en las secciones críticas Figura 4.2.

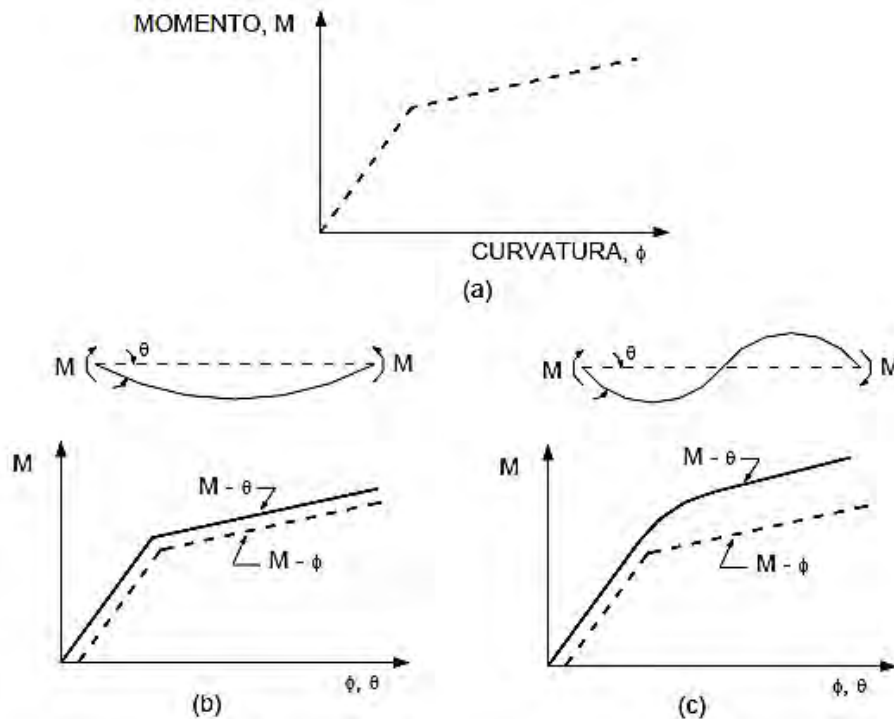


Figura 4.2 Relaciones momento-curvatura y momento-rotación.

CAPITULO 4

4.2.1 Modelos aproximados de vigas.

Cuando se representa el comportamiento de la sección de concreto armado con un diagrama bilineal (ver Figura 4.3, la relación momento-curvatura es bastante similar a la relación momento-rotación, donde el momento último es una buena aproximación del momento de fluencia; además una vez que se desarrollan las grietas, como sucede en la mayoría de las vigas bajo cargas de servicio, la relación $M-\Phi$ es casi lineal desde la carga cero hasta el inicio de la fluencia. En consecuencia la curva bilineal de la Figura 4.3 es una buena aproximación para vigas inicialmente agrietadas. Una representación similar ocurre con las vigas de acero, la cual también solo se puede dar con definir los momentos M_y y M_p de la sección Figura 4.4. Estos modelos simplificado son los que se utilizan para representar los elementos vigas en el programa DRAIN 2D, los cuales utiliza el M_p y un porcentaje de incremento que define la sobre resistencia del material.

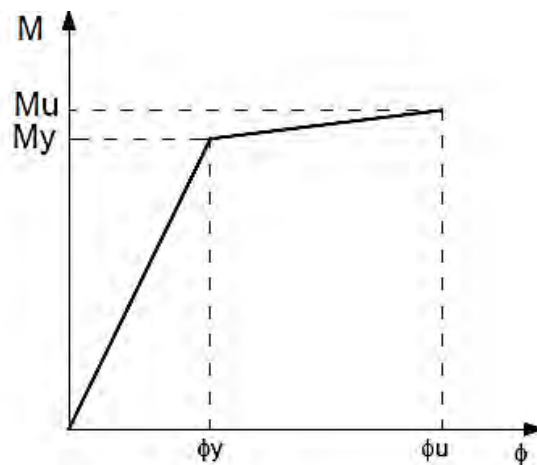


Figura 4.3 Relación idealizada Momento curvatura de una sección de concreto armado

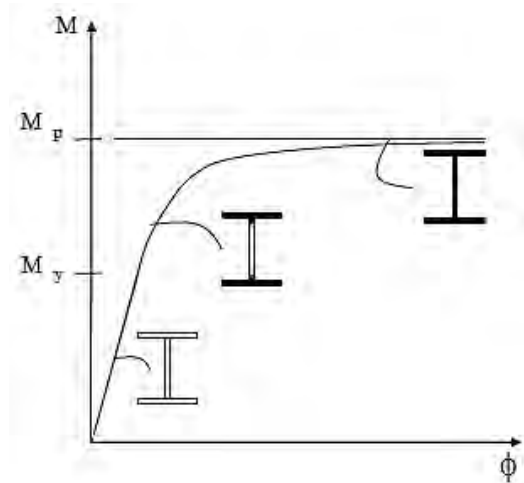


Figura 4.4 Curva Momento curvatura de un perfil "I".

4.2.2 Modelos aproximados de columnas.

Al describir los elementos columna del programa DRAIN-2D, dicho elemento considera en forma aproximada la interacción entre el momento flexionante y la carga axial mediante el diagrama de interacción de la sección (Figura 4.5).

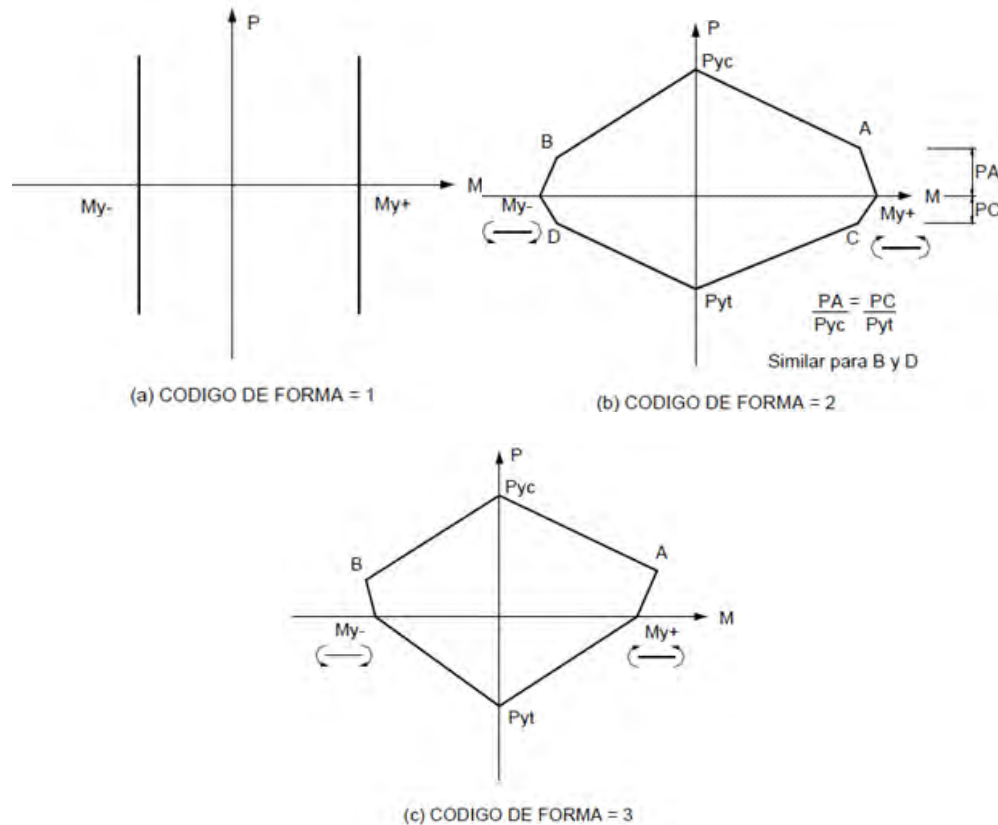


Figura 4.5 Superficies de integración de fluencia usados en Drain 2DX.

En ese sentido fue necesaria la construcción de los diagramas de interacción de todas las secciones de las columnas de los modelos, tal como los que se calcularon en la sección 3.4.4 de esta tesis. En dicha sección se presentan los diagrama de interacción de las secciones de las columnas de marco de acero, concreto y RCS; así mismo se aclara que el programa DRAIN-2D aproxima la superficie de fluencia mediante curvas lineales que unen las coordenadas de los puntos de la carga axial $(0, P_0)$, punto de falla balanceada (M_b, P_b) , flexión pura $(M_y, 0)$ y tensión pura $(0, T_0)$. También se asume que la sección transversal es elástica, para cualquier combinación de fuerza axial y momentos flexionantes dentro de una superficie de fluencia. Si la combinación carga-momento se sitúa sobre o fuera de la superficie, se introduce una articulación plástica. Sólo temporalmente se permiten combinaciones fuera de las superficies de fluencia, siendo compensadas mediante la aplicación de cargas correctivas en el siguiente paso de integración.

CAPITULO 4

Este procedimiento no es estrictamente correcto, debido a que las deformaciones por flexión y las axiales, interactúan después de la fluencia, por lo tanto, es incorrecto asumir que sólo la rigidez por flexión cambia mientras que la rigidez axial permanece invariable. Este procedimiento es razonable para análisis prácticos de edificios. Cada tipo de elemento se describo mejor en la sección 3.4.3, 3.4.4 y la forma en la que introducen en DRAIN-2d de presenta en el Anexo 3 sección A3.8 de esta tesis.

4.3 Amortiguamiento.

En la mayoría de los análisis dinámicos de estructuras cuando se van a analizar estructuras como edificios de gran altura las diversa fuentes de amortiguamiento se representan por un amortiguado viscoso según la sea el tipo de estructura y el material que la constituye. Para determinar su respuesta sísmica, se utilizan valores del factor de amortiguamiento que van desde 0.02 a 0.1. Para estructuras de concreto reforzado es común utilizar valores entre 0.05 y 0.1 y para estructuras de acero los valores oscilan entre 0.02 y 0.07. Se supone que los factores de amortiguamiento son correspondientes a los modos más altos de vibrar y se incrementan en proporción a las frecuencias naturales (Chopra, 1995), en tal sentido se ha adoptado 0.05 para el primer modo de las estructuras de concreto, y 0.02 para el acero. Sin embargo para las estructuras donde se combinan ambos materiales no se especifica cual valor de amortiguamiento que se debe utilizar. Se podría utilizar un valor de 0.02 pero estos sería muy conservador debido a que se estaría despreciando el valor del amortiguamiento del concreto y utilizar un valor de 0.05 sería un posible error al atribuir un valor más alto a las vigas de acero por lo tanto para calcular los coeficientes y determinar la matriz de amortiguamiento mediante una combinación lineal con la matriz de masa y la matriz de rigidez instantánea de la estructura se planteó utilizar las siguientes ecuaciones cuyos resultados de muestran en la Tabla 4-1. En dicha tabla se observa que los valores de los coeficientes dependientes de la masa y de la rigidez para los distintos marcos considerados en el presente estudio.

$$\alpha = \frac{2\xi}{T_i + T_j} \quad (4.1)$$

$$\beta = \frac{\xi T_i T_j}{\pi(T_i + T_j)} \quad (4.2)$$

Dónde

α = Coeficiente para la matriz de masas

β = Coeficiente para la matriz de rigidez instantánea

ξ =amortiguamiento atribuido a cada material

T_i y T_j = Periodo en segundos asociados al primer y segundo modo respectivamente.

Tabla 4-1 Coeficientes de marcos de acero y concreto.

Tipo de marco	Perido T_i	Perido T_j	ξ	α	β
Acero 6 niveles	0.99	0.339	0.02	0.030	0.0016
Acero 10 niveles	1.266	0.36	0.02	0.025	0.0018
Concreto 6 niveles	0.877	0.261	0.05	0.088	0.0032
Concreto 10 niveles	1.046	0.329	0.05	0.073	0.0040

Para el caso de los sistemas RCS, debido a que las fórmulas de los coeficientes α y β no hacen distinción entre el material de cada elemento generan una de las principales incertidumbres tanto para el análisis como para la interpretación de los datos. Para conocer si el programa DRAIN 2D puede hacer la distinción entre el tipo de material, se alimentó el programa utilizando los datos de las aceleraciones del sismo de la SCT de 1985, las propiedades geométricas del marco de 6 niveles del sistema RCS y la combinación de los materiales. Los resultados se muestran en la Figura 4.6 en la que se puede observar la gráfica RCS, que constituye a las vigas de acero y columnas de concreto, la gráfica RCS BINV, corresponde a una donde se utilizaron las columnas de acero y las vigas de concreto, la gráfica RCS BA corresponde a una donde toda la estructura es de acero y finalmente la gráfica RCS BC corresponde a una estructura de concreto.

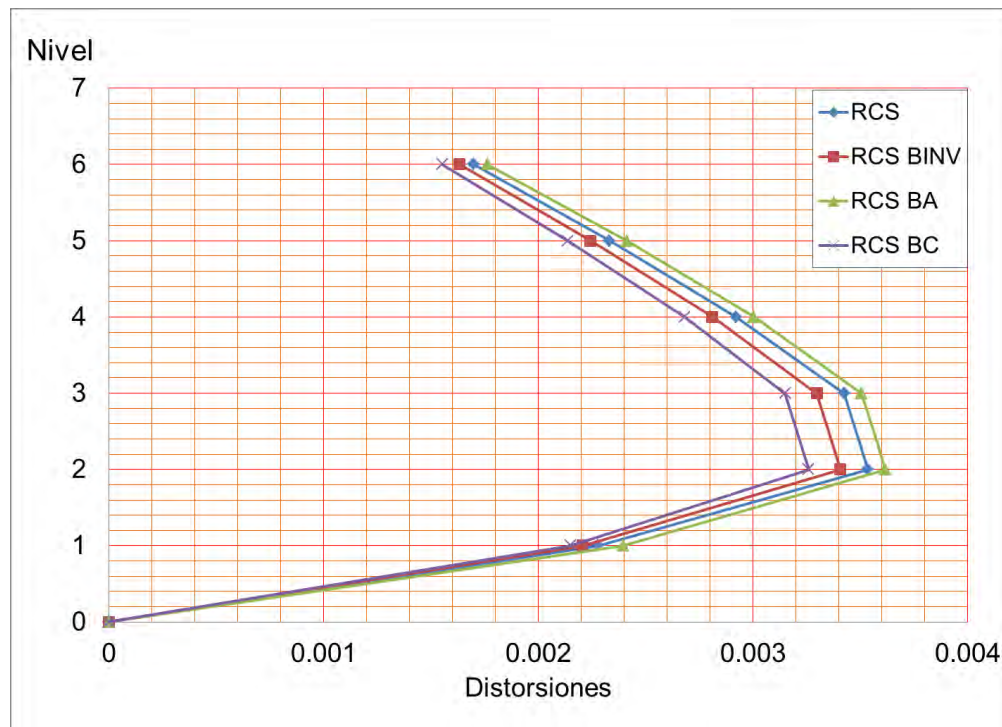


Figura 4.6 Desplazamientos correspondientes a las diferentes combinaciones de materiales y amortiguamientos.

CAPITULO 4

Al analizar la gráfica, tomando en cuenta el material y el amortiguamiento que se asignó, se puede observar que:

- Las distorsiones de entrepiso van cambiando conforme se asignaron los materiales.
- La grafica que representa a la estructura de acero (RCS BA) es la que presenta mayores distorsiones debido a que el acero es más flexible y tiene un amortiguamiento más bajo.
- La grafica que representan a una estructura de puro concreto (RCS BC) es la que representa menores distorsiones, debido a que el concreto es más rígido y tiene un amortiguamiento más alto.
- La grafica que representa a la los materiales invertidos (RCS BINV) y la que representan a los sistemas RCS muestran distorsiones intermedias y esto se debe a que los materiales fueron combinados.

Con esto se pudo concluir que el programa DRAIN 2D puede hacer tales distinciones entre los materiales y las aportaciones de amortiguamiento que cada grupo de elementos dan. Por lo que para poder definir los coeficientes correspondientes a los sistemas RCS se decidió hacer un promedio pesado de α y β que se utilizaron en DRAIN-2D, tales coeficientes se representan la Tabla 4-2.

Tabla 4-2 Coeficientes de marcos de sistemas RCS.

Tipo de marco	Perido T_i	Perido T_j	ξ		α	β
RCS 6 niveles	0.89	0.262	0.05	0	0.061	0.0023
RCS 10 niveles	1.084	0.326	0.05	0	0.050	0.0028
RCS 20 niveles	1.662	0.552	0.05	0	0.032	0.0046

4.4 Registros de aceleración considerados.

En un análisis no lineal con registros, uno de los principales problemas consiste en la selección del tipo y número de los registros de aceleraciones a usar, además en la selección se debe tomar en cuenta:

- Ubicación del equipo: Si este en un edificio de concreto, acero, o mampostería igualmente si está en un sótano o azotea a campo abierto.
- Mecanismo de falla: Se presenta en los planos o superficies a lo largo de la cual se desplazan los bloques que se separan. Esta separación se clasifica en falla normal, falla inversa y falla de rumbo (direccional, transcurrente o de desgarre) Por otra parte, la elevada sismicidad de México (zona centro) se caracteriza, como casi todas las zonas de subducción del mundo, por la existencia de dos tipos de terremotos muy distintos, los eventos interplaca o „de subducción” y los intraplaca o „profundos”. Los primeros, por generarse a escasa profundidad, suelen tener mayor poder destructivo.

- Cercanías a fallas: Es importante saber cuán lejos está la estructura de la fuente de origen pues entre más cercanas estén a la falla estas recibirán de manera inmediata las ondas generadas por el sismo generando mayores aceleraciones, velocidades y desplazamientos debido a que las ondas no han sido atenuadas.
- Atenuación: Constituye la capacidad del terreno para amortiguar el movimiento generado por las ondas sísmicas conforme éstas se alejan del foco sísmico (distancia al origen del evento).
- Depósitos de sedimentos (efectos de sitio): El Efecto de sitio es la respuesta del terreno con características distintas en amplitud, duración y frecuencias, en un área reducida con respecto al entorno regional. Depende de la topografía, espesor y distribución de los estratos, las propiedades mecánicas de los suelos, velocidades de onda (P y S), densidad y amortiguamiento.
- Contenido: Frecuencias del movimiento del terreno periodo dominante y ancho de banda. La ubicación de la ordenada máxima de un espectro indica el rango de frecuencias que son más susceptibles a la acción de la excitación sísmica.
- Duración del Evento: A pasar de ser normalmente ignorada la duración del evento, en sismos largos, pueden ocurrir complejos fenómenos de degradación de la rigidez y la resistencia, debido al elevado número de ciclos de carga que deben soportar los elementos estructurales. Debido a ello, el diseño debería ser diferente para sismos cortos y largos, independientemente de la aceleración de diseño.
- Valores pico de Aceleración, velocidad y desplazamiento: Parámetros que sirven para entender cuan intenso puede ser un sismo y relacionar a que instante se presentan dichos valores.

De acuerdo a las NTC-04 Sismo inciso 9.2 análisis paso a paso: *“si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrán consultarse acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados o bien combinaciones de ambos. Siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan estas Normas, tomando en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros”*.

En la presente investigación hacemos uso de ocho registros de aceleración horizontal, que corresponden a sismos que se han prestado en México y tres más de otras partes del mundo. Estos sismos a pesar de no ser de la misma zona o fuente sísmica, se seleccionaron debido a su magnitud y a los daños que causaron por lo que son buenos parámetros para estudiar las diferentes respuestas que se generaría en los edificios que se modelaron para esta tesis. Aunado a esto, los edificios que se modelaron fueron con la intención de reducir el número de variables entre ellos, facilitando la comparación entre ellos al someterlos al mismo registro. Estos registros y sus características se presentan en la Tabla 4-3.

CAPITULO 4

Tabla 4-3 Registros.

Estación	Clave	Fecha del sismo	Tipo de mecanismo	País	Duración	Intensidad	Figura
Cerro Prieto	CPE045	Junio, 9, 1980	Transformación	MEX	25 seg	6.1°	Figura 4.7
Northridge	JEN292	Enero, 1994	Transformación	EUA	25 seg	6.7°	Figura 4.8
Chilpancingo	CHI18591	Septiembre, 19, 1985	Subducción y efectos de sitio	MEX	85 seg	8.1°	Figura 4.12
DF SCT	SCT-EW	Septiembre, 19, 1985	Subducción y efectos de sitio	MEX	180 seg	8.1°	Figura 4.10
Tláhuac bombas	TLHB8509	Septiembre, 19, 1985	Subducción y efectos de sitio	MEX	150 seg	8.1°	Figura 4.11
Manzanillo	MZ019510	10 octubre de 1995	Subducción, y campo cercano	MEX	140 seg	8.0°	Figura 4.12
Chile	Llolleo10	Marzo de 1985	Subducción, y campo cercano	CHILE	115 seg.	7.8°	Figura 4.13
Taiwán	TCU65W	Septiembre, 9, 1999	Sismo Chi Chi	TAIWAN	45 seg	7.3°	Figura 4.14

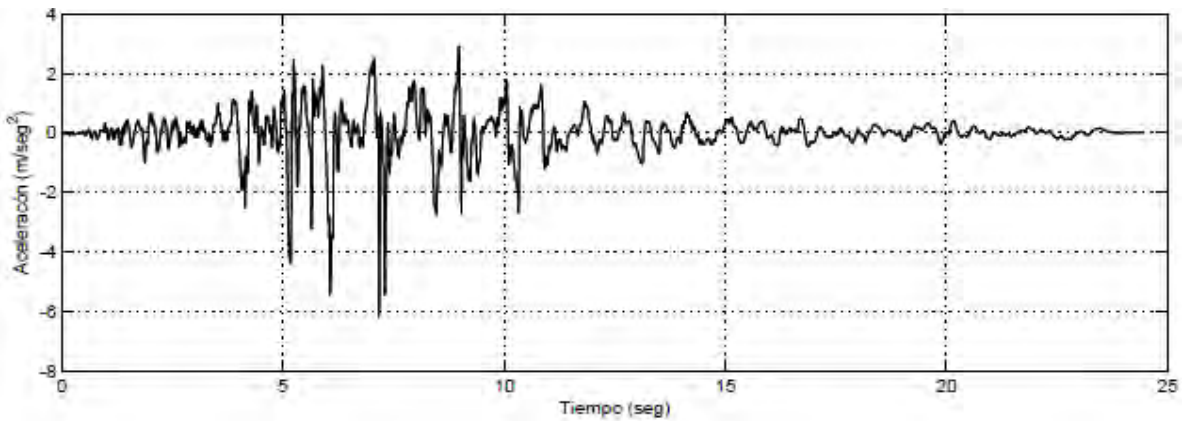


Figura 4.7 Acerleograma de Cerro Prieto.

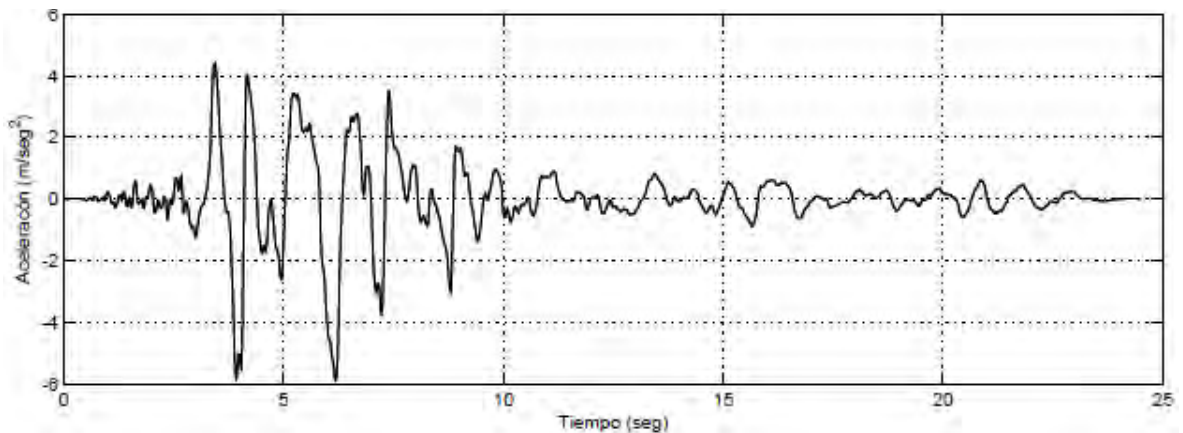


Figura 4.8 Acerleograma de Northridge.

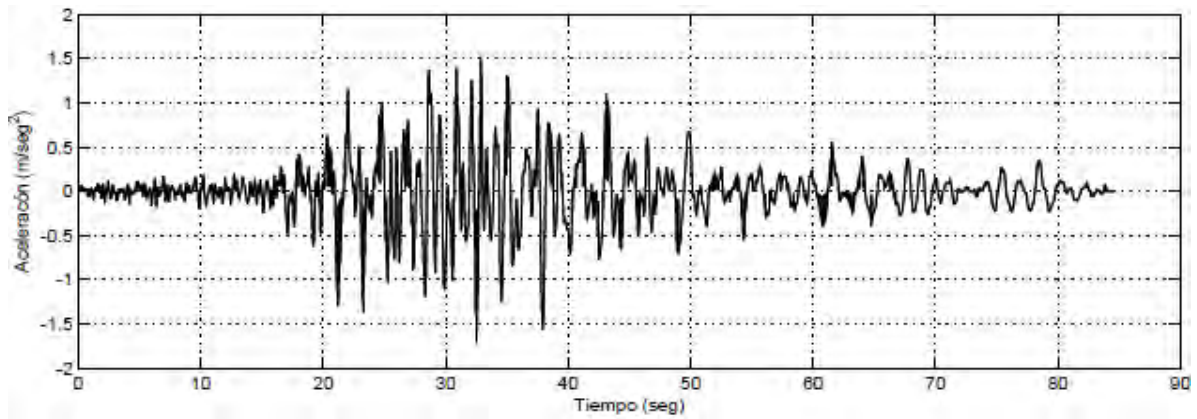


Figura 4.9 Acerleograma de Chilpancingo.

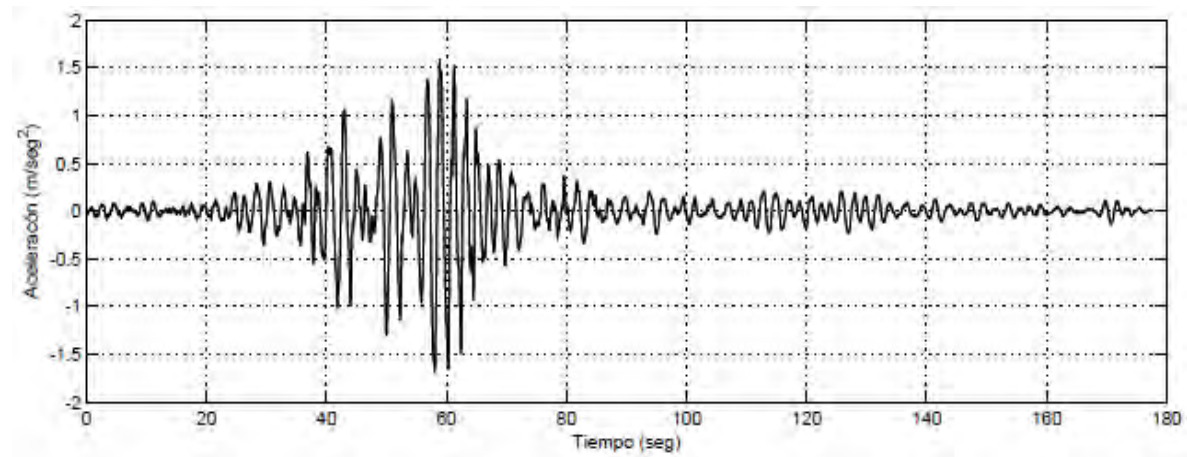


Figura 4.10 Acerleograma del D.F. S.C.T.

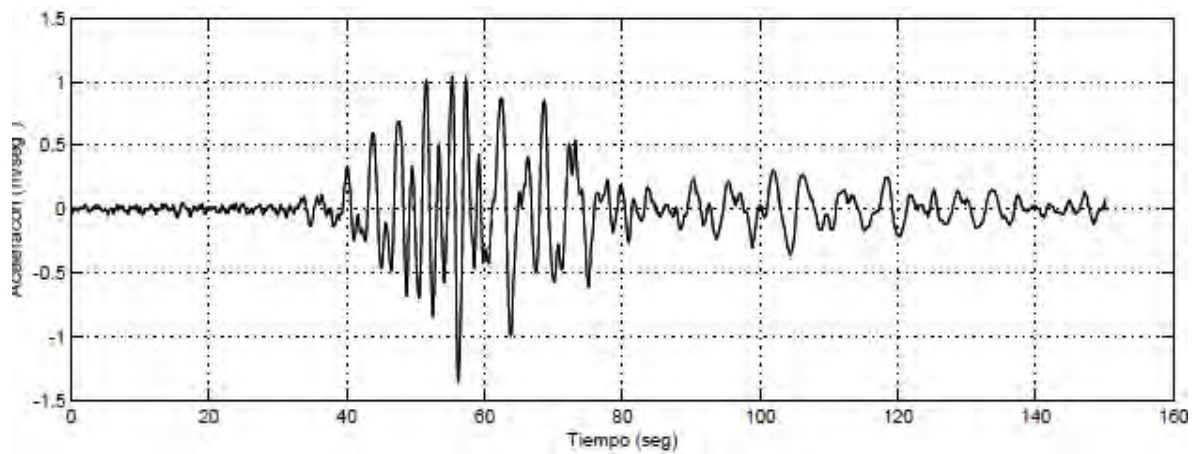


Figura 4.11 Acerleograma del D.F. Tláhuac Bombas.

CAPITULO 4

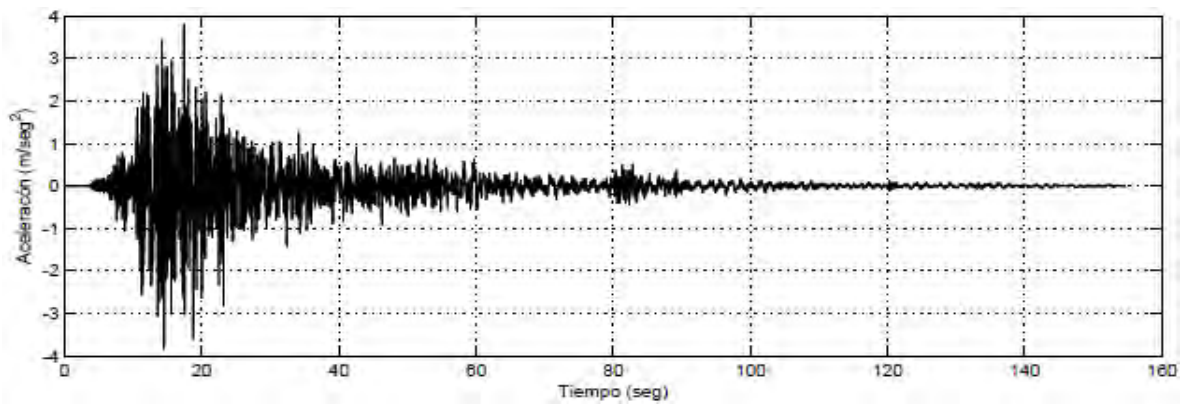


Figura 4.12 Acerleograma de Manzanillo.

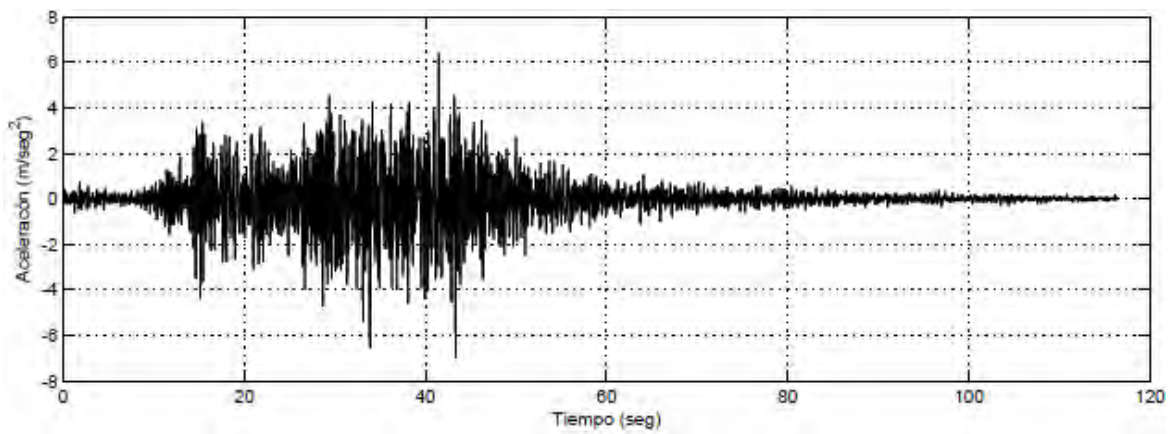


Figura 4.13 Acerleograma de Chile.

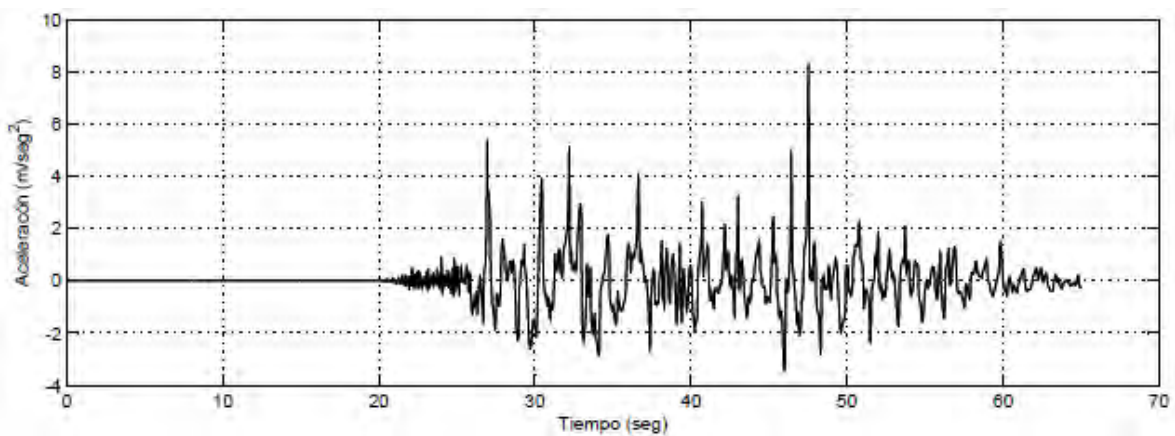


Figura 4.14 Acerleograma de Taiwán.

Con estos registros se pueden obtener diferentes espectros de respuesta como el de velocidad, desplazamiento o el más usual el de aceleraciones. Se denomina *de respuesta*, ya que mide la respuesta de la estructura a las acciones que se le inducen desde el exterior.

Cuando la base de un edificio entra en vibración ésta se trasmite a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente la misma de la de su base. Sin embargo, como las estructuras tienen siempre una cierta elasticidad y amortiguamiento, la vibración no es la misma y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de base y estructura son diferentes. El espectro de respuesta muestra la aceleración máxima absoluta, dicho espectro depende fundamentalmente de dos factores:

1.- La aceleración a la que se somete la base: Aunque la vibración de base y estructura sean diferentes, no son independientes, sino que el aumento de una implica el aumento de la otra, generalmente de forma lineal. Esto hace que en muchas ocasiones el espectro de respuesta no sea mostrado como una aceleración, sino como el cociente entre el espectro de respuesta en sí y la aceleración de la base.

2.- El periodo de oscilación de la estructura: Un periodo muy corto indica una estructura muy rígida, por lo que en periodos muy cortos el espectro de respuesta es muy parecido al de la base. En periodos muy largos, la vibración es mucho más lenta que la del suelo, por lo que la estructura se independiza y el espectro elástico de respuesta es muy reducido.

Existen otros valores que también afectan en menor grado, como puede ser el tipo de suelo sobre el que está vibrando la estructura o su índice de amortiguamiento.

Cuando se realizan cálculos sísmicos es necesario establecer cuál es el espectro elástico de respuesta de la estructura estudiada. Conociendo la aceleración de la vibración se pueden hallar las fuerzas estáticas equivalentes que soporta la estructura multiplicando la aceleración por la masa que soporta la estructura.

La representación gráfica de los espectros de respuesta de aceleración con amortiguamientos de 0% se muestra en la Figura 4.15 y se seleccionó el amortiguamiento de 0% ya que dicho amortiguamiento no se relaciona con ningún tipo de sistema estructural (concreto, acero o sistemas RCS).

En la gráfica se muestran todos los espectros de aceleraciones de los registros para poder compáralos de forma sencilla y así analizar dónde se presentan las aceleraciones más fuertes y la relación entre los periodos y las aceleraciones.

CAPITULO 4

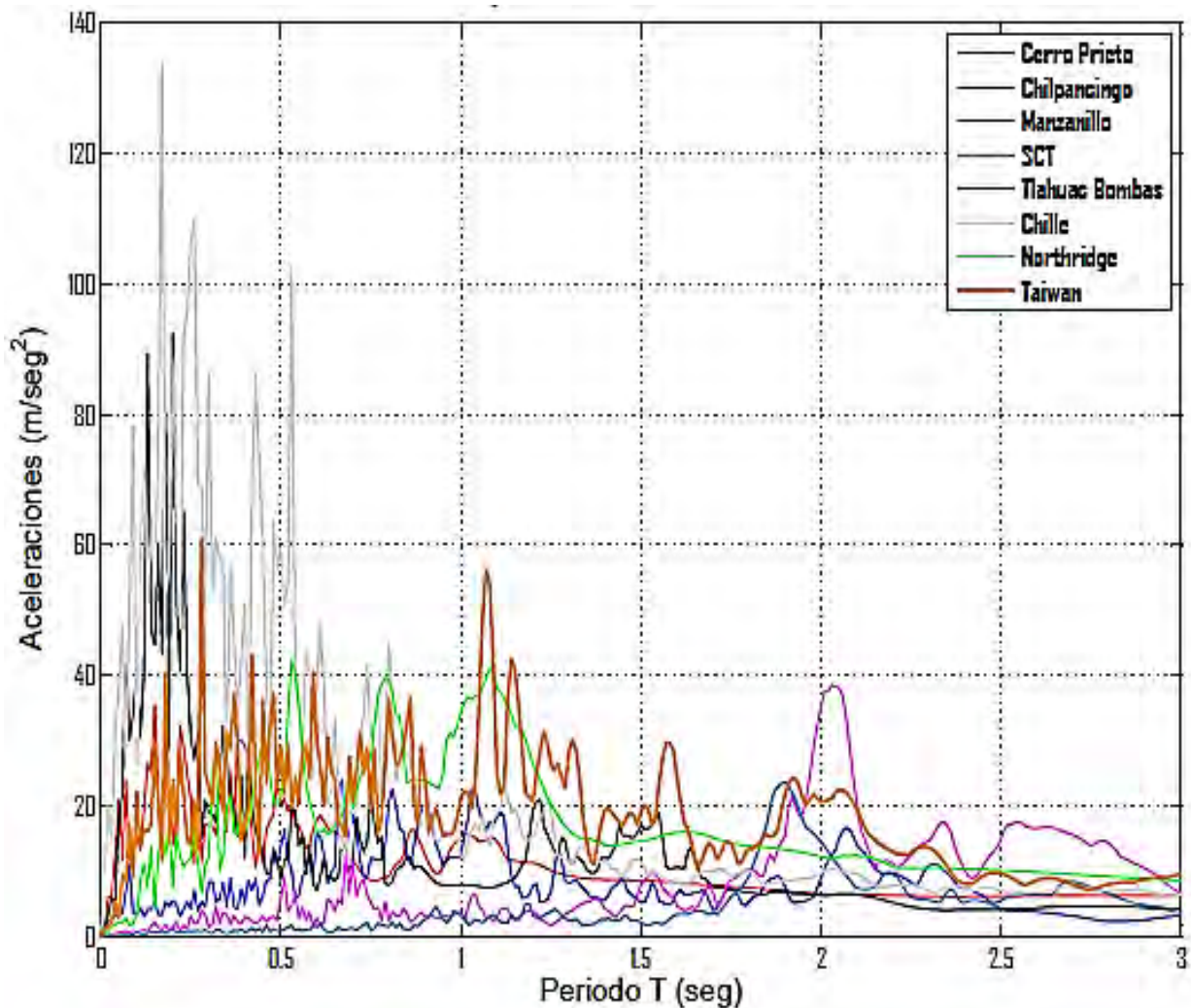


Figura 4.15 Espectro de aceleraciones con 0% de amortiguamiento.

En la gráfica (Figura 4.15) se observa que los sismo de Chile y Manzanillo tiene los valores más altos de aceleración y los periodos más bajos, lo cual podría llegar a ser perjudicial para estructuras muy rígidas cuyo periodo fundamental sea muy bajo menor a un segundo. También se observa que el sismo de Taiwán y el de Northridge presentan aceleraciones muy fuertes en el rango de 1 segundo, lo cual afectaría a estructuras cuyo periodo fundamental se encontrara en dicho rango. Observando los sismos de la SCT y de Tlahuac bombas (los cuales son los únicos que se relacionan directamente al provenir del mismo evento y prácticamente de la misma zona) presentan su máxima aceleración en un periodo alrededor de los dos segundos, lo cual hace a las estructuras de mediana altura y relativa mente flexibles muy sensibles a estos sismos. Cabe destacar que son eventos muy largos, en estos registros en particular influyen los efectos de sitio por los depósitos arcillosos del subsuelo.

Una forma de apreciar con mayor facilidad el contenido de frecuencias es filtrar las señales de estos sismos a través de los espectros de Fourier (Figura 4.16), pues en tales espectros salta más fácilmente a la vista las frecuencias dominantes de cada sismo (donde se presenta el pico máximo).

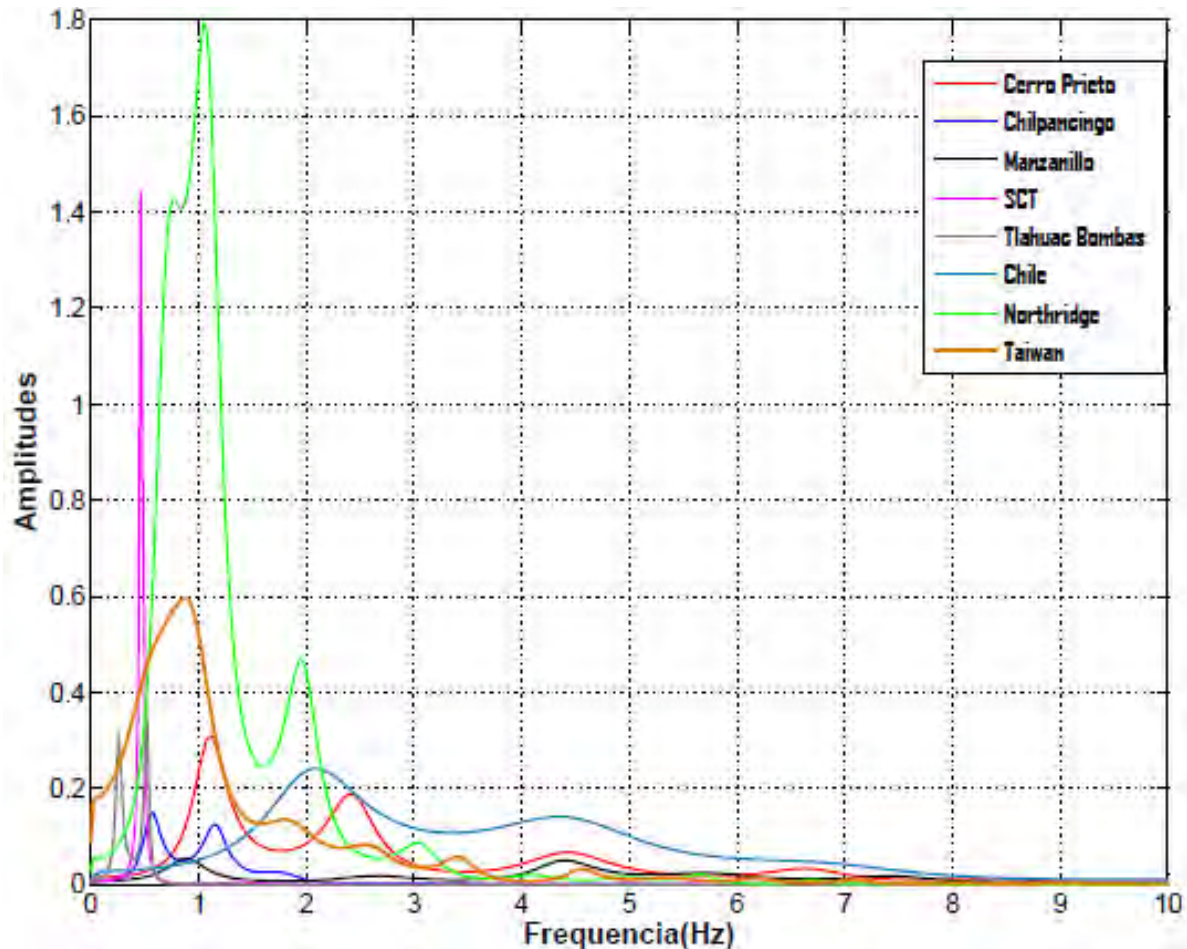


Figura 4.16 Espectros de Fourier.

4.5 Análisis inelástico.

Para el análisis inelástico de los edificios, se usará los modelos discretos, dentro de los cuales podemos considerar el modelo de marco bidimensional, el cual se usa para idealizar edificios regulares que tienen pequeñas excentricidades.

En este modelo, todos los marcos en una dirección son tratados como elementos planos unidos por vigas rígidas que representan la condición de rigidez infinita de la losa de piso. En este modelo se puede tener la respuesta sísmica a nivel de cada elemento, por ende a nivel de cada piso.

Se efectuaron los análisis inelásticos de los marcos, usando el programa de cómputo DRAIN-2D, que es un programa general de análisis dinámico inelástico de estructuras. Se aplicaron a los modelos cargas

CAPITULO 4

verticales de gravedad, el programa sólo permite cargas nodales y éstas fueron aplicadas en los nudos de todos los niveles para representar las cargas verticales en las columnas. Se usó el elemento viga-columna para modelar las columnas y vigas de los marcos en estudio. Sus propiedades geométricas son las de sus secciones gruesas tomando el módulo de elasticidad del concreto y acero sin considerar el endurecimiento por deformación de todos los elementos.

Las propiedades del concreto, acero, registros de aceleración y amortiguamiento fueron definidas en las secciones previas. Se consideraron algunas simplificaciones en el análisis para evitar soluciones complicadas y costosas, estas suposiciones fueron las siguientes:

- Las vigas y columnas son elementos lineales sin masas, en el caso del elemento viga-columna consta de dos componentes una elastoplástico y otro elástico en paralelo, en el caso del elemento viga con rigidez degradante.
- Se permite la deformación axial en las columnas. Sin embargo se despreciaron las deformaciones axiales en todas las vigas, para considerar la hipótesis de losa rígida.
- Se considera la interacción fuerza axial–momento para todas las columnas, asumiendo superficies de interacción para secciones de concreto armado.
- Las estructuras son marcos planos los cuales se desplazan horizontalmente en su plano y rota alrededor de un eje perpendicular al plano de la estructura.
- Se consideran que las deformaciones son suficientemente pequeñas, para permitir que la configuración inicial de la estructura prevalezca durante todo el análisis.
- Los centros de los nudos en una conexión viga-columna, son infinitamente rígidas.
- Las características de rigidez de la estructura, permanecen constantes durante cada incremento de tiempo corto.
- Las masas son concentradas y localizadas, donde se definen los grados de libertad horizontal, y corresponden a la carga muerta más carga viva.
- Se considera la cimentación de la estructura infinitamente rígida. Las columnas en el primer piso son rígidamente conectadas a su cimentación.
- Se considera el efecto “P- Δ ” mediante la adición de una rigidez geométrica a la rigidez de la columna, usando la fuerza axial producida por las cargas estáticas.
- Los movimientos sísmicos en la base ocurren en el plano de la estructura y en dirección horizontal.
- Se considera que las cargas de gravedad, están incluidas como fuerzas de empotramiento en las vigas basadas en las cargas muertas y vivas. Adicionalmente se aplican cargas nodales para representar las cargas de los muros y el peso muerto de las columnas. No se han considerado los efectos por reducción de carga viva.

4.6 Distorsiones y desplazamientos.

De acuerdo a los objetivos de la presente investigación, los resultados analíticos obtenidos, son las distorsiones y desplazamientos de los marcos y la historia de los momentos flexionantes en el tiempo de los elementos, especialmente en aquellos instantes donde ocurren eventos inelásticos en la estructura. Un evento significa la formación o cierre de una articulación plástica en uno de los extremos del elemento, enfatizando en el estudio de las distribuciones inesperadas de momentos flexionantes en las columnas. Las respuestas inelásticas tiempo-historia de los marcos, se presentan conjuntamente para desarrollar el factor de distribución de momentos.

En las gráficas de las Figura 4.17 a Figura 4.45 se presentan las distorsiones y los desplazamientos máximos absolutos observados durante todo el proceso de análisis de todos los modelos de Acero, Concreto y RCS de seis, diez y el modelo de RCS de veinte niveles.

4.6.1 Comparación de las distorsiones y desplazamientos de los modelos de 6 niveles.

En el primer grupo de gráficas que corresponden a los modelos de 6 niveles analizados con sismos mexicanos (Figura 4.17 a Figura 4.19), se observa, en el caso de los edificios de acero, el acelerograma de *Manzanillo* es el que demanda mayores distorsiones y desplazamientos en todos los niveles, en este caso la distorsión máxima se presenta en el tercer nivel con un valor de 0.0102 y el desplazamiento máximo acumulado de 18 cm. En el caso de los modelos de concreto es el acelerograma de *Cerro Prieto* el que impone mayores valores, la distorsión máxima reportada es de 0.0106 en el segundo nivel y un desplazamiento máximo acumulado de 21 cm. Mientras que en el modelo mixto o RCS es el acelerograma de *Chilpancingo* el que reporta un valor distorsión máxima de 0.095 en el primer nivel y el desplazamiento máximo aculado en azotea es de 17 cm. Puede notarse que estos valores de distorsión no rebasan el valor de 0.012 estipulado en las NTC-04 de sismo.

CAPITULO 4

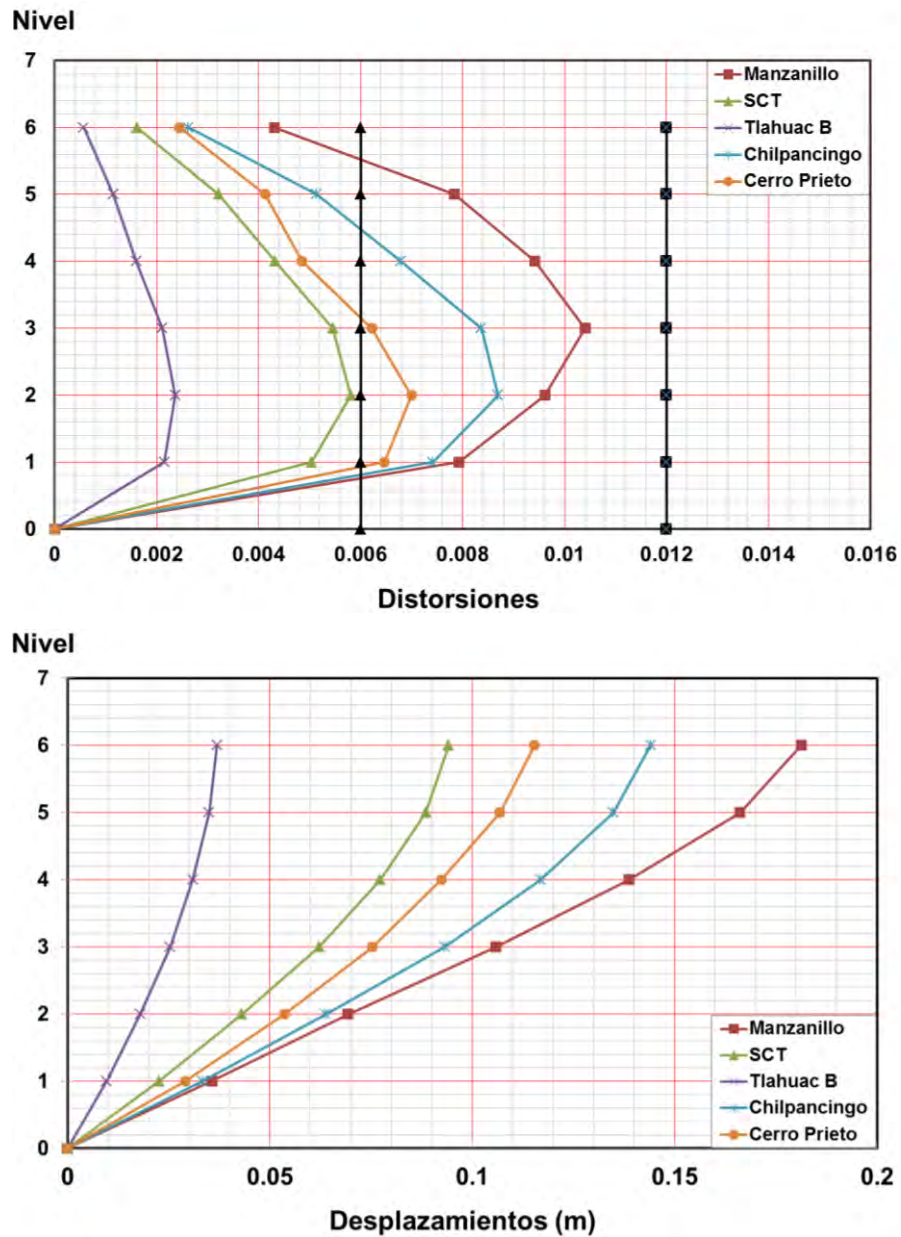


Figura 4.17 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de acero.

Al hacer un análisis más detallado de los edificios de acero (Figura 4.17), estos exhiben un buen comportamiento en cuanto a las distorsiones y desplazamientos inclusive en el sismo de la SCT y de Tláhuac bombas no llegan a rebasar el límite de distorsión de 0.006 en ninguno de sus niveles. En el caso de los acelerogramas de Cerro Prieto, Chilpancingo y Manzanillo estos si rebasan el límite de 0.006, pero no el de 0.012 lo cual sigue representando un buen comportamiento.

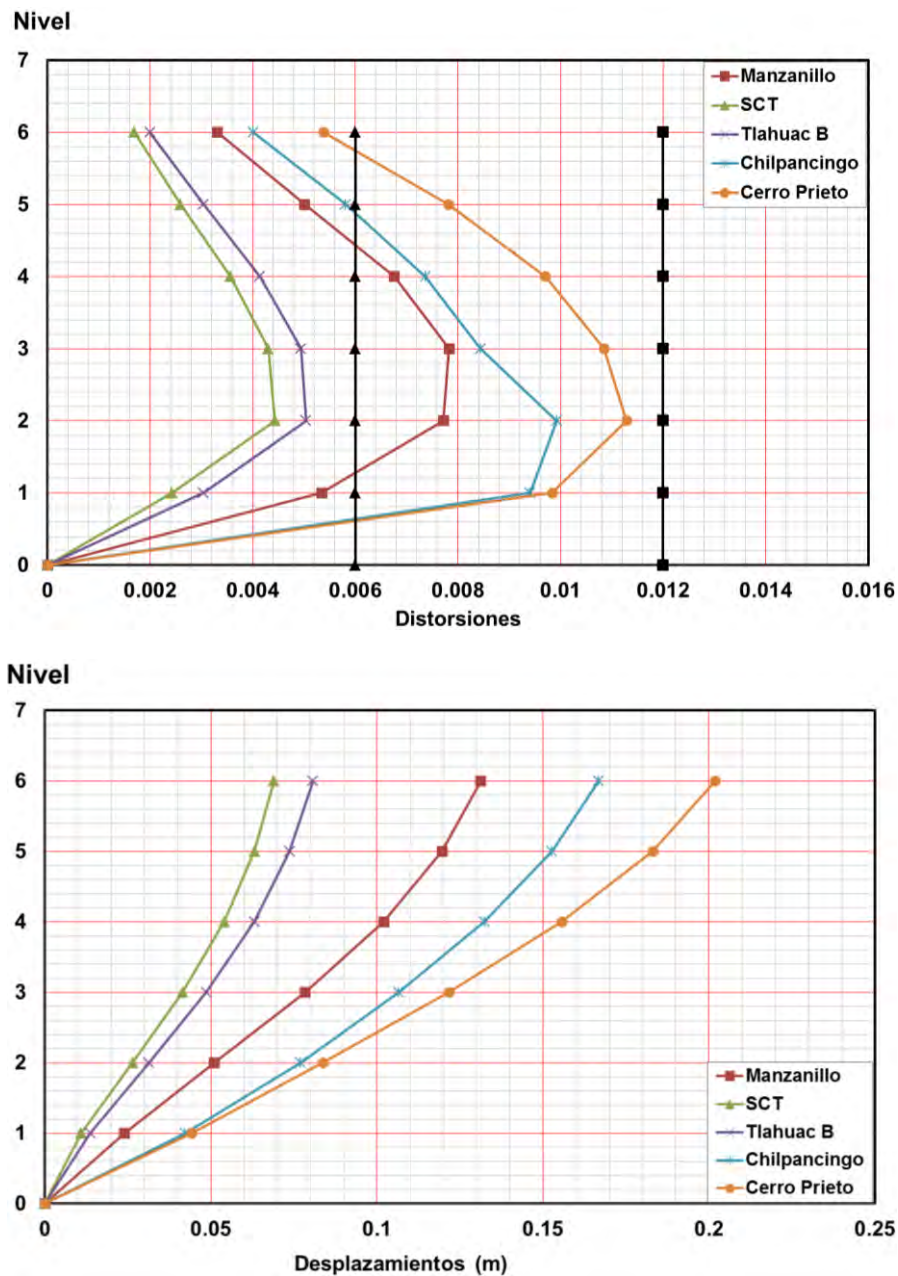


Figura 4.18 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de concreto.

Al comparar los edificios de concreto (Figura 4.18), nuevamente exhiben un buen comportamiento en cuanto a las distorsiones y desplazamientos en especial en el sismo de la SCT y de Tláhuac bombas no llegan a rebasar el límite de distorsión de 0.006 en ninguno de sus niveles, también se observa que en este sistema estructural se presentan distorsiones más altas en Tláhuac bombas en el de la SCT. En el caso de los acelerogramas de Cerro Prieto, Chilpancingo y Manzanillo estos nuevamente rebasan los límite de 0.006, pero no el de 0.012 lo cual sigue representando un buen comportamiento.

CAPITULO 4

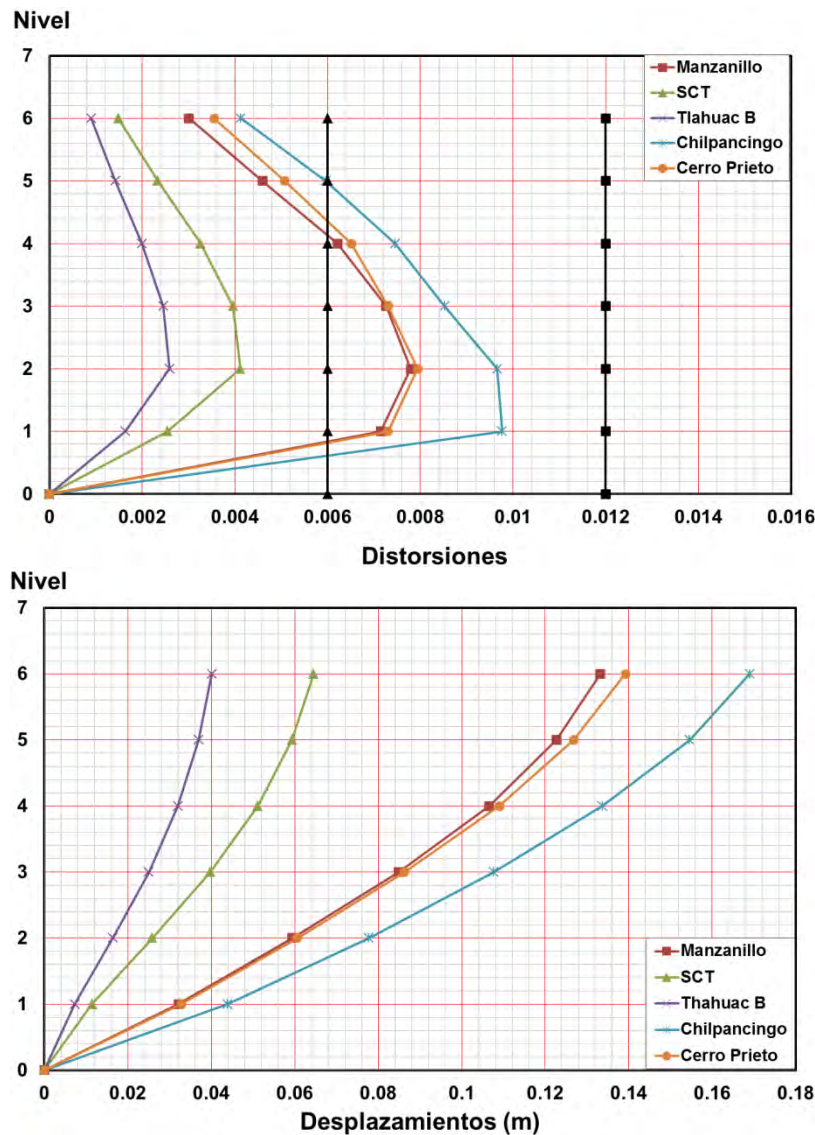


Figura 4.19 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de sistemas RCS.

Finalmente al comparar el sistema RCS (Figura 4.19) con los diferentes acelerogramas estos presentaron un mejor comportamiento en cuanto a las distorsiones y desplazamientos pues en el caso de la SCT y de Tláhuac Bombas sus distorsiones están alrededor del 0.004 y para los acelerogramas restantes este sistema está por debajo del 0.01, lo cual representa un comportamiento bastante aceptable en edificios de 6 niveles.

En el segundo grupo de gráficas de modelos de 6 niveles (Figura 4.20 a Figura 4.21) se presentan de nuevo los resultados con los acelerogramas mexicanos, pero se incluyeron los análisis con acelerogramas de otras regiones del mundo, en este caso se usaron los registros de Northridge, Chile y Taiwán, con el objetivo de comparar los sistemas estructurales con algunos sismos característicos de otras partes del mundo.

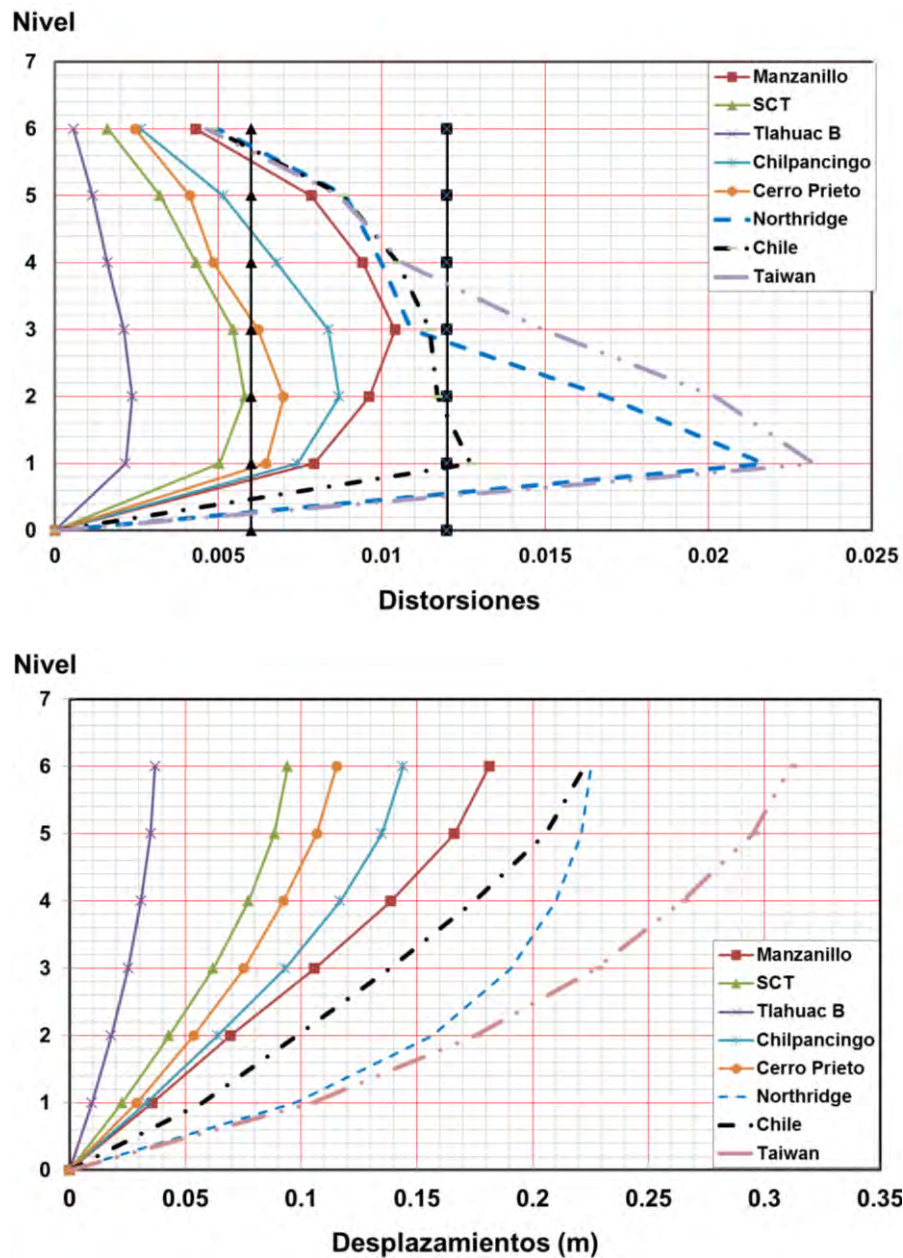


Figura 4.20 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de acero.

Al observar estas gráficas (Figura 4.20) se observa que los valores de distorsión son muy elevados en especial en los primeros dos niveles en los sismos de Northridge y de Taiwán rebasando en gran medida el valor de 0.012, siendo el acelerograma de Taiwán el que afecta más al marco de acero debido que los desplazamientos acumulados nos da como resultado un valor de 31cm. En el caso de sismo de Chile solamente en el primer nivel se superó el valor de 0.012 (0.0125) arrojando desplazamientos máximos en azotea de 22cm.

CAPITULO 4

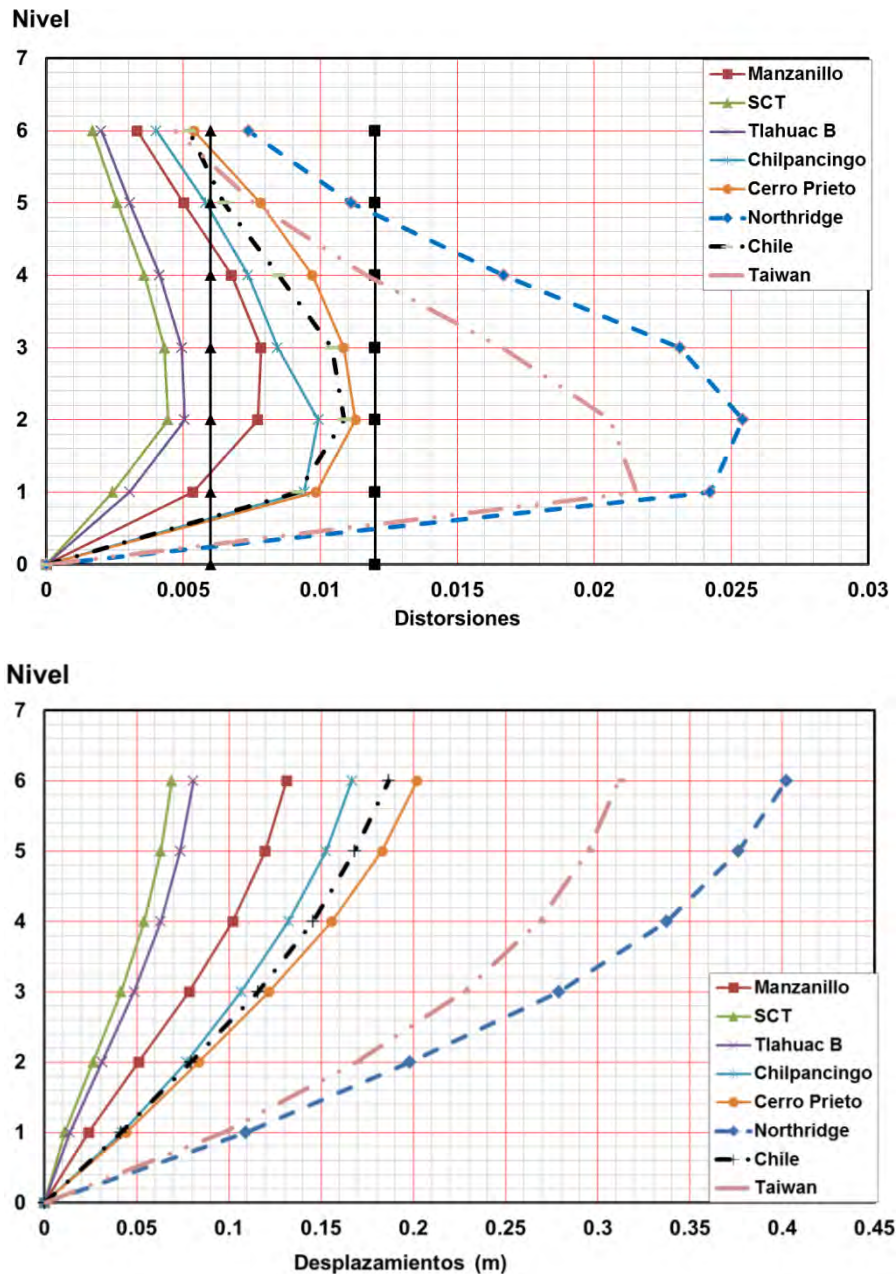


Figura 4.21 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles de concreto.

En el caso de los edificios de concreto (Figura 4.21), se observa que el acelerograma de Northridge y el de Taiwán son los que más afectan a este tipo de sistemas estructurales, en especial para los primeros 4 niveles, siendo más grandes las distorsiones en el caso del acelerograma de Northridge ya que el desplazamiento máximo en azotea nos arroja un valor de 40cm. Por otro lado, el acelerograma de Chile no muestra distorsiones fuera del límite (0.012) y su desplazamiento máximo en azotea nos da 19 cm siendo menor que el de Cerro prieto.

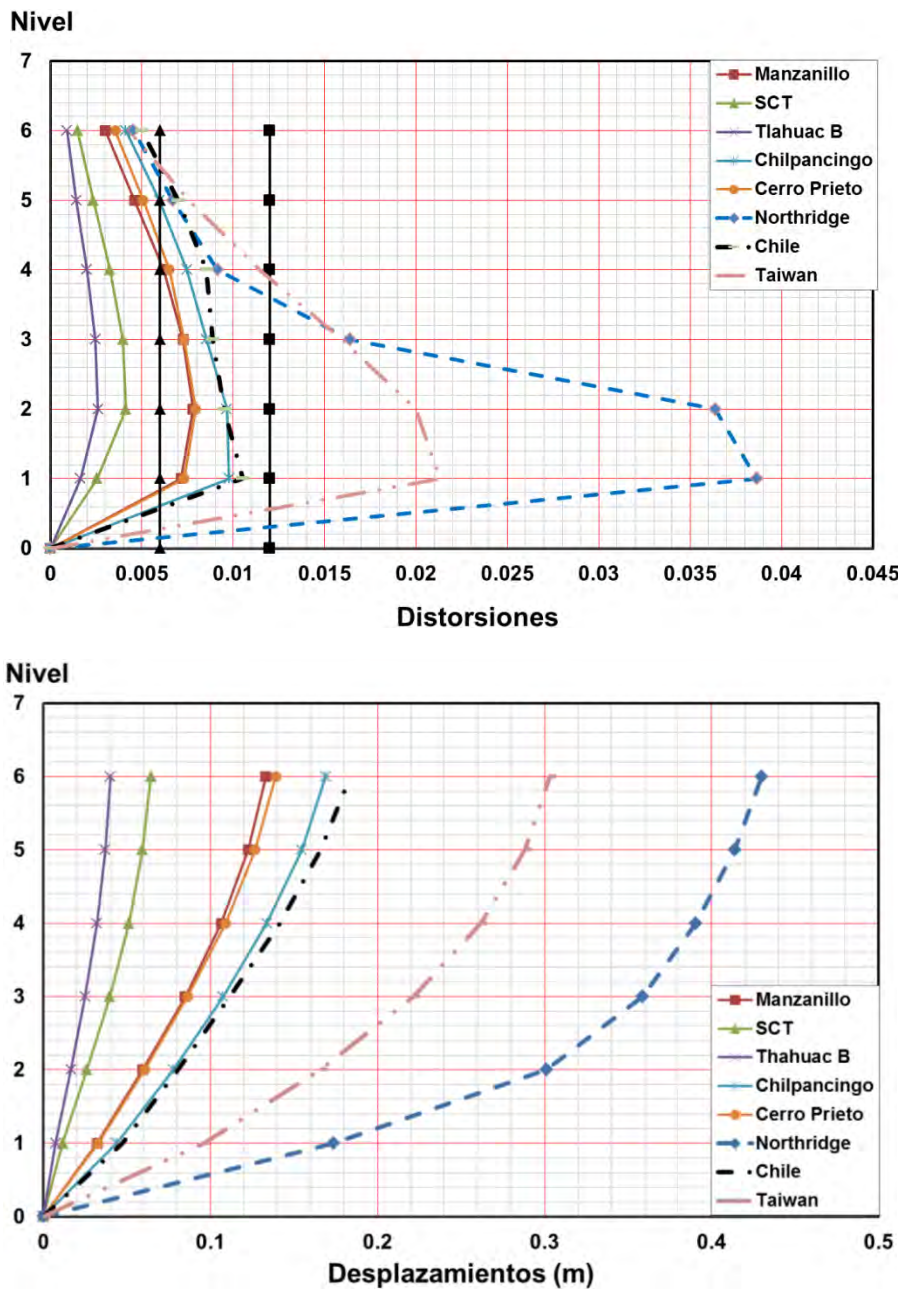


Figura 4.22 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 6 niveles sistemas RSC.

En el caso de los edificios con sistemas RSC (Figura 4.22), se observa que el acelerograma de Northridge y el de Taiwán nuevamente son los que más afectan a este tipo de sistemas estructurales, en los primeros 3 niveles, siendo más grandes las distorsiones en el caso del acelerograma de Northridge ya que el desplazamiento máximo en azotea nos arroja un valor de 41.5 cm. Por otro lado, el acelerograma de Chile no muestra distorsiones fuera del límite (0.012) y su desplazamiento máximo en azotea nos da 19 cm.

CAPITULO 4

4.6.2 Comparación de las distorsiones y desplazamientos de los modelos de 10 niveles.

Para el siguiente grupo de gráficas. Los modelos de 10 niveles (Figura 4.23 a Figura 4.25), fueron sometidos los acelerogramas mexicanos. Los desplazamientos y las distorsiones son mayores que en el caso de los modelos de 6 niveles.

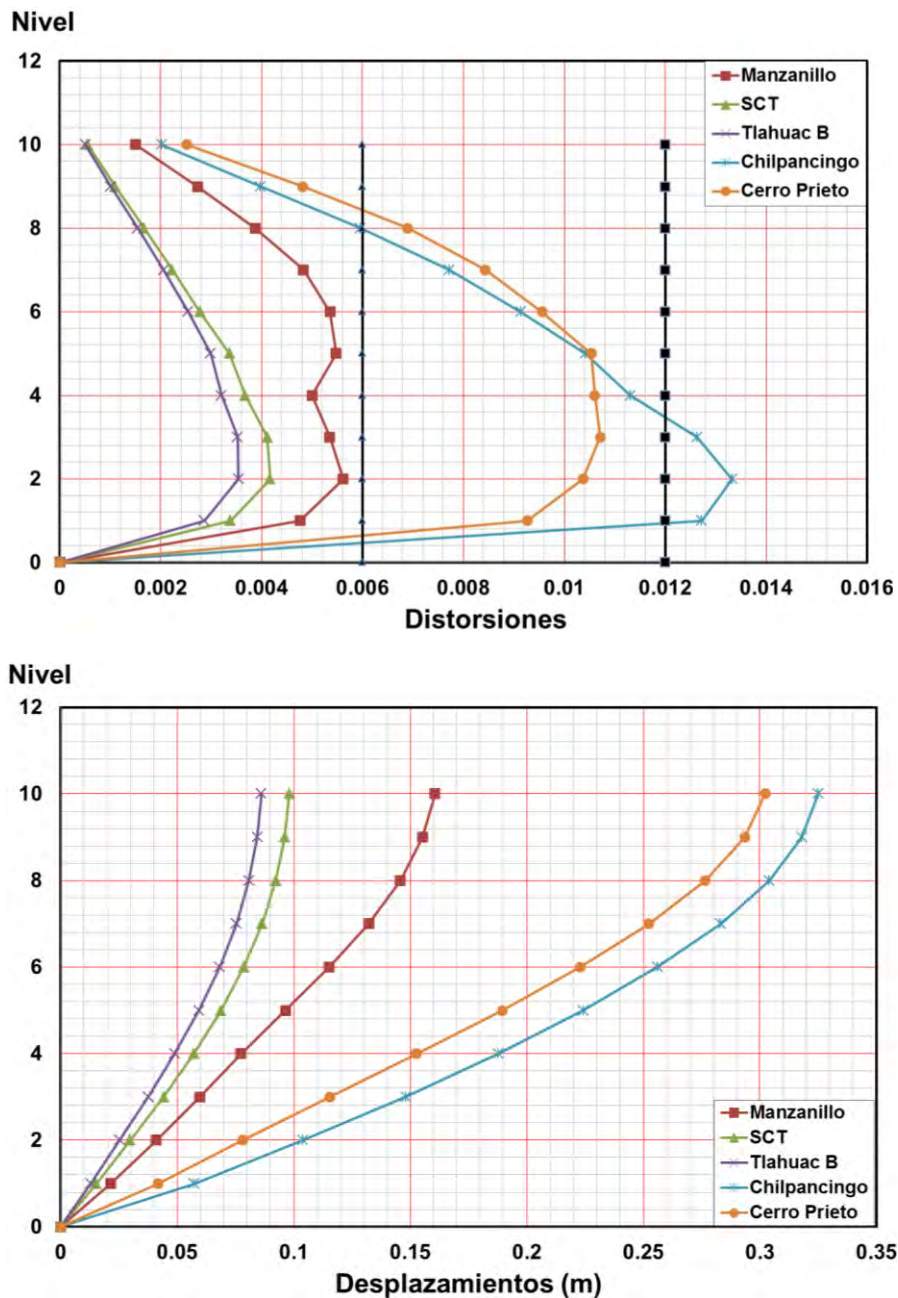


Figura 4.23 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 10 niveles de acero.

En el caso del sistema de acero (Figura 4.23) los registros que imponen desplazamientos mayores son Cerro Prieto y Chilpancingo. En Cerro Prieto las distorsiones son de 0.0104 dentro del límite de 0.012 y un desplazamiento máximo en azotea de 30 cm. En el caso de Chilpancingo la distorsión máxima es de 0.0135 fuera de límite de 0.012 y un desplazamiento máximo en azotea de 32 cm. Los acelerogramas que presentan los valores más bajos, corresponde al de la SCT y el de Tláhuac Bombas cuyas distorsiones están en el orden 0.004 muy por debajo del límite de 0.006.

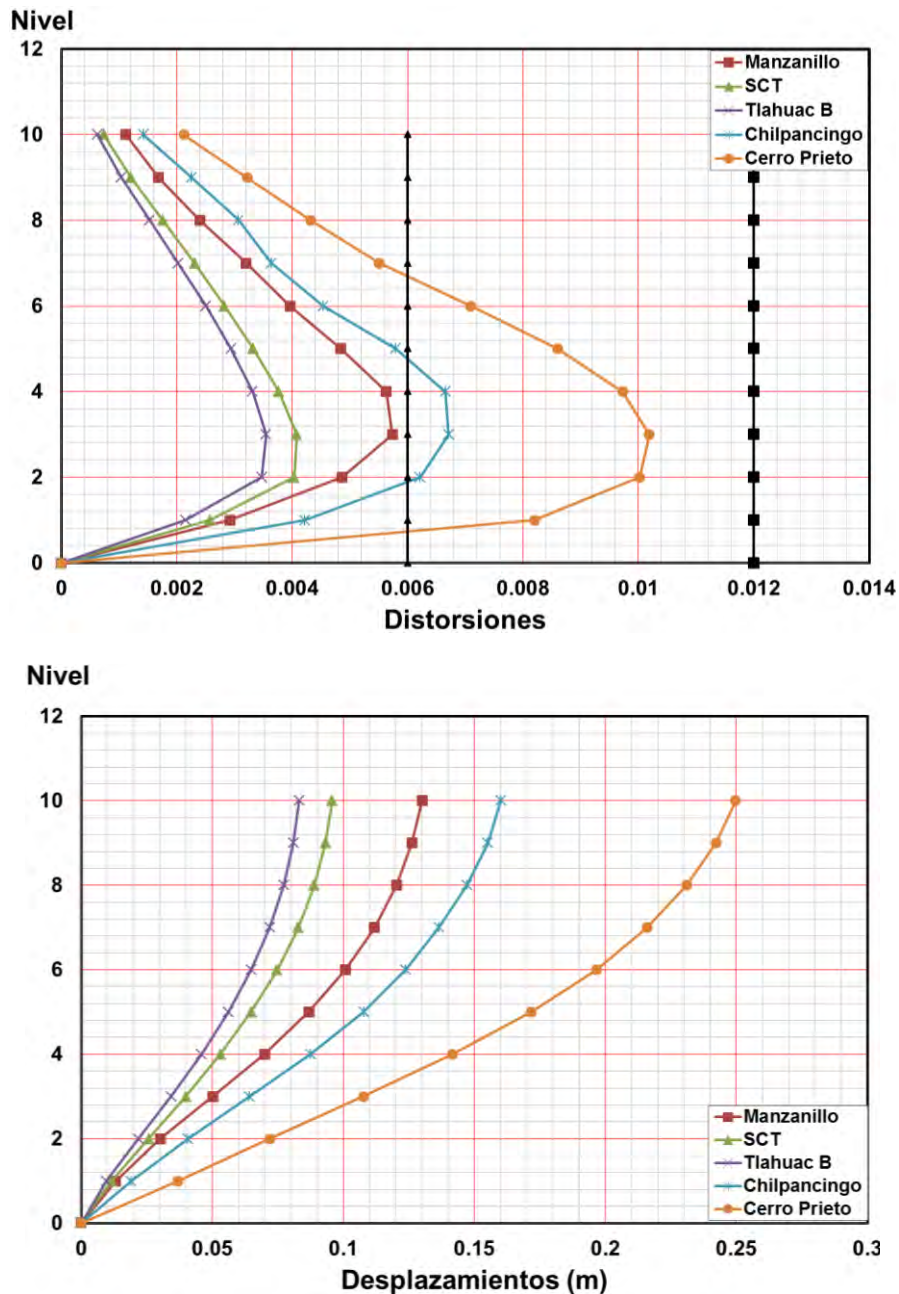


Figura 4.24 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 10 niveles de concreto.

CAPITULO 4

Para los sistemas de concreto (Figura 4.24) los registros de Chilpancingo y Cerro prieto imponen mayores distorsiones y desplazamientos, sin rebasar en ningún caso el límite de 0.012, lo cual representa un comportamiento bastante aceptable del sistema con el número de niveles. Al igual que los sistemas de acero, el sistema de concreto mostro valores similares para los acelerogramas de la SCT y de Tláhuac Bombas cuyas distorsiones nuevamente están en el orden 0.004 muy por debajo del límite de 0.006

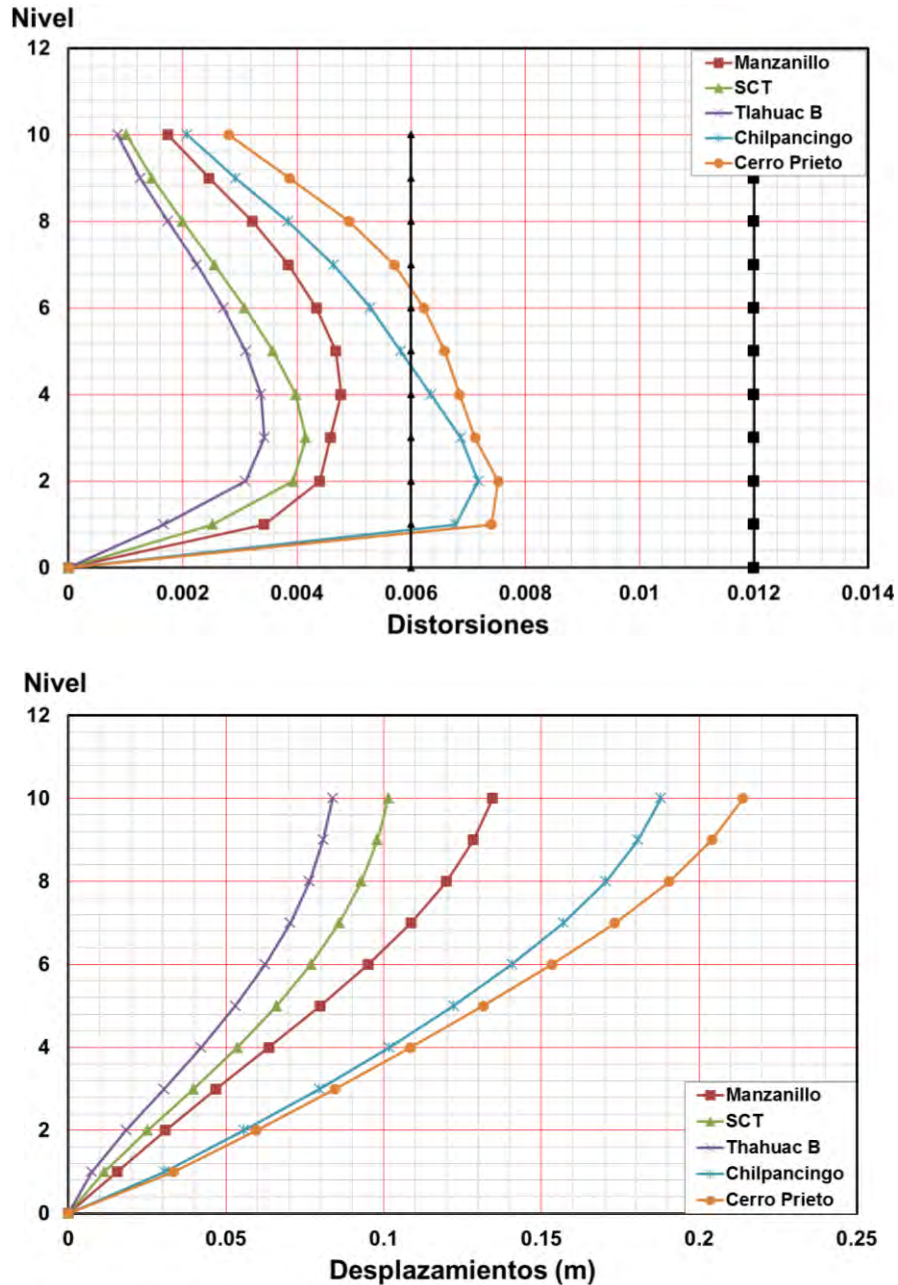


Figura 4.25 Distorsiones y desplazamientos en los marcos de 10 niveles de sistemas RCS.

Para los sistemas RCS (Figura 4.25) los registros de Chilpancingo y Cerro Prieto, imponen mayores distorsiones y desplazamientos. Sus distorsiones están por debajo de 0.008 lo que representa un mejor comportamiento del sistema con el número de niveles. Al igual que los sistemas de acero y concreto, el sistema RCS mostro valores muy similares para los acelerogramas de la SCT y de Tláhuac Bombas cuyas distorsiones se encuentran en el orden 0.004, por debajo del límite de 0.006.

Como en el caso de los sistemas de acero, concreto y RCS de 6 niveles, los sistemas de 10 niveles se presentan de nuevo con los acelerogramas mexicanos, pero se incluyeron los análisis con acelerogramas de Northridge, Chile y Taiwán con el objetivo de comparar los sistemas estructurales con algunos sismos representativos de otras partes del mundo.

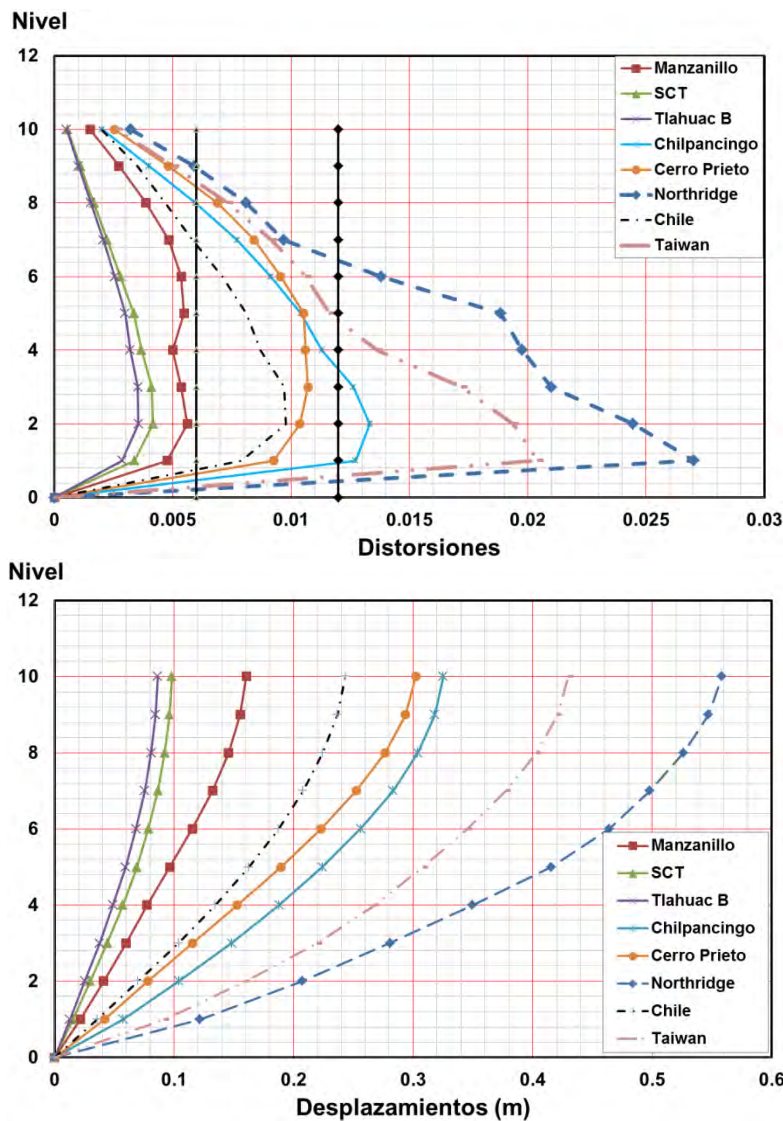


Figura 4.26 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 10 niveles de acero.

CAPITULO 4

Al observar estas gráficas, (Figura 4.26) los valores de distorsión son muy elevados en los primeros 6 niveles en los sismos de Northridge y de Taiwán rebasando en gran medida el valor de 0.012, siendo similar la forma en que se afecta al marco de acero, dando desplazamientos acumulados de 55cm para Northridge y de 43cm para Taiwán aproximadamente. En el caso de sismo de Chile, se mantiene por debajo del límite de 0.012, dando un valor de desplazamientos máximos en azotea de 24 cm menor que el de Cerro Prieto y Chilpancingo.

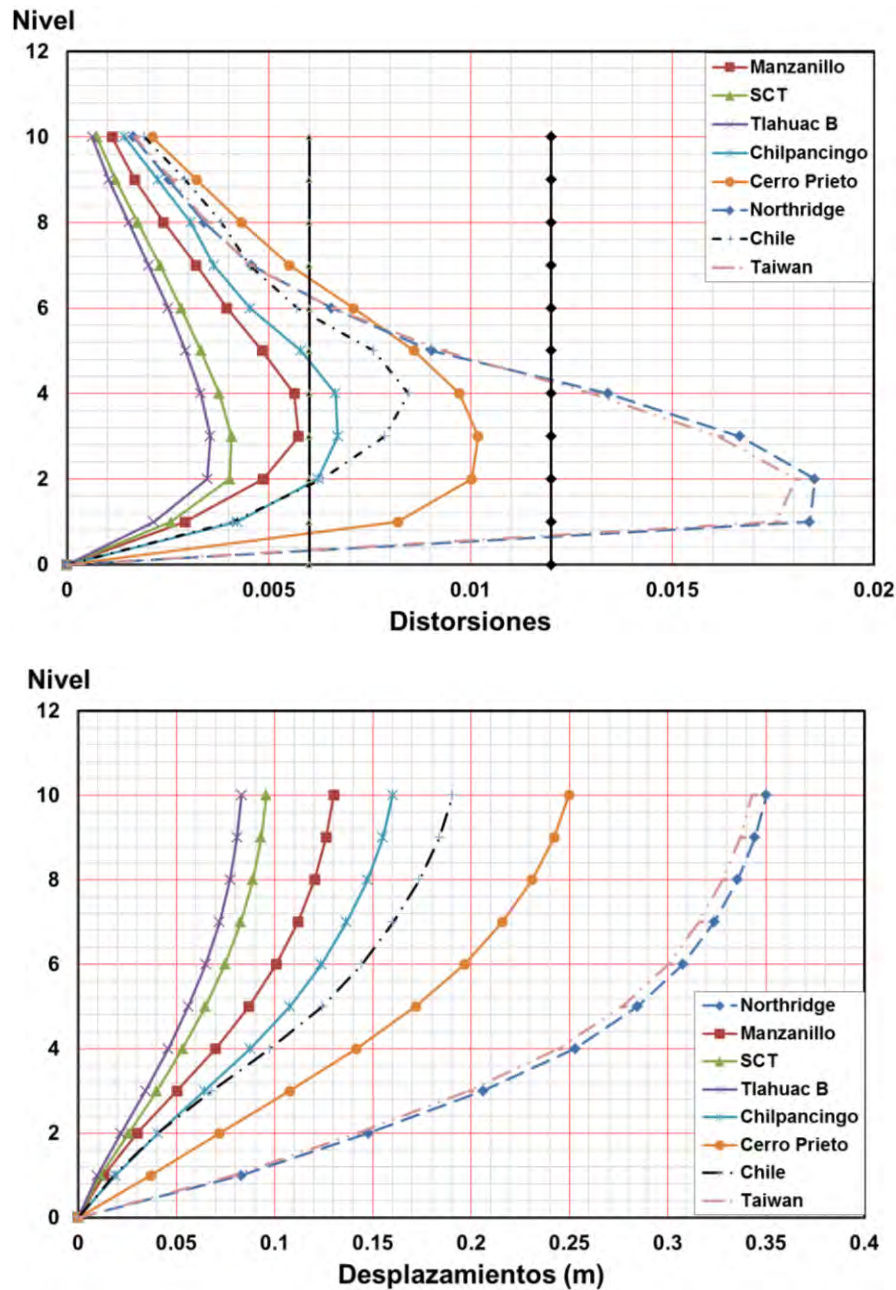


Figura 4.27 Distorsiones y desplazamientos de marcos de 10 niveles de concreto.

En el caso de los edificios de concreto (Figura 4.27), se observa que el acelerograma de Northridge y de Taiwán arroja patrones de comportamiento similares, siendo la distorsión máxima de 0.018 y el desplazamiento máximo en azotea es de 35 cm. Por otro lado el acelerograma de Chile no rebasa el límite de 0.012 y su desplazamiento máximo en azotea da 19 cm siendo menor que el de Cerro Prieto, lo cual muestra un buen comportamiento de este sistema ante el sismo de Chile.

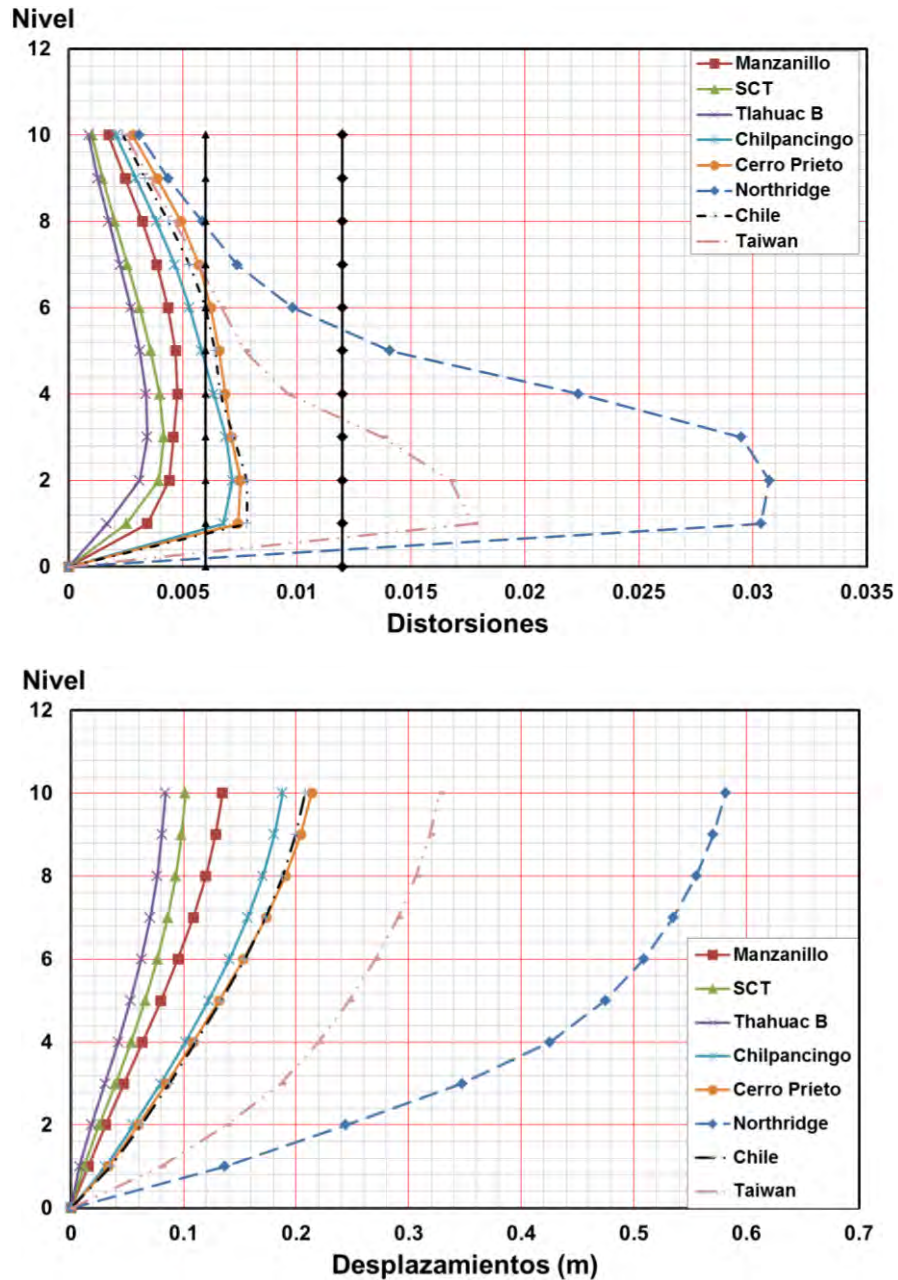


Figura 4.28 Distorsiones y desplazamientos de los marcos de 10 niveles sistemas RSC.

CAPITULO 4

Para los edificios con sistemas RSC (Figura 4.28), se observa que el acelerograma de Northridge afecta en mayor medida a este tipo de sistemas estructurales en los primeros 5 niveles, siendo la mayor distorsión de 0.031 en el segundo nivel, rebasando el límite de 0.012, esto da como resultado un desplazamiento máximo en azotea de 58 cm. Al igual que Northridge, el acelerograma de Taiwán, rebasa el límite de 0.012 en los tres primeros niveles con un valor máximo en el primer nivel y un desplazamiento máximo de azotea de 34 cm y en el caso del acelerograma de Chile no muestra distorsiones fuera del límite (0.012) y su desplazamiento máximo en azotea nos da 21 cm.

Al estudiar detenidamente el comportamiento de los edificios de 6 niveles (Figura 4.17 a Figura 4.19) sujetos a los acelerogramas de sismos mexicanos se observa que en ningún caso los modelos rebasan el límite de 0.012 como lo establece la NTC-Sismo, también se observa que en dependiendo del sistema estructural (acero, concreto o RCS), respondieron de manera diferente antes las excitaciones, es decir para el modelo de acero de 6 niveles en acelerograma de Manzanillo fue el que más lo afectó, para el de concreto, el de Cerro Prieto demanda mayores distorsiones y desplazamientos, finalmente en el caso de los sistemas RCS el acelerograma de Chilpancingo exige más al modelo.

Los modelos de 6 niveles, pueden subdividirse en 2 grupos. El primero los cercanos a la falla (Cerro Prieto, Manzanillo y Chilpancingo) y el segundo los que están lejanos a la falla pero con efectos de sitio (SCT y Tláhuac Bombas), estos últimos presentaron desplazamientos conservadores pues en ningún caso rebasaron el límite de 0.006 de distorsiones.

Los edificios de 10 niveles, mostraron un comportamiento similar al de los modelos de 6 niveles, pues en su mayoría estuvieron dentro del límite de 0.012 de distorsiones de entrepiso excepto modelo de acero de 10 niveles con acelerograma de Chilpancingo, en este caso este acelerograma fue el que exigió más al modelo ya que en los primeros tres niveles se superó dicho límite. Para los modelos de concreto y de sistemas RCS el de Cerro Prieto fue el que más los afectó sin embargo estos no rebasaron el límite de 0.012. Adicional a esto, nuevamente en estas gráficas se notan dos subdivisiones los que están cercanos a la falla (Cerro Prieto y Chilpancingo) y los que están lejanos a la falla pero con efectos de sitio (SCT y Tláhuac Bombas), cabe destacar que en esta última subdivisión se incorpora el resultado del análisis con el acelerograma de manzanillo y esta subdivisión presentó desplazamientos conservadores pues en ningún caso rebasaron el límite de 0.006 de distorsiones.

Por otro lado, al comparar los modelos tanto de 6 como de 10 niveles con los acelerogramas, Northridge y Taiwán, todos los modelos mostraron un mal comportamiento pues las distorsiones generadas en los primeros niveles están fuera de los límites que marcan las NTC-Sismo, también se debe destacar que estos acelerogramas se obtuvieron de sismo de corta duración con aceleraciones elevadas y muy cercanos. En el caso del sismo de Chile este no mostró un cambio muy significativo respecto a los sismos de origen mexicano, siendo en algunos casos hasta menos demandante.

4.6.3 Comparaciones entre los tres sistemas de edificios de acuerdo al tipo de movimiento en la base, sometida a los diferentes registros.

Con el fin de poder hacer una comparación precisa entre los modelos de los diferentes sistemas estructurales, y de cómo los registros, el amortiguamiento y la asignación de los materiales afectan a estos, se compararon los resultados de los tres sistemas para cada registro.

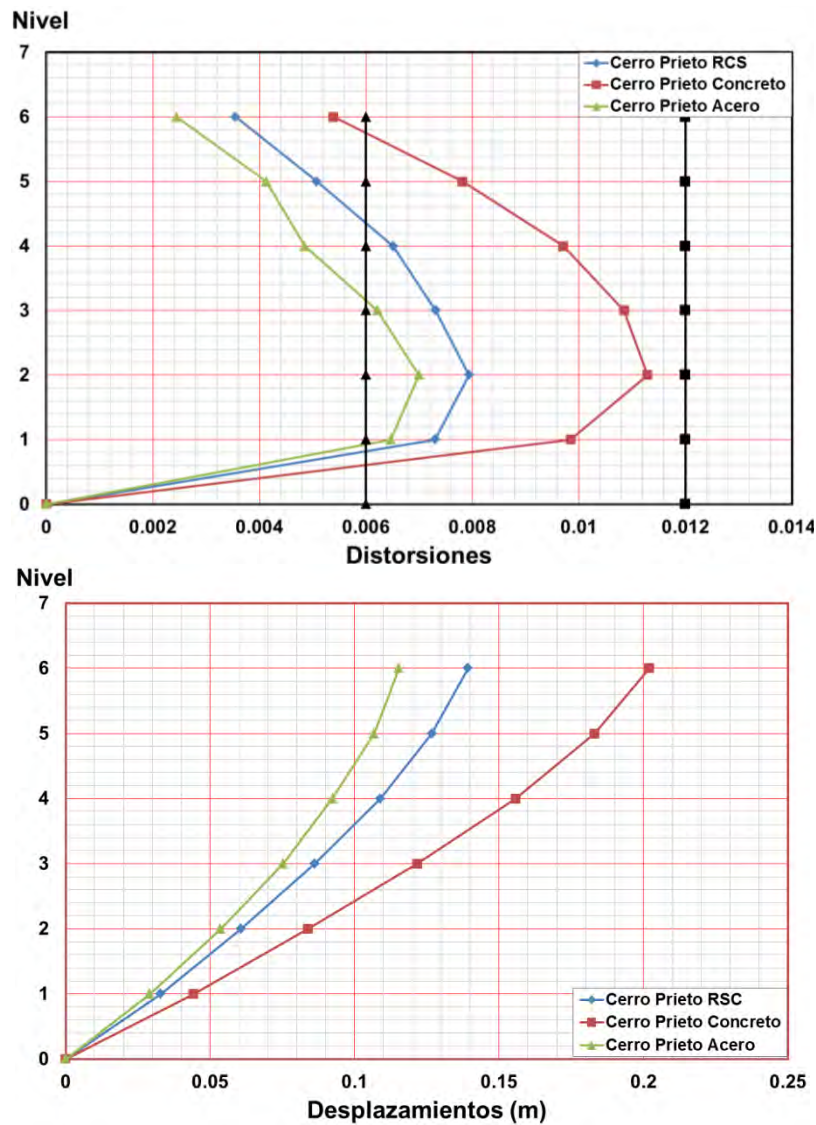


Figura 4.29 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Cerro Prieto.

CAPITULO 4

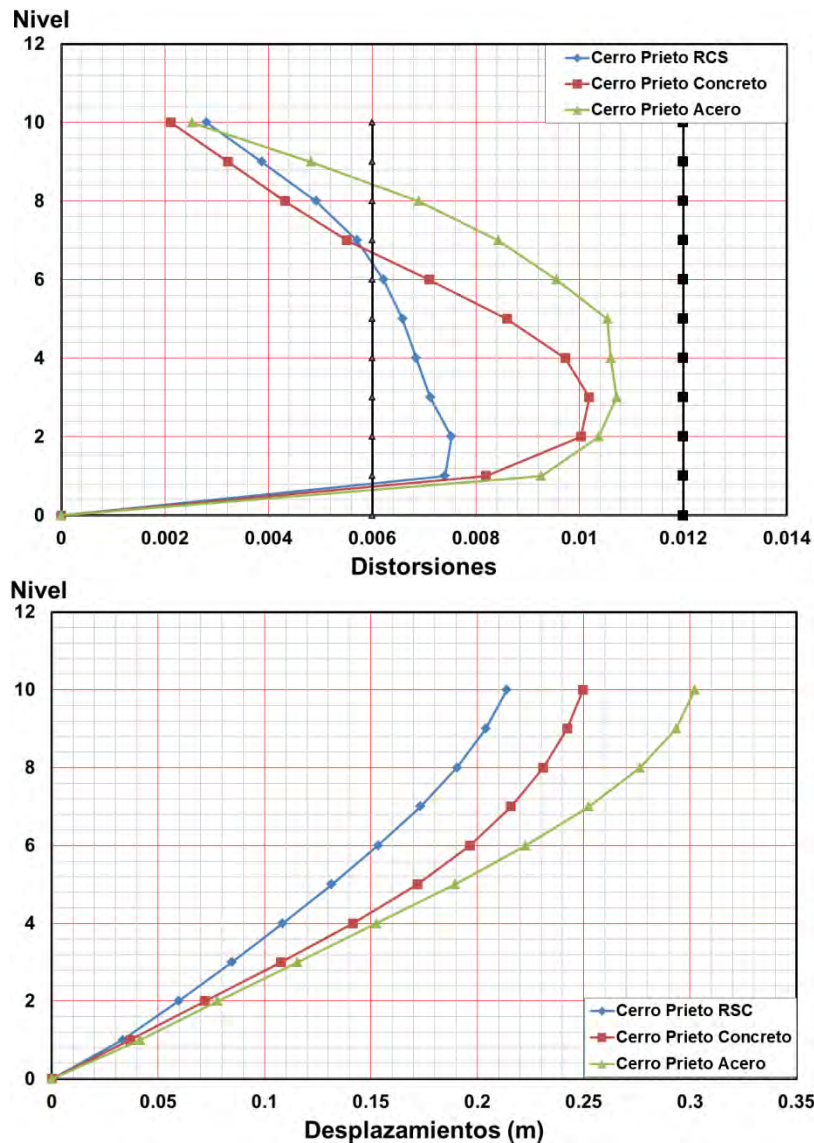


Figura 4.30 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Cerro Prieto.

Al observar las gráficas derivadas del análisis con el acelerograma de Cerro Prieto, se observa que los marcos de concreto de 6 niveles son los que se mostraron más sensibles mientras que los de acero fueron los que tuvieron un comportamiento más conservador (Figura 4.29), para los sistemas de 10 niveles el comportamiento de los marcos de acero fue el más exigido y el de los sistemas RCS fue el que tuvo el comportamiento más óptimo (Figura 4.30). En el caso del acelerograma de Cerro Prieto los sistemas RCS pueden ser utilizados tanto para 6 niveles como para 10 niveles pues en ambos casos tuvo un comportamiento aceptable.

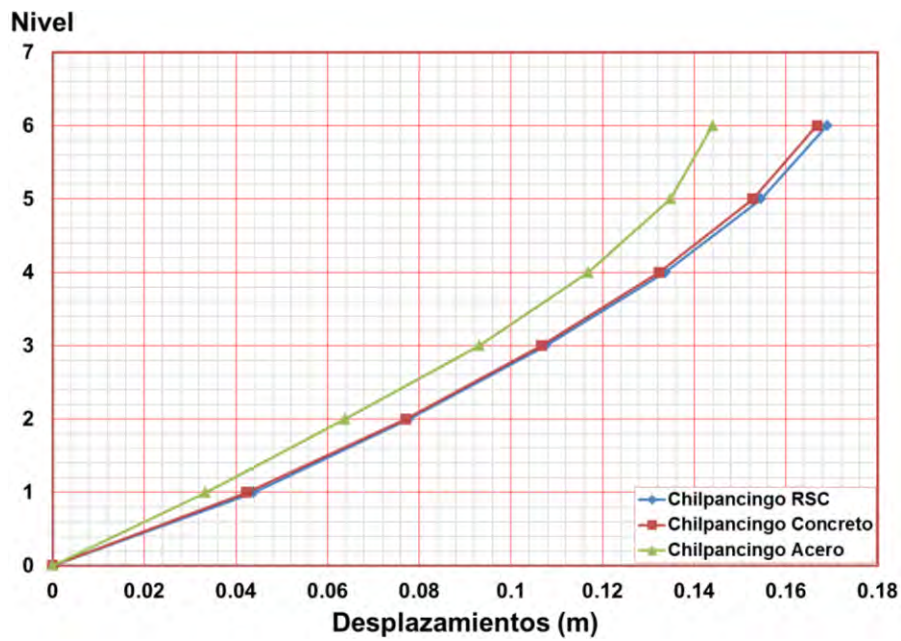
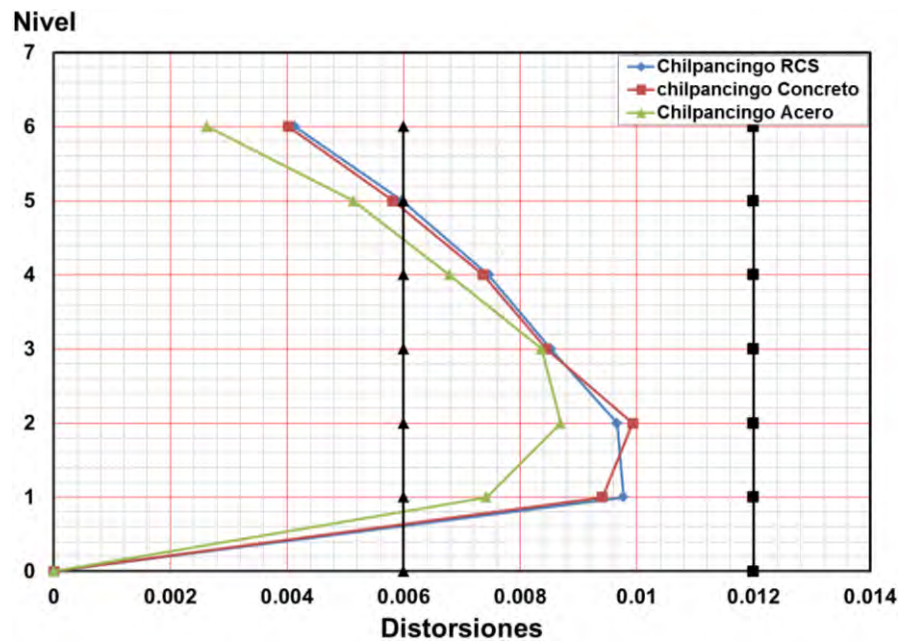


Figura 4.31 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Chilpancingo.

CAPITULO 4

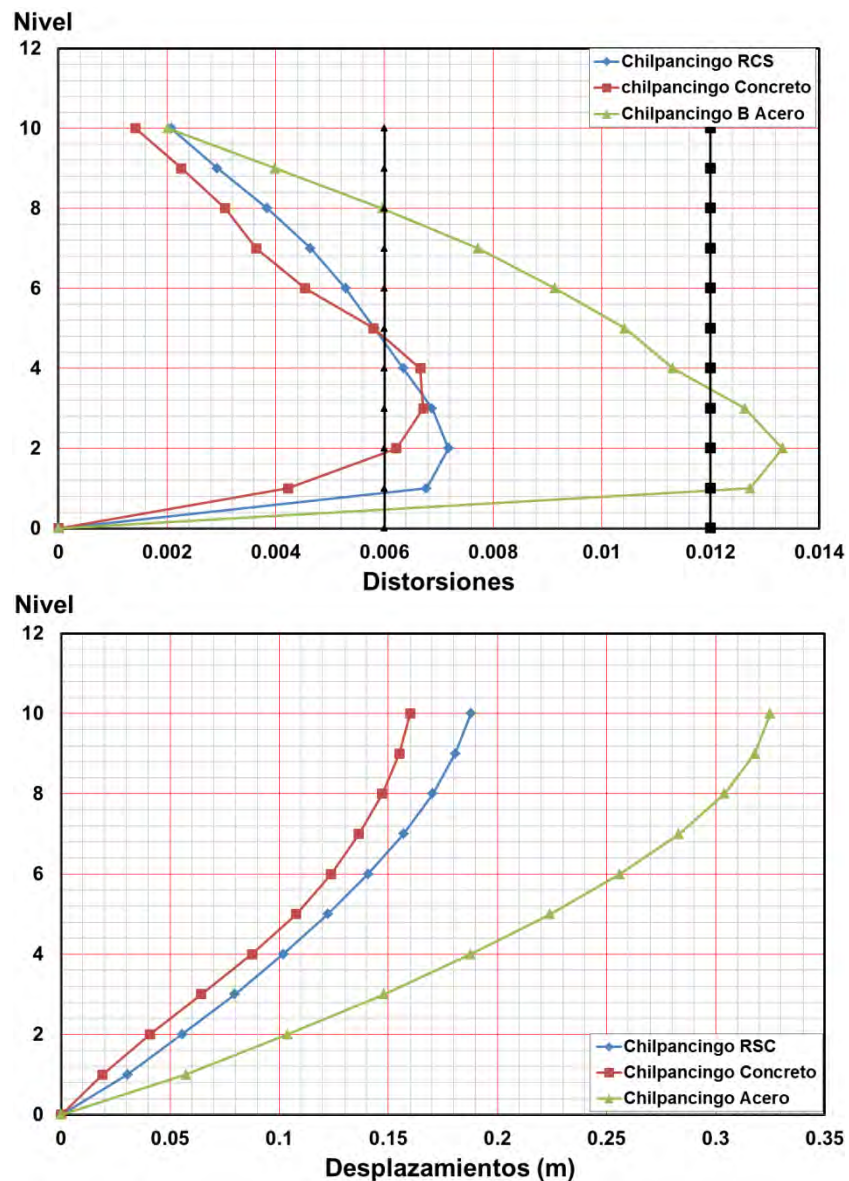


Figura 4.32 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Chilpancingo.

Al observar las gráficas derivadas del análisis con el acelerograma de Chilpancingo, se observa que en los sistemas de 6 niveles los marcos de acero fueron los que tuvieron el mejor desempeño, mientras que los de concreto como los de sistemas RCS tuvieron un comportamiento muy similar, en ambos casos fueron más exigidos (Figura 4.31), para los sistemas de 10 niveles el comportamiento de los marcos de acero fue el más exigido y el de concreto fue el que tuvo el comportamiento más óptimo (Figura 4.32). En el caso del acelerograma de Chilpancingo los sistemas RCS mostraron un comportamiento similar a los de concreto sin mostrar alguna ventaja. Los sistemas RCS en ambos casos pueden ser utilizados pues en ambos casos tuvo un comportamiento aceptable.

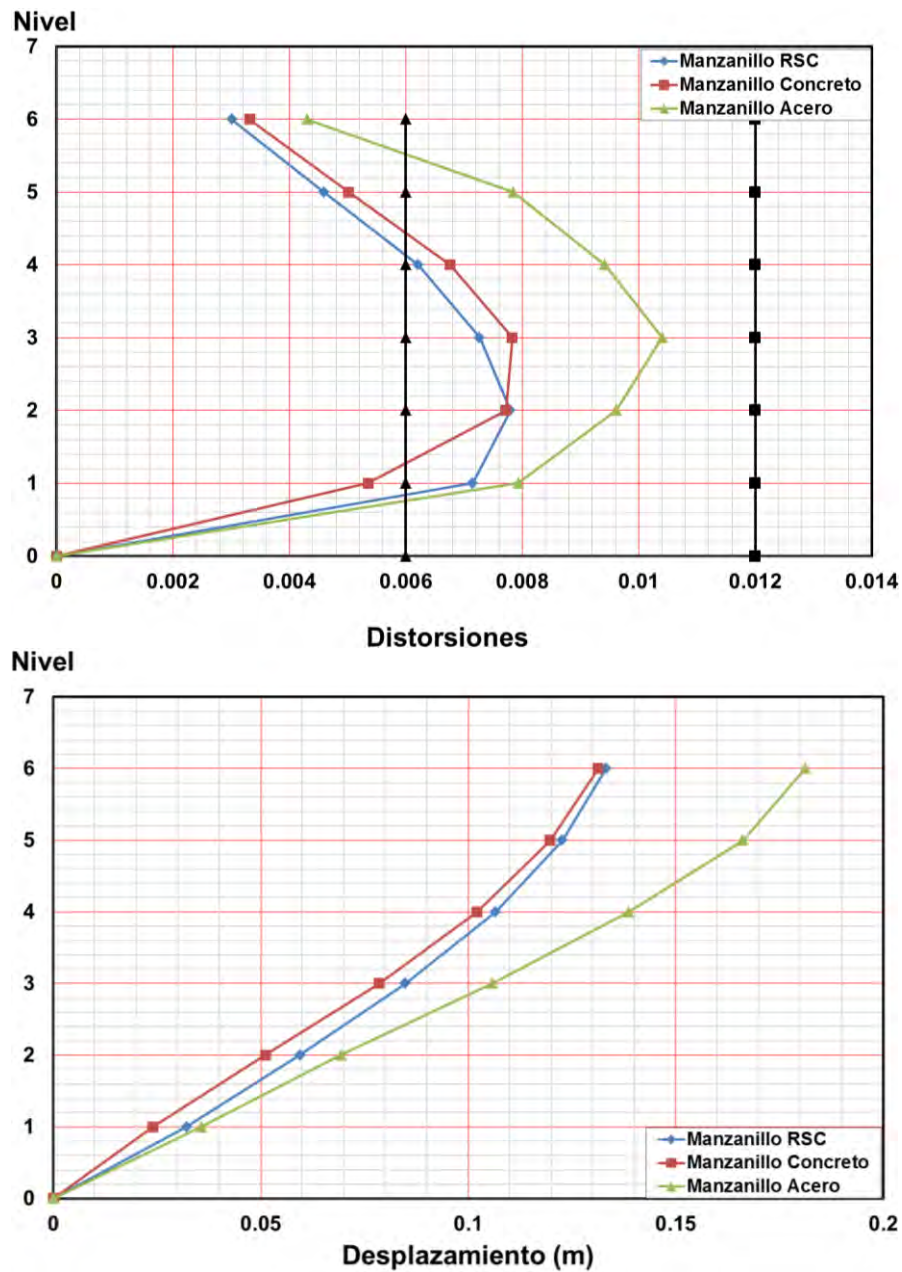


Figura 4.33 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Manzanillo.

CAPITULO 4

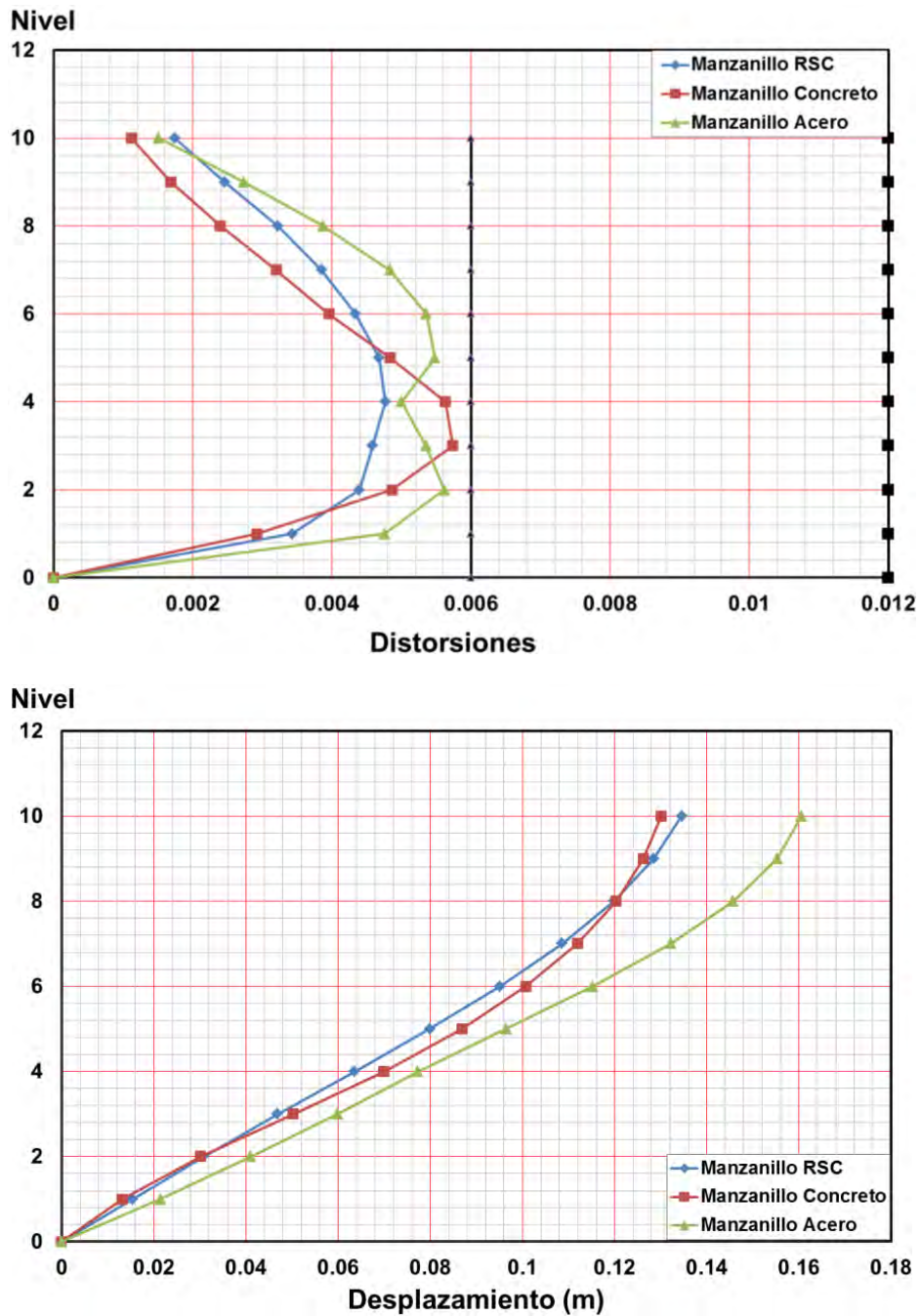


Figura 4.34 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Manzanillo.

En el caso del acelerograma de Manzanillo tanto para 6 niveles como para 10, los modelos de acero fueron los que resultaron más afectados mientras que los de concreto y los sistemas RCS son los que muestran un mejor desempeño (Figura 4.33 y Figura 4.34) en este caso los sistemas RCS se muestran muy estables y un comportamiento muy similar a los modelos de concreto por lo que para ambos casos se pueden utilizar los sistemas RCS.

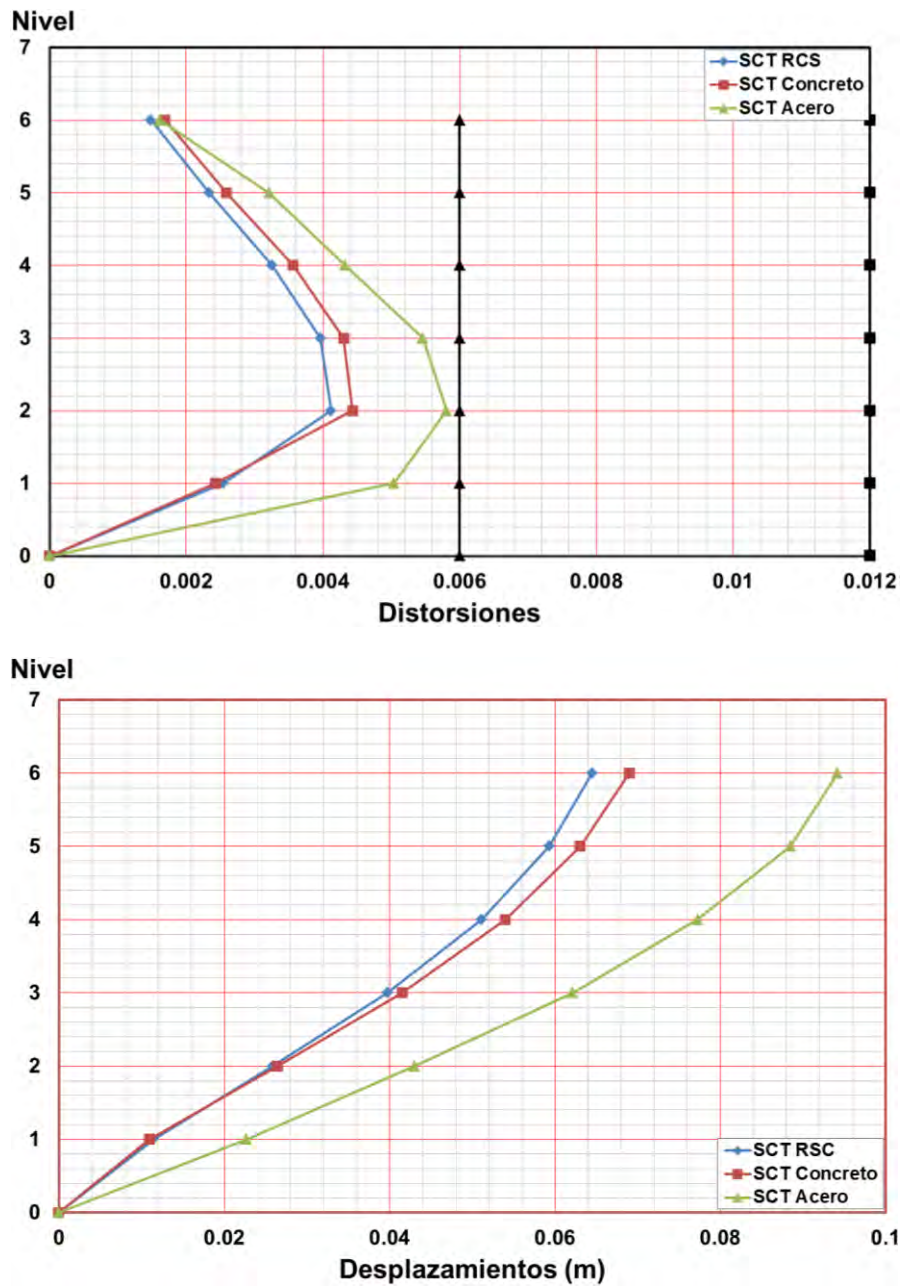


Figura 4.35 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de la SCT

CAPITULO 4

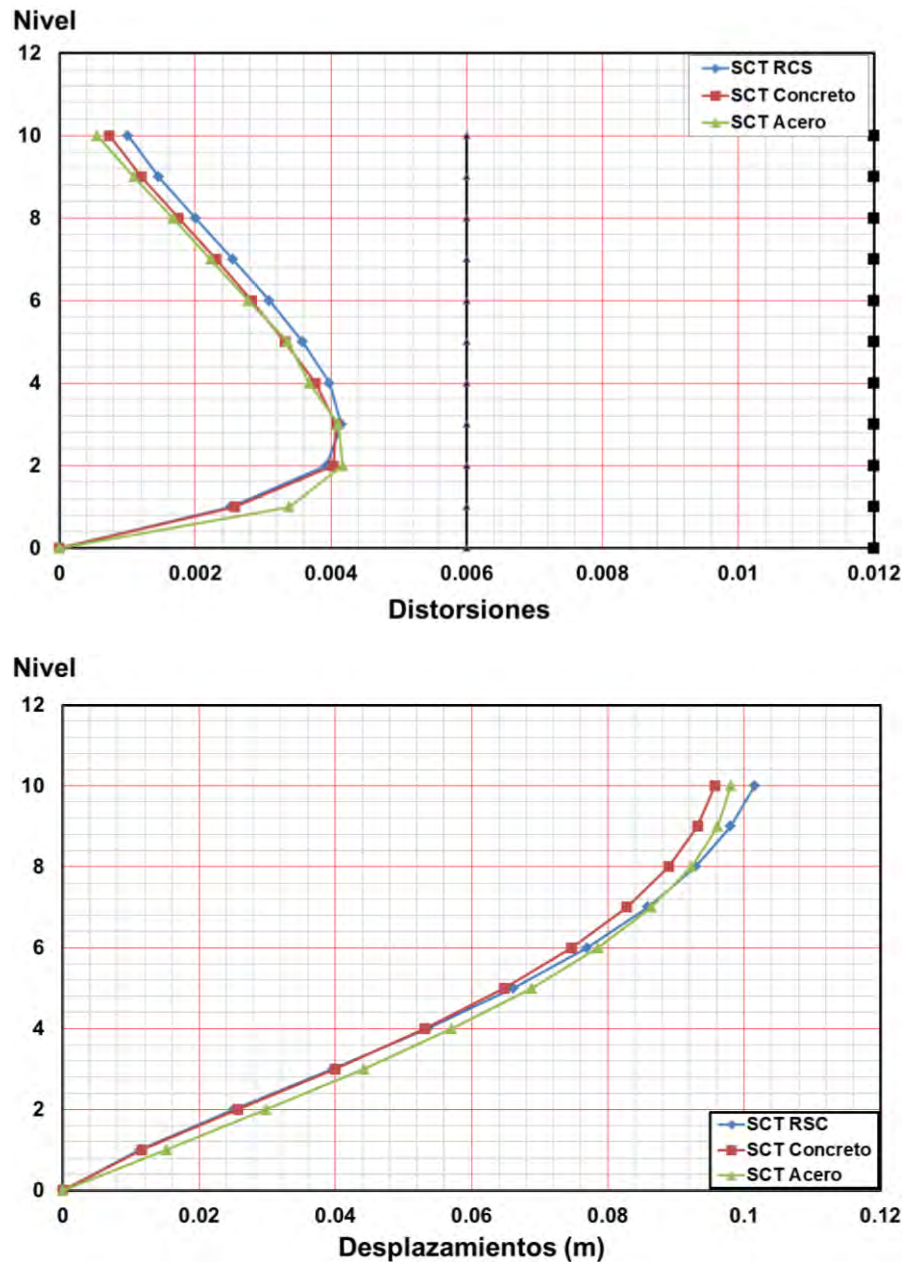


Figura 4.36 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de la SCT.

En el caso del acelerograma de la SCT solamente se observa el modelo de acero, en el caso de los modelos de 6 niveles (Figura 4.35), fue el que presento mayores distorsiones, sin embargo no sobrepasaron el límite de distorsiones de 0.006. Y en el caso de los marcos de 10 niveles (Figura 4.36) no se aprecia ninguna diferencia notable en cuanto al comportamiento de los modelos. El uso de los Sistemas RCS u otro sistema en este caso es indistinto, y dependería más de los requisitos del proyecto, la elección de un sistema estructural.

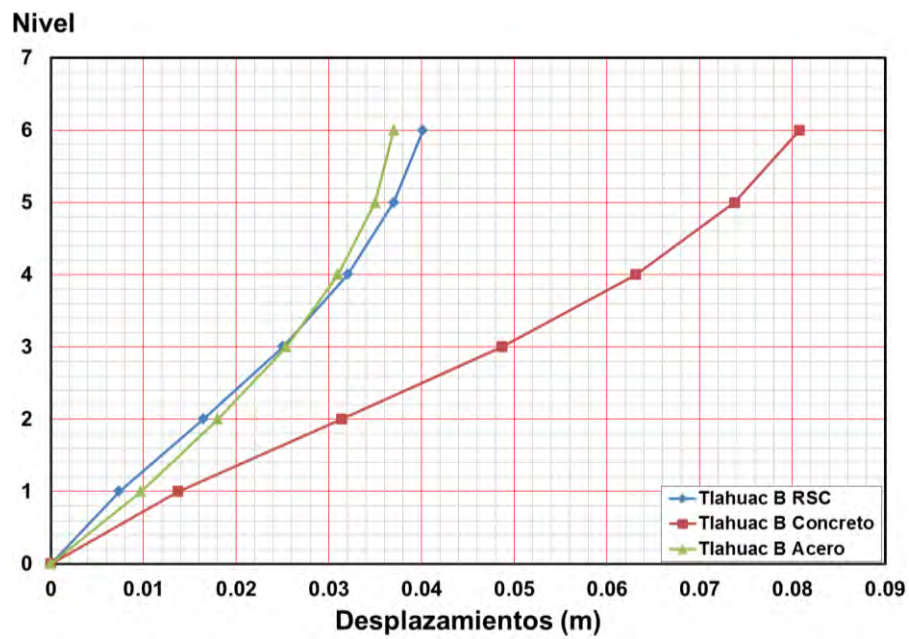
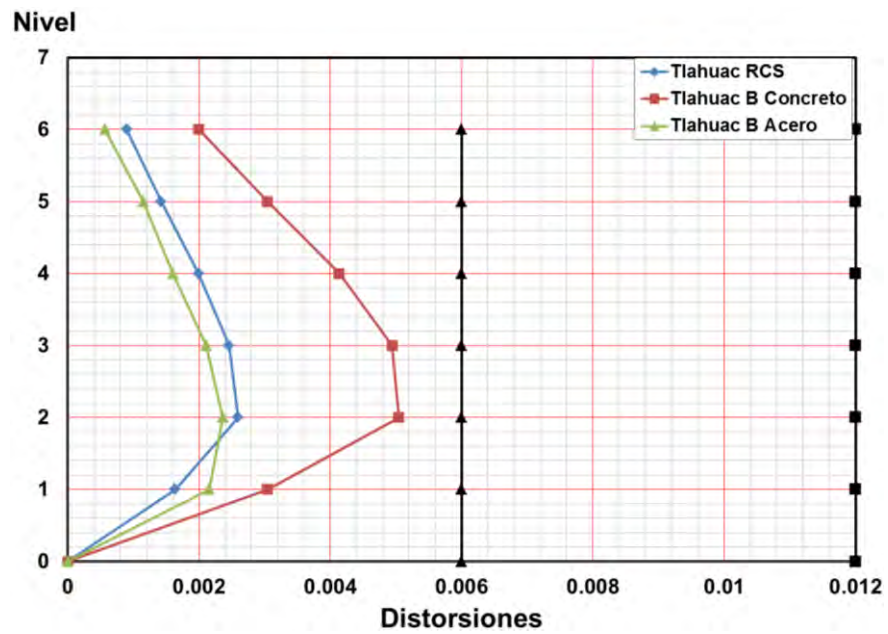


Figura 4.37 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Tláhuac Bombas.

CAPITULO 4

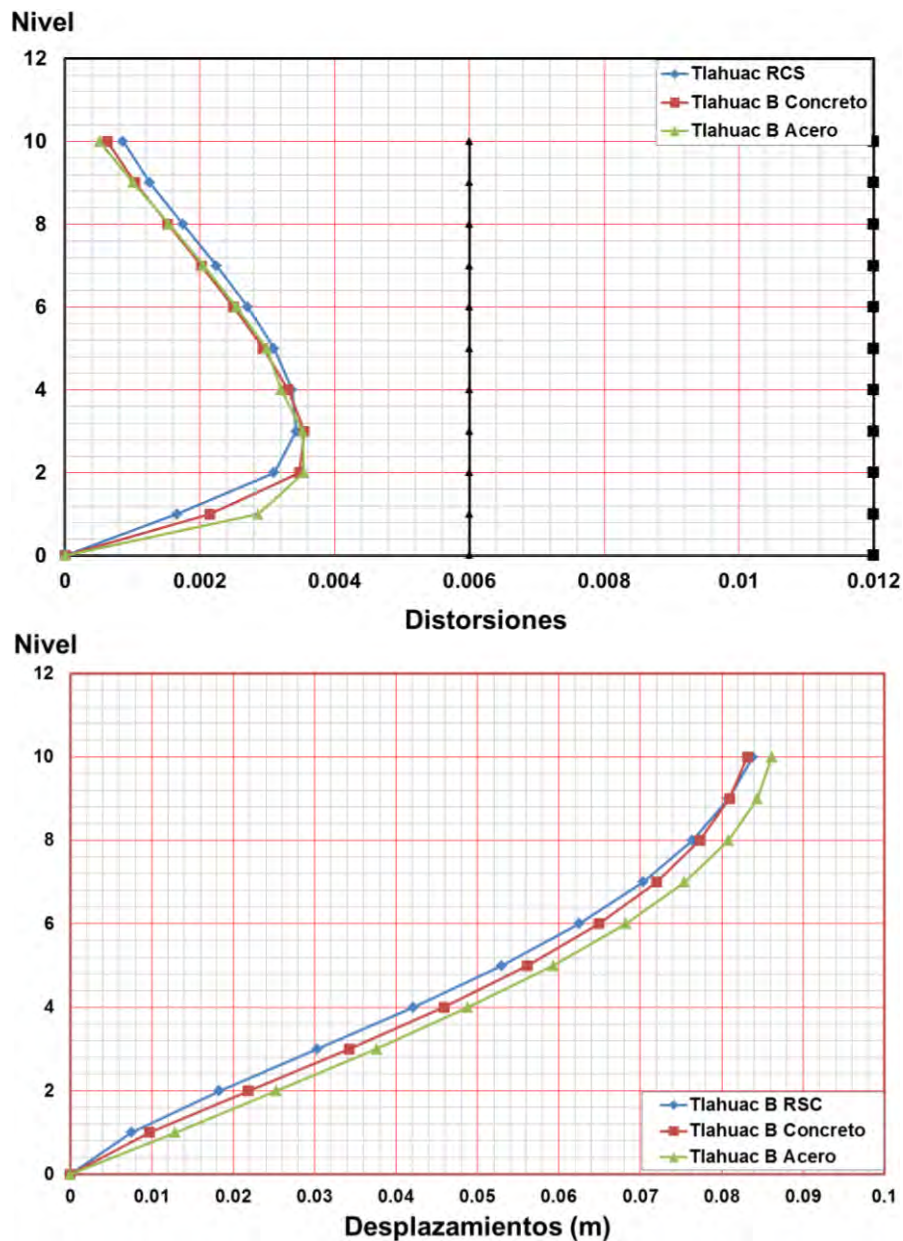


Figura 4.38 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Tláhuac Bombas.

En el caso del acelerograma de Tláhuac bombas el modelo de 6 niveles de concreto (Figura 4.37) fue el que se vio más afectado, sin embargo al igual que en el caso de los modelos con el acelerograma de la SCT estos no rebasaron el límite de 0.006 de distorsiones. En el caso de los modelos de 10 niveles (Figura 4.38) al igual que los modelos de la SCT no se aprecia una diferencia en cuanto al comportamiento de los tres sistemas estructurales por lo que nuevamente la elección de alguno dependerá más de los requisitos del proyecto.

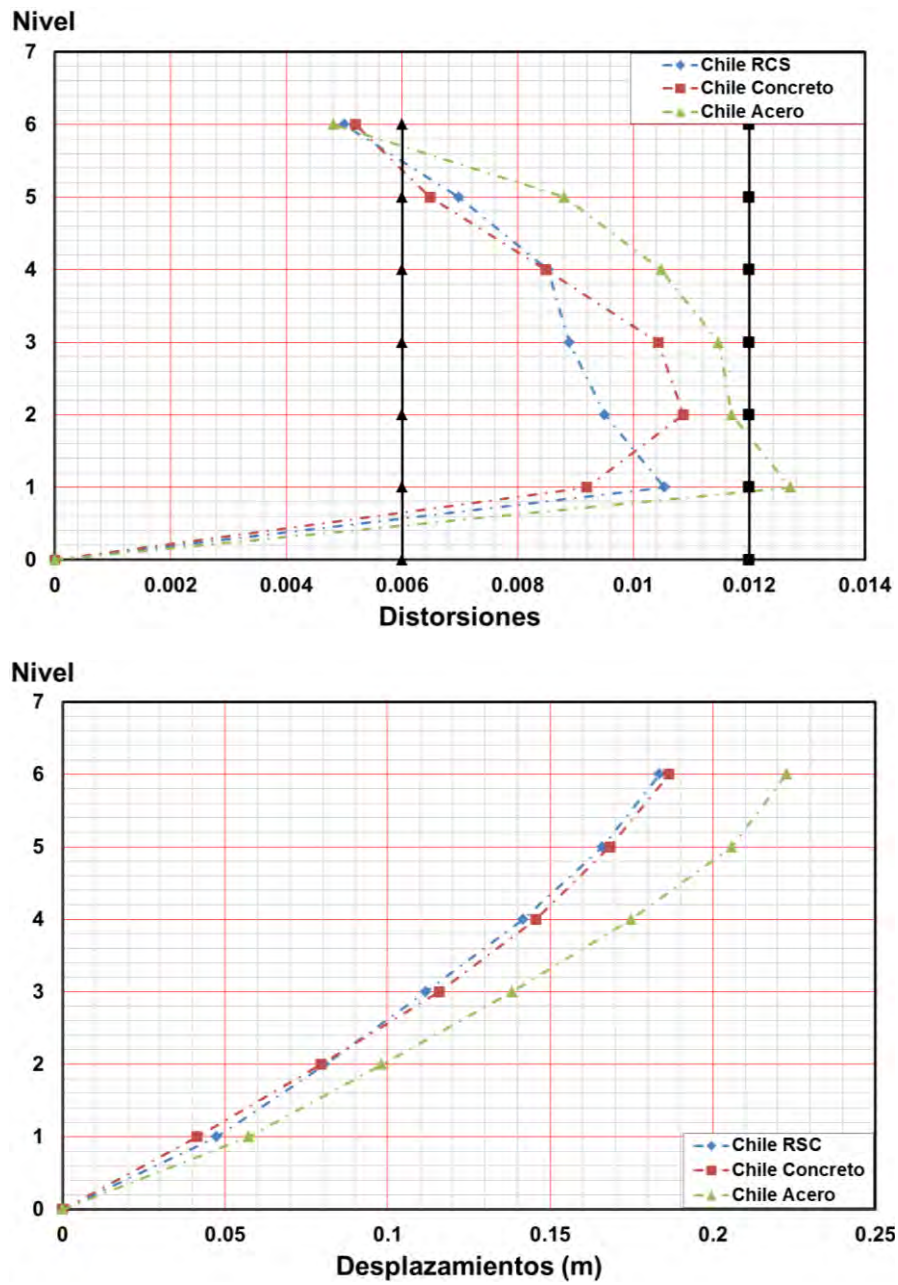


Figura 4.39 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Chile.

CAPITULO 4

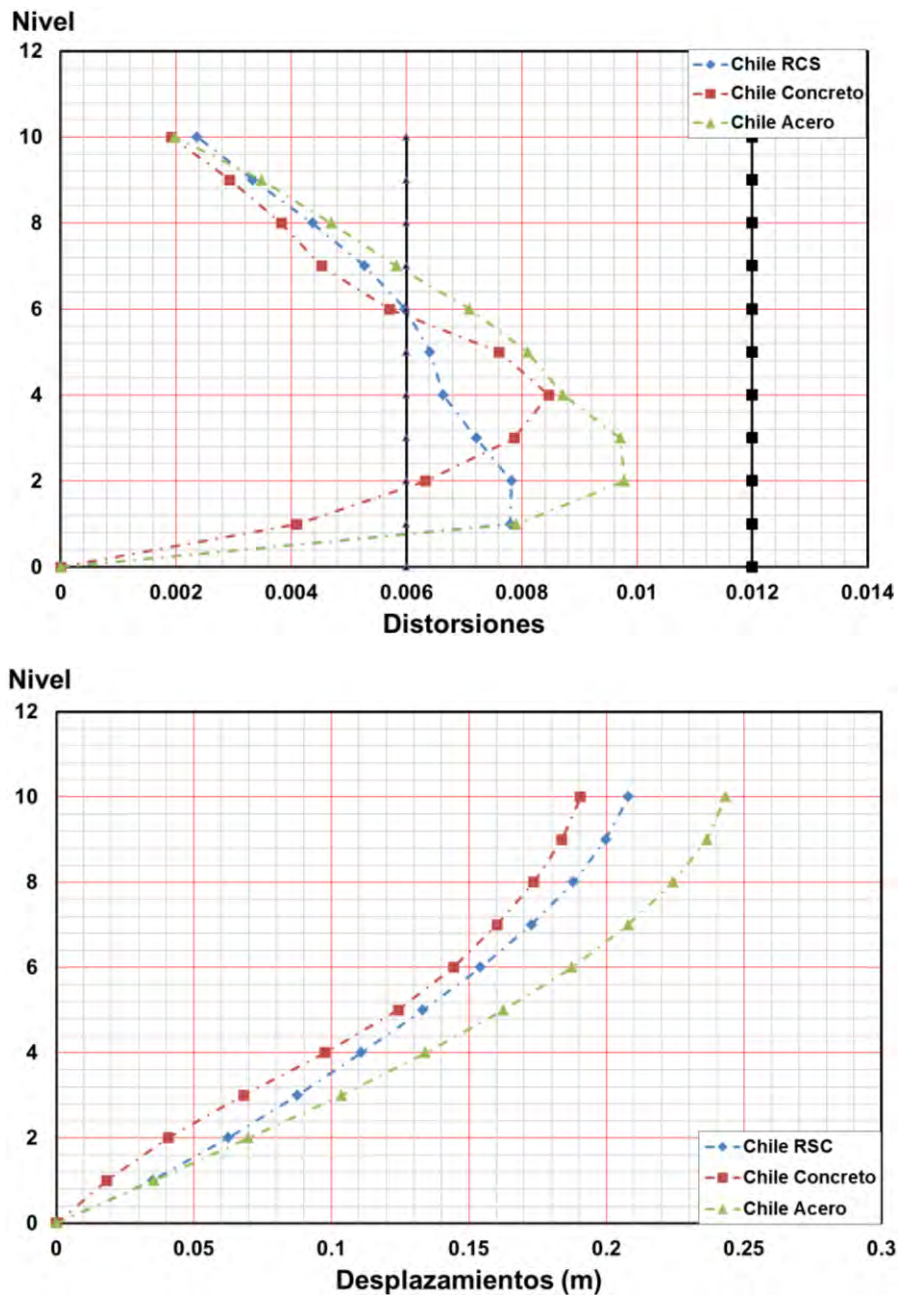


Figura 4.40 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Chile.

Con el acelerograma de Chile en los modelos de 6 niveles y 10 niveles (Figura 4.39 y Figura 4.40) el sistema de Acero fue el que mayores demandas de distorsiones y desplazamientos sufrió, aunado a esto el en el marco de 6 niveles, sobrepaso el límite de 0.012 por lo que el modelo tendría que ajustarse para poder pasar este requisito. Y en el caso de los modelos de sistemas RCS en ambos casos estos tuvieron un comportamiento aceptable por lo que nuevamente se pueden utilizar este tipo de sistemas en este sismo en particular.

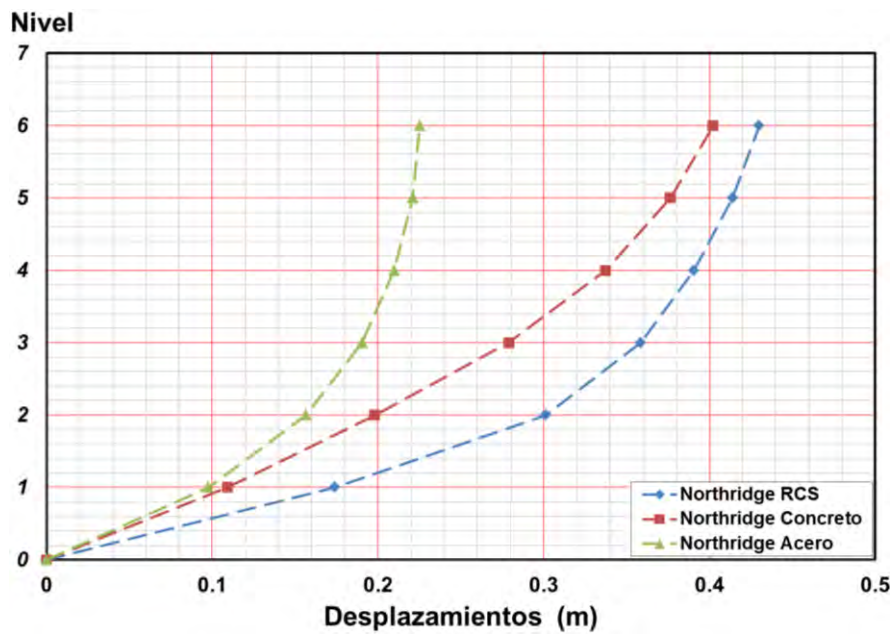
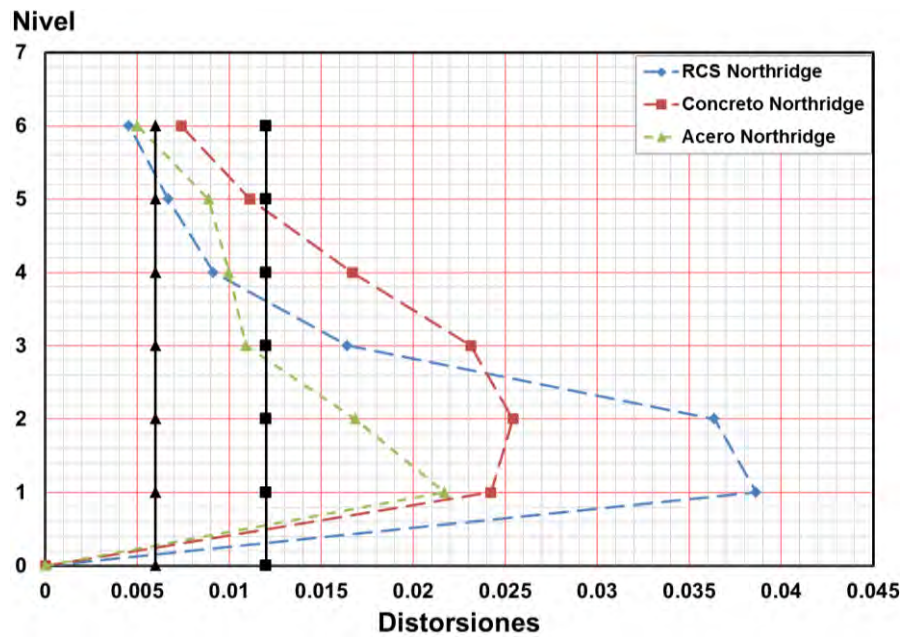


Figura 4.41 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Northridge

CAPITULO 4

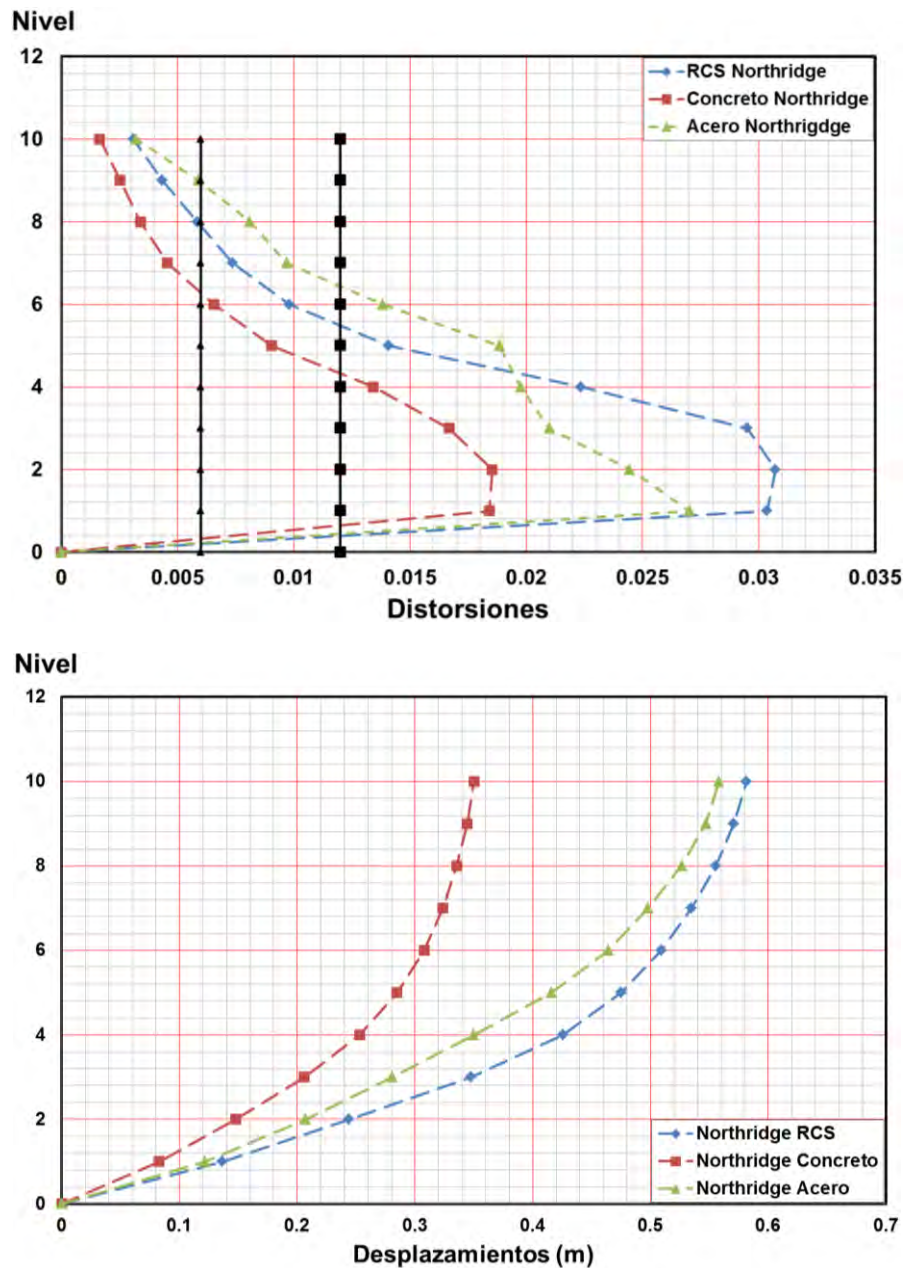


Figura 4.42 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Taiwán.

En el caso del acelerograma de Northridge todos los modelos sobrepasaron el límite de 0.012 sin importar el tipo de material que se elija o el número de niveles de estos (Figura 4.41 a Figura 4.42). En el caso de los modelo en estudio (sistemas RCS) estos fueron los que presentaron el peor comportamiento por lo que estos modelos, los de acero y concreto deberán ser re-configurados pues estos se diseñaron para otro tipo de sismos en otro lugar.

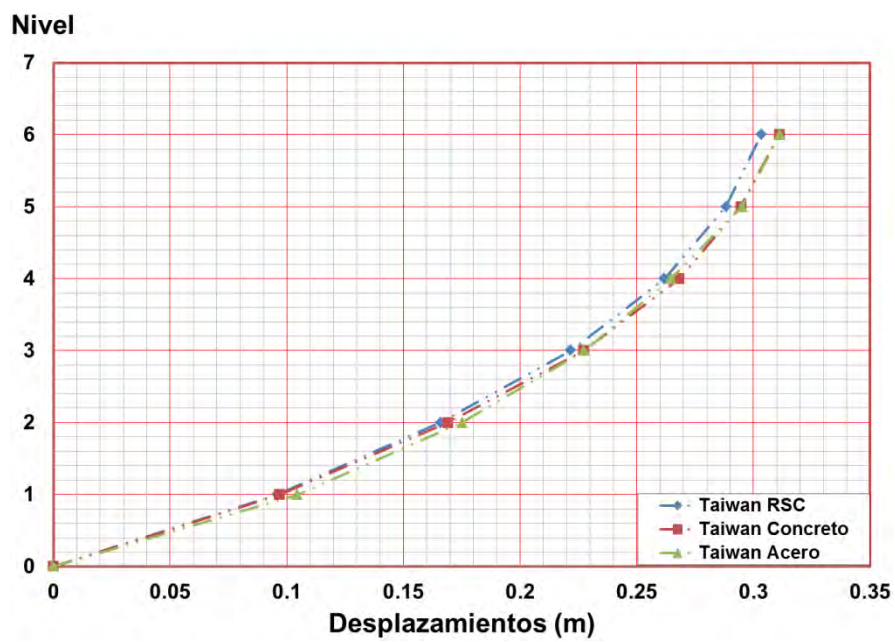
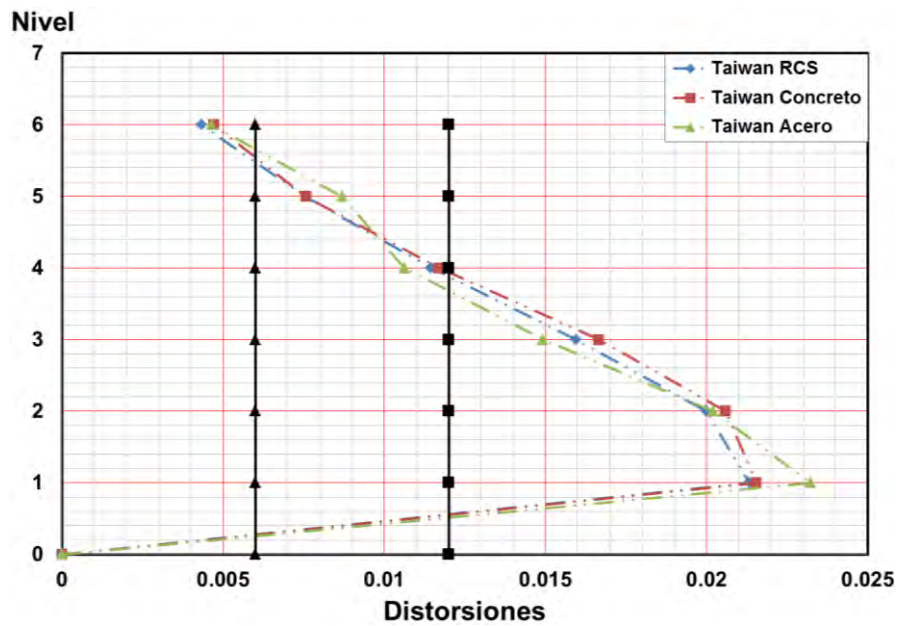


Figura 4.43 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Taiwán.

CAPITULO 4

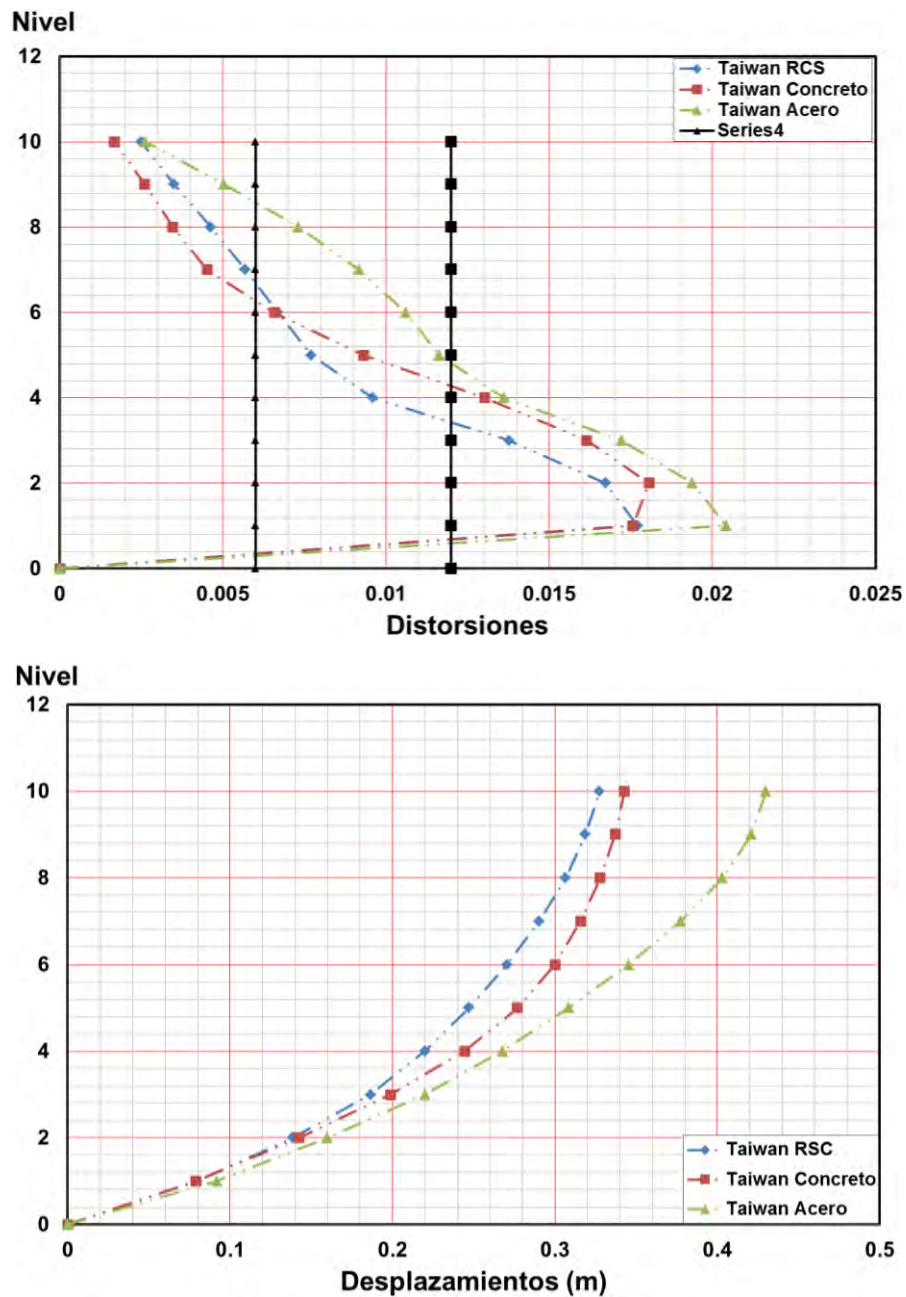


Figura 4.44 Comparaciones entre marcos de acero, concreto y RCS con registro de Northridge.

Finalmente en el caso del acelerograma de Taiwán los resultados del análisis muestran que todos los modelos sobrepasaron el límite máximo de distorsión (0.012) debido a que se diseñaron para otro tipo de condición sísmica. Si se decidiera utilizar estos sistemas, estos deberían de ser re-diseñados

4.6.4 Marco de 20 niveles sistema RCS con el registro de la SCT 1985

Para esta tesis se consideró conveniente incluir el estudio de un modelo mixto RSC de 20 niveles, las distorsiones y desplazamientos (Figura 4.45) de éste modelo muestra un comportamiento muy diferente con respecto a los modelos de otros niveles, pues debido a la incursión inelástica, las distorsiones en los entrepisos 1 y 2 son muy grandes, superiores a 0.015. En el nivel 9 también se muestra un salto en las distorsiones debido a que nuevamente se rebasa el límite de 0.012, sin embargo en resto de los entrepisos muestran un nivel de distorsiones menores que los generados por el método estático y el desplazamiento acumulado de azotea, (45cm) generado por el acelerograma fue menor que el estático (55cm). Con estos resultados y de acuerdo a lo reportado en las investigaciones presentadas en esta tesis, las rotaciones en los nudos podrían generar fallas en las conexiones.

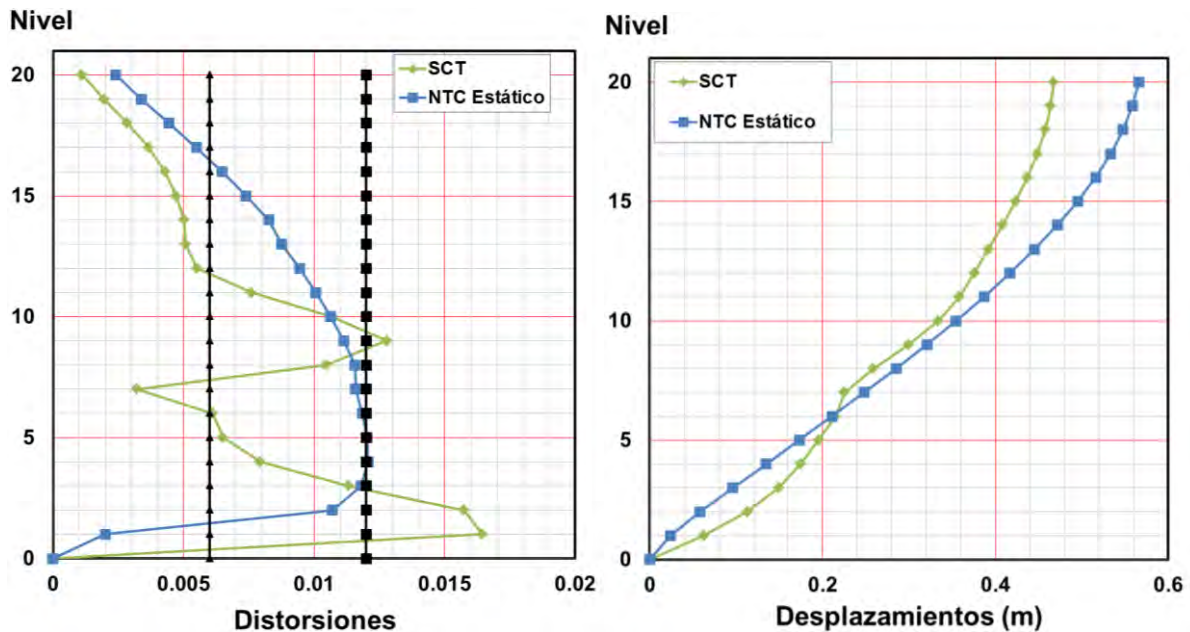


Figura 4.45 Distorsiones y Desplazamientos del sistema RCS de 20 niveles.

En resumen, después de analizar los resultados mostrados en las graficas y comparar los desplazamientos y distorsiones de los tres sistemas estructurales, se observó que los sistemas RCS tienen el comportamiento bastante aceptable en los modelos de 6 niveles, mientras que en los modelos de 10 niveles, los sistemas mixtos RSC en general muestran resultados similares que los sistemas tradicionales de concreto y acero. Este mejor comportamiento de los sistemas RSC puede deberse a la combinación de los materiales de los elementos que conforman el sistema.

Por otro lado no se debe de dejar de lado la relación que existe entre las demandas de los acelerogramas y las fuentes sísmicas que los afectan, dicha relación se resumen en la Tabla 4-4.

CAPITULO 4

Tabla 4-4 Relación entre el contenido de frecuencias de los acelerogramas y los periodos fundamentales de los edificios.

Sismo	Duración (seg)	Frecuencia (Hrz)	Amplitud	Periodo (seg)	Periodo fundamental de los edificios (seg)		
Cerro Prieto	25	1.1	0.30	0.91	Acero	6 niveles	0.99
Northridge	25	1.1	1.80	0.91		10 niveles	1.266
Chilpancingo	85	0.7	0.15	1.43	Concreto	6 niveles	0.877
DF SCT	180	0.5	1.40	2.00		10 niveles	1.046
Tláhuac bombas	150	0.4	0.35	2.50	RCS	6 niveles	0.89
Manzanillo	140	0.9	0.05	1.11		10 niveles	1.086
Chile	115	2.2	0.25	0.45		20 niveles	1.668
Taiwán	45	0.86	0.60	1.16			

- **Los sismos originados de fallas transformantes**

En el registro de Cerro Prieto en Baja California los modelos presentaron distorsiones y desplazamientos mayores debido a que los periodos de los modelos están muy cercanos a los del sismo además se debe tomar en cuenta que a pesar de que la duración del evento es corta y que las amplitudes no son muy grandes, no se debe dejar de lado la distancia al evento.

En el de caso de Northridge en California EUA, los modelos generan distorsiones y desplazamientos superiores en los modelos de 6 y 10 niveles debido a que los periodos de los modelos están muy cercanos a los periodos del sismo. Además se debe tomar en cuenta que a pesar de que la duración del evento es muy corta, las amplitudes de este sismo fueron las mayores de todos los que se seleccionaron y la distancia al evento es poca.

- **Los sismos de subducción registrados en sitios cercanos a costas**

En el caso de Manzanillo en México se observa una respuesta muy diferente a la señalada para sismos de transformación, porque ahora los modelos de acero son los que se vieron más afectados también se debe de tomar en cuenta que la duración del evento es más prolongada que las de los sismos de transformación pero en este caso las amplitudes son muy bajas aunque los periodos están muy cercanos a los de los modelos y existe un poco de atenuación debido a que los sismos tuvieron un distancia mayor a la de los sismos de Cerro prieto y Northridge

En el caso de Chile de 1985, los modelos de acero fueron los más afectados. Los modelos de 6 niveles son los que tienen los mayores desplazamientos, mientras que los mixtos de RSC son los que mejor se comportan con menores desplazamientos. Este comportamiento, aunque no tan marcado, se sigue manteniendo en los modelos de 10 niveles. También se debe de tomar en cuenta la duración del evento ya que es mayor que la de los sismo de transformación pero en este caso, periodos están más lejanos las amplitudes son más altas que las del sismo de Manzanillo

- **Sismos con altos contenidos de efectos de sitio**

En los casos de Chilpancingo, SCT y Tláhuac (todos estos del sismo de 1985), no se observa una tendencia muy clara en los modelos de 6 niveles, pues en SCT es mayor la demanda en el modelo de acero, en Tláhuac el de concreto, y en Chilpancingo son similares los valores. Mientras que en los modelos de 10 niveles son similares los resultados para SCT y Tláhuac, pero en Chilpancingo es mucho mayor la demanda en acero.

En el caso de Chilpancingo la duración es media comparados con los otros modelos sin embargo los periodos son altos y las amplitudes bajas, por eso los modelos de 10 niveles de acero se muestran muy sensibles a este sismo.

En el caso del sismo de la SCT y Tláhuac bombas a pesar de que la defenecía de amplitudes es muy alta 0.35 para Tláhuac bombas y 1.40 para la SCT, se debe destacar la larga duración de los periodos pues es evidente que las estructuras cercanas a los 2 segundos serán las que sufran. Aunado a esto la duración es la más alta en ambos sismos. Es por eso que nuestro modelo de 6 y 10 niveles no se ven afectados por estos sismos. Por otro lado el modelo de 20 niveles es que presenta distorsiones y desplazamientos importantes debida a la cercana de los periodos entre el sismo de la SCT y el del modelo

- **El sismo de Chi Chi**

En el caso del sismo de Taiwán este nuevamente es cercano como en el caso de los sismos de Cerro Prieto y Northridge, también su duración es corta pues dura 45 segundos. Sin embargo las amplitudes son medias 0.6, pero el periodo nuevamente al igual que en sismo de Northridge este está muy cercano al de todos los modelos, es por eso que se presentan distorsiones y desplazamientos tan altos.

Si bien los sismos no son del mismo lugar o tipo de suelo, en especial los de otras partes del mundo, estos fueron utilizados a manera de control debido a que su intensidad y magnitud representarían demandas más elevadas que los sismos registrados en México. Tales demandas generan momentos internos más elevados, propiciando así una mejor estimación del factor de comportamiento dinámico más precisa.

Cabe señalar que los modelos se diseñaron de acuerdo a los criterios que se establecen en las NTC-Sismo, NTC-Concreto, NTC Metálicas y las NTC-Diseño como se describe en el CAPÍTULO 3 de esta tesis

Por otro lado los momentos que se generaron en los elementos de concreto y acero se utilizaron para el cálculo del factor de relación de momentos FRM que se explica en la siguiente sección 4.7.

CAPITULO 4

4.7 Análisis e interpretación de los resultados.

Los análisis tiempo-historia y el manejo de la base de datos de respuesta se fueron almacenando para su posterior procesamiento, además de las distorsiones y desplazamientos de los marcos, se obtuvieron también los elementos mecánicos de los marco momentos flexionantes para todo el conjunto de marcos, requirieron un gran esfuerzo en tiempo de cómputo y almacenamiento para calcular los FRM, de acuerdo al procedimiento que se describirá en la siguiente sección.

4.7.1 Cálculo del factor de relación de momentos.

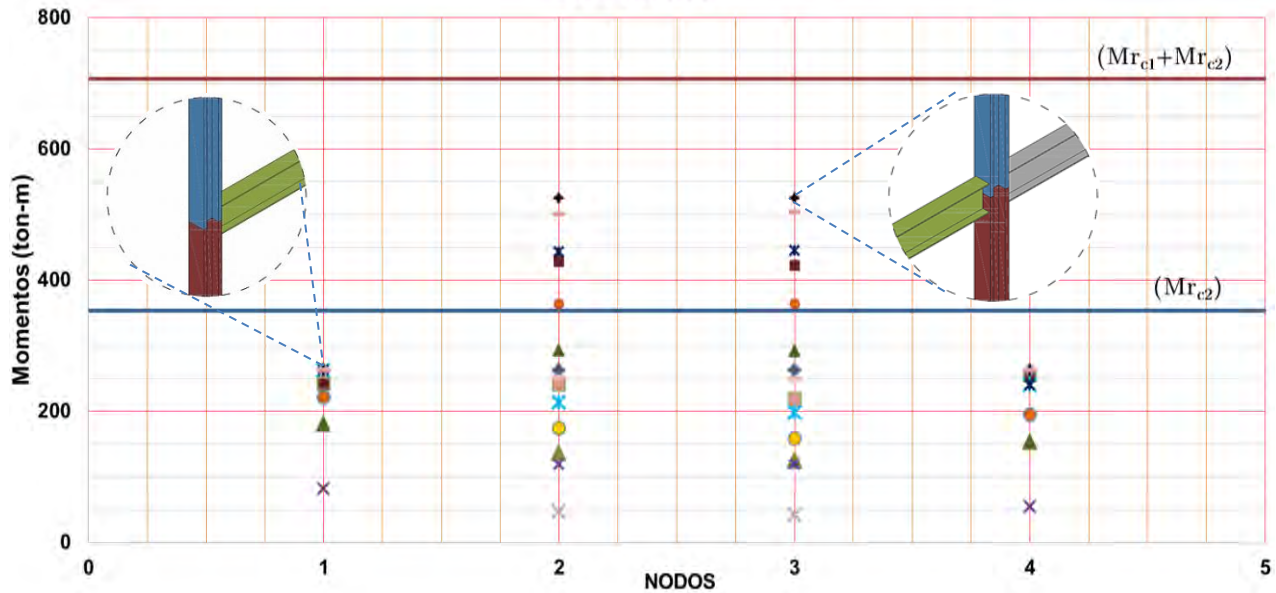
De los resultados de los análisis dinámicos no-lineales realizados en los modelos, se calcularon los cocientes de los momentos de flexión, FRM, en cada una de las juntas de los primeros niveles de todos los modelos de acuerdo a la ecuación 4.3. Se calcularon los factores FRM en los casos en donde las vigas que llegan al nudo han alcanzan la fluencia. Se selecciona el mayor valor de FRM, ya sea positivo o negativo. Este procedimiento se repite para todos los acelerogramas, para cada instante de la respuesta sísmica, de acuerdo al siguiente algoritmo (Flores 2003):

$$FRM = \frac{\sum Mu_c}{\sum Mu_v} \quad (4.3)$$

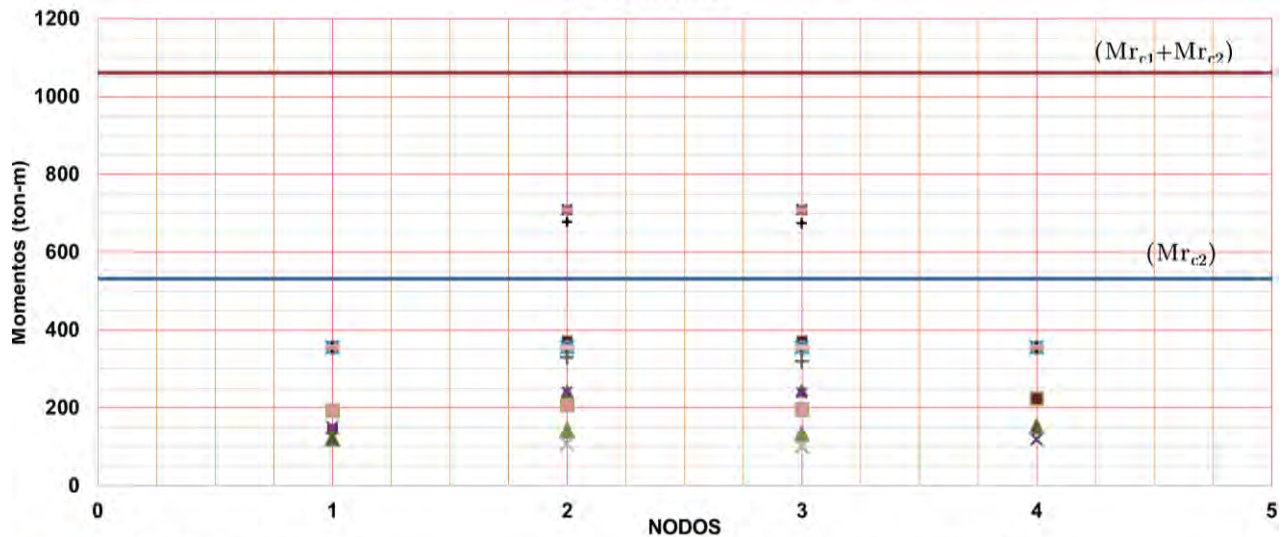
- Para un determinado instante correspondiente a un sismo en particular, se obtienen los momentos en todos los nudos del primer nivel para ese instante, se calculan los FRM para la columna superior e inferior, en aquellos nudos donde las vigas entraron en fluencia, se selecciona el mayor FRM sea positivo o negativo y es el valor que representará a ese nudo.
- De acuerdo al paso anterior, se obtienen todos los FRM para todos los nudos del primer nivel de cada marco, donde se incurrió en el rango inelástico. Se selecciona el mayor de todos los FRM de estos nudos, y es el valor que representará al marco, para ese instante.
- De acuerdo a los dos pasos anteriores, se obtienen los FRM para cada instante durante todo el sismo. De todo el conjunto de estos valores, se seleccionaron donde se presentaron los máximos y es el valor que representará al marco, para un sismo en particular.
- Para un marco en particular, se ejecuta el mismo procedimiento, sometiéndole a los 8 sismos seleccionados, consiguiendo los valores de FRM que representan al marco en estudio.

Los resultados de tales análisis se muestran en las siguientes gráficas.

Momentos resistente en columnas vs demandantes en vigas con marcos de Acero de 6 Niveles



Momentos resistente en columnas vs demandantes en vigas con marcos de Acero de 10 Niveles



- | | |
|---|---|
| — Momento resistente en columna 2 | — Momento resistente en columna 1 y 2 |
| ■ Momento resistente en viga 1 con registro de Manzanillo | ■ Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Manzanillo |
| ▲ Momento resistente en viga 1 con registro de la SCT | ▲ Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de la SCT |
| × Momento resistente en viga 1 con registro de Tláhuac Bombas | × Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Tláhuac Bombas |
| × Momento resistente en viga 1 con registro de Chilpancingo | × Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Chilpancingo |
| ● Momento resistente en viga 1 con registro de Cerro Prieto | ● Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Cerro Prieto |
| ◆ Momento resistente en viga 1 con registro de Northridge | ◆ Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Northridge |
| + Momento resistente en viga 1 con registro de Chile | + Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Chile |
| — Momento resistente en viga 1 con registro de Taiwán | — Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Taiwán |

Figura 4.46 Relación momentos en primer nivel en marcos de acero

CAPITULO 4

Como se puede observar en la gráfica (Figura 4.46) correspondiente al análisis generado en el software DRAIN 2D, los momentos generados en los nodos del primer nivel en los marcos de acero de 6 y 10 niveles no rebasan el momento resistente de la columna 2 (Figura 4.47) (representado mediante la línea azul), inclusive al hacer la sumatoria de momentos de las vigas en cada nodo en su mayoría no superaron al momento resistente de la columna. Sin embargo en el caso de los sismos, que más afectaron a los marcos de acero como se muestra en la sección 4.6, las vigas alcanzaron el máximo momento resistente (momento plástico, M_p) en especial en los marcos de 6 niveles. Pero en ningún caso rebasaron la sumatoria de momentos resistentes de las columnas (representado por la línea roja) quedando aún un margen de seguridad. Esto se debe en gran medida a que se siguieron los lineamientos de diseño establecidos por el RCDF y a las NTC-Metálicas

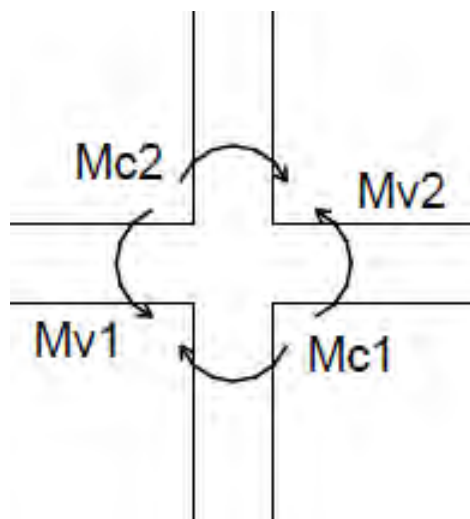
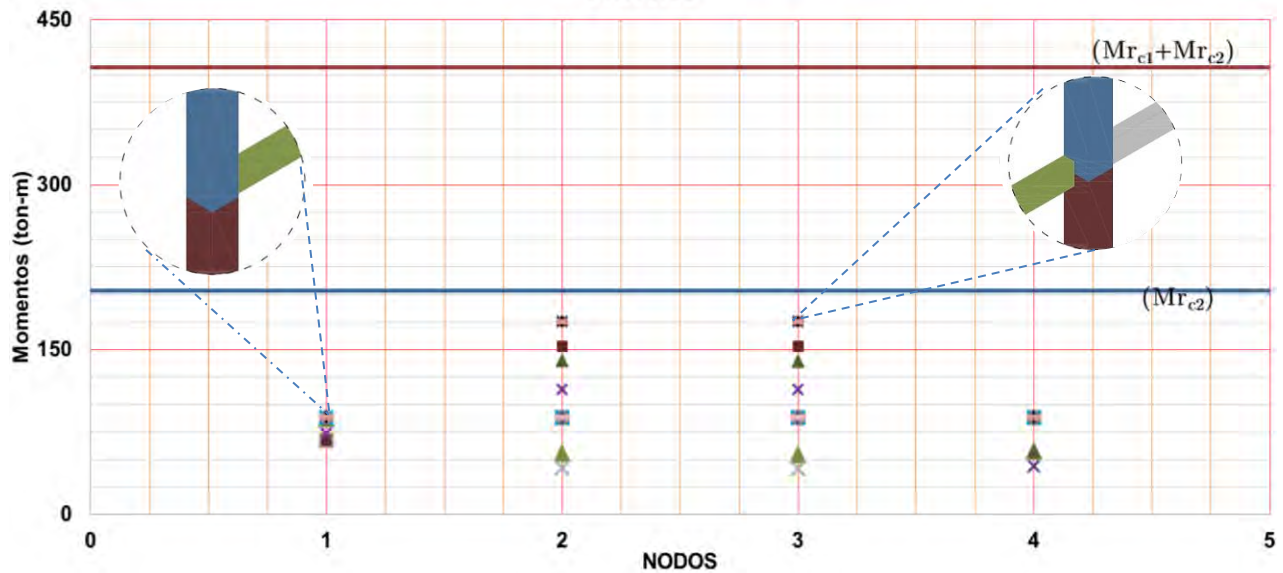


Figura 4.47 Momentos en unión viga-columna

En el caso del análisis de los nodos del primer nivel de los marcos de concreto de 6 y 10 niveles generado en DRAIN 2D cuyos resultados se muestran a continuación (Figura 4.48) ni los momentos individuales ni la sumatoria de los momentos de las vigas rebasaron al momento resistente de las columnas a pesar de que en algunos casos las vigas llegaron a alcanzar el máximo momento de diseño (M_p). Cabe destacar que las vigas de concreto desde el pre diseño se siguieron los lineamientos establecidos por las NTC-Concreto, y que en comparación con una viga de acero tiene un momento (M_p) más bajo. Las columnas se diseñaron para resistir tanto los momentos impuestos por las vigas así como por las cargas axiales de diseño

Momentos resistente en columnas vs demandantes en vigas con marcos de Concreto de 6 Niveles



Momentos resistente en columnas vs demandantes en vigas con marcos de Concreto de 10 Niveles

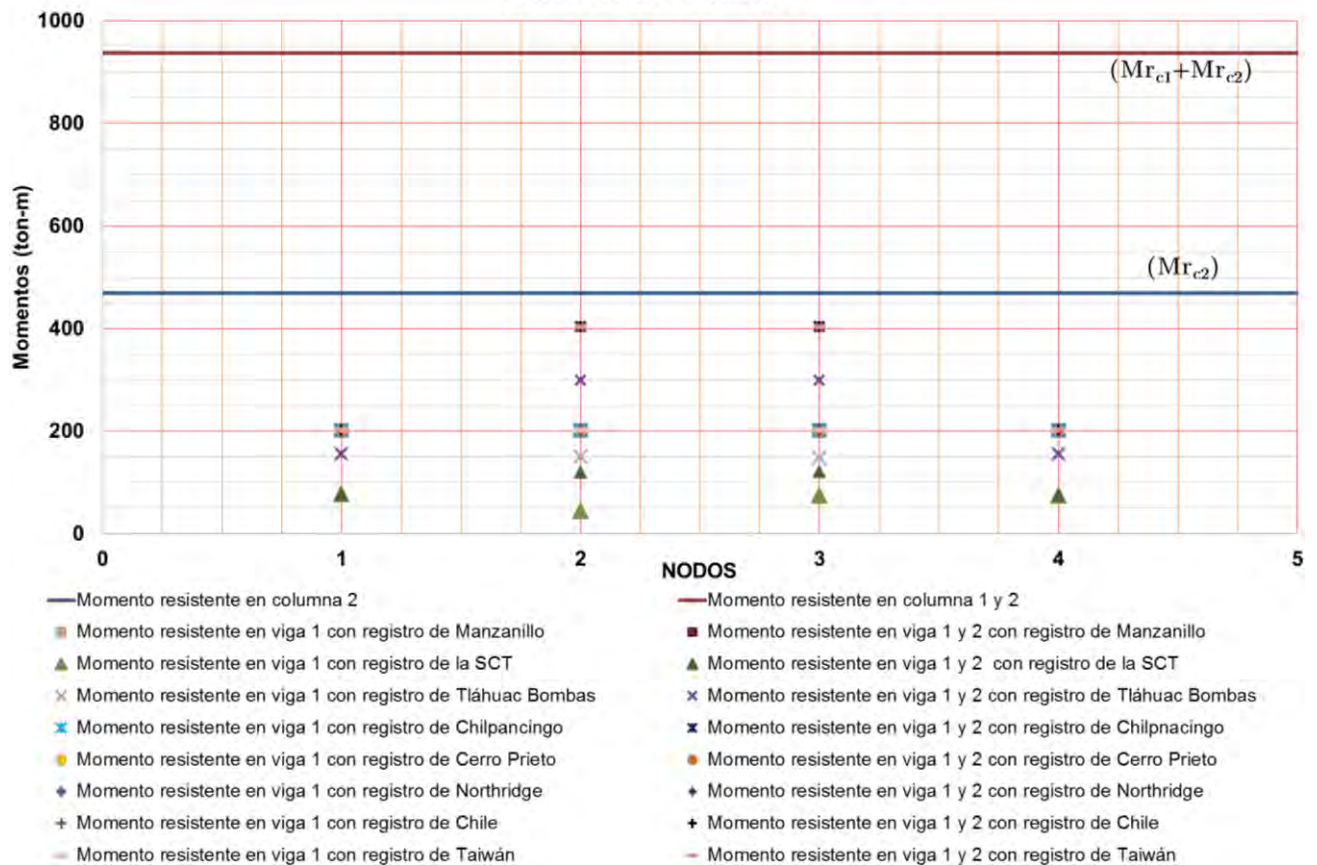
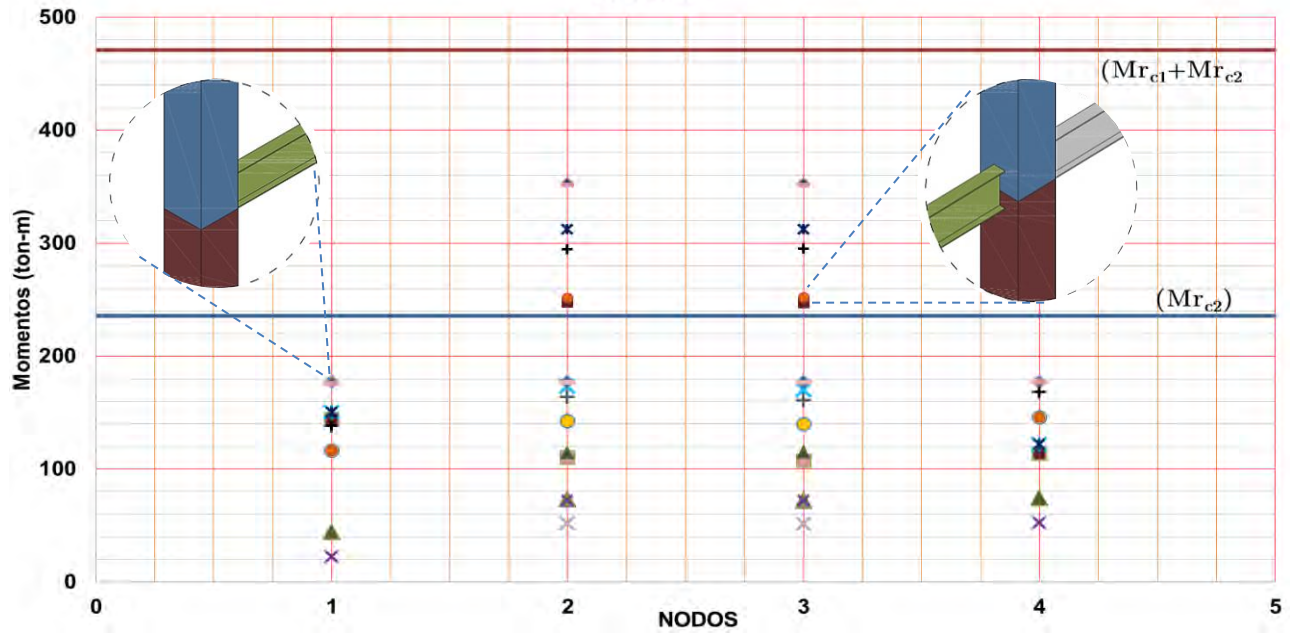


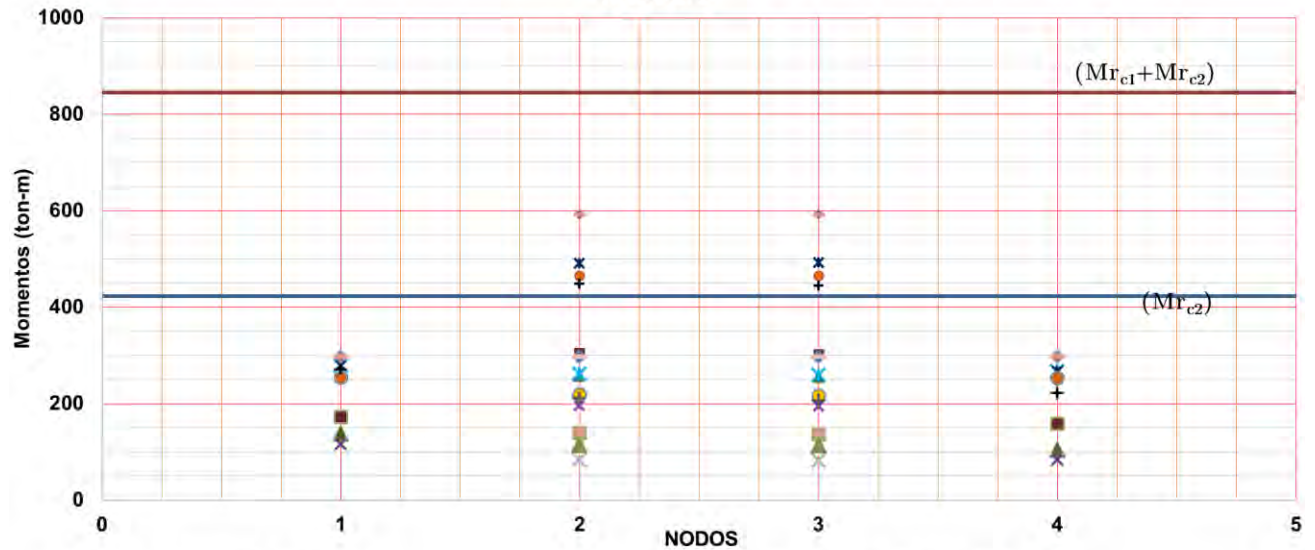
Figura 4.48 Relación momentos en primer nivel en marcos de concreto

CAPITULO 4

Momentos resistente en columnas vs demandantes en vigas con sistemas RCS de 6 Niveles



Momentos resistente en columnas vs demandantes en vigas con marcos de sistemas RCS de 10 Niveles



- | | |
|---|---|
| — Momento resistente en columna 2 | — Momento resistente en columna 1 y 2 |
| ■ Momento resistente en viga 1 con registro de Manzanillo | ■ Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Manzanillo |
| ▲ Momento resistente en viga 1 con registro de la SCT | ▲ Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de la SCT |
| × Momento resistente en viga 1 con registro de Tláhuac Bombas | × Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Tláhuac Bombas |
| ✦ Momento resistente en viga 1 con registro de Chilpancingo | ✦ Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Chilpancingo |
| ● Momento resistente en viga 1 con registro de Cerro Prieto | ● Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Cerro Prieto |
| ◆ Momento resistente en viga 1 con registro de Northridge | ◆ Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Northridge |
| + Momento resistente en viga 1 con registro de Chile | + Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Chile |
| ○ Momento resistente en viga 1 con registro de Taiwán | ○ Momento resistente en viga 1 y 2 con registro de Taiwán |

Figura 4.49 Relación momentos en primer nivel en marcos de sistemas RCS.

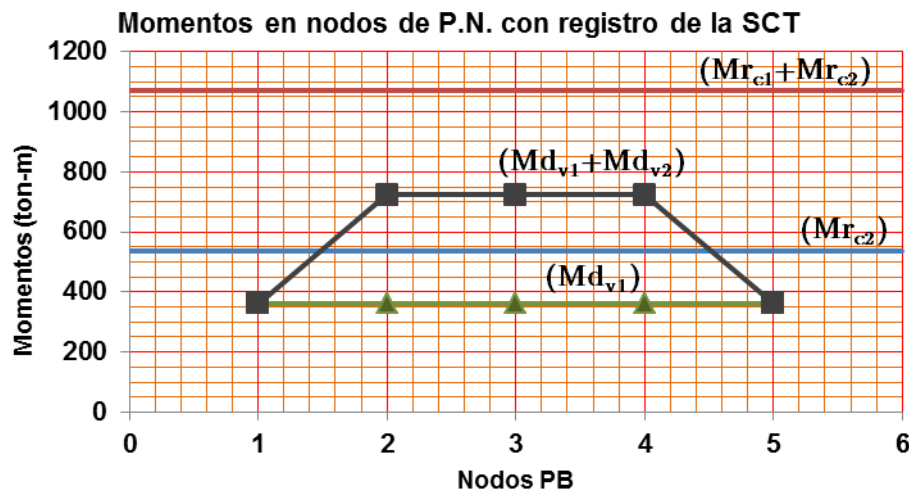


Figura 4.50 Relación momentos en primer nivel en marcos de sistemas RCS de 20 niveles

En el caso de los del análisis de los nodos del primer nivel de los marcos de sistemas RCS de 6, 10 y 20 niveles (Figura 4.49 y Figura 4.50) generado en DRAIN 2D se observa lo siguiente:

- El momento generado por la viga de acero no rebasó el momento resistente de la columna de concreto (representado mediante la línea azul).
- La sumatoria de los momentos plásticos de las vigas contra el momento resistente de las columnas (representado por la línea roja) tampoco fue rebasado.

Al hacer la comparación entre los tres sistemas estructurales se puede deducir que los sistemas RCS al tener vigas de acero estas pueden llegar a alcanzar momentos más altos que las vigas de concreto esto debido a la ventaja del acero y al ser combinadas con las columnas de concreto estas deben de ser capaces nuevamente de tomar este momento generado por las vigas de acero. Sin embargo las columnas de concreto no tienen tanta capacidad de tomar momentos flexionantes lo cual queda demostrado en ésta última comparación pues una de las columnas (representado por la línea azul) se vio rebasada por la sumatoria de momentos de las vigas.

Si se desea analizar cada una de la relación de momentos de cada sismo, las gráficas individuales así como las tablas que surgieron del análisis de los nodos del primer nivel se encuentran en Anexo 4 de tablas y graficas de esta tesis.

Estos análisis serían satisfactorios si se tomara como límite el valor de 1.5 de relación de momentos de las vigas y las columnas de concreto, pero sería un valor muy grande para vigas y columnas de acero. Es por eso que en la siguiente sección se presenta una propuesta del valor de relación de momentos en vigas de acero y columnas de concreto reforzado cuando estas están combinadas para formar marcos con sistemas RCS.

CAPITULO 4

4.7.2 Selección del factor de relación de momentos.

La mayor limitante de los análisis tiempo-historia no lineal es la dispersión de sus resultados debido a su gran sensibilidad a los registros de movimientos sísmicos que se usan y a los parámetros con los que se modelan las estructuras. Tal como se explicó en la sección 4.4, algunas normas indican que la respuesta estimada se debe tomar de acuerdo al número de registros sísmicos utilizados en el análisis, pudiendo ser la envolvente o el promedio de las demandas registradas.

En la presente investigación se han combinado los dos criterios:

- Para cada instante se elige el mayor valor del FRM (Relación de momentos demandantes de vigas y columnas) de todos los nudos del primer nivel del marco que entraron en fluencia y es el valor que representa a ese instante, debe notarse que si en un intervalo de integración ningún nudo entró en fluencia, entonces, también se calculan los FRM a manera de control; el valores de FRM dependerá qué tanto incursiona en el rango inelástico el marco para ese sismo.
- Una vez obtenida la historia de los FRM durante todo el sismo, se calcula el promedio de los máximos FRM obtenidos, y es el valor que representa al marco para un sismo en particular.

Al estudiar los FRM de los nudos exteriores se pudo observar que los FDM son marcadamente mayores que el de los nudos interiores, por lo que se optó analizarlos en forma separada. Dicha diferencia se debe a que las cargas axiales inducidas por el sismo, son especialmente críticas en el caso de columnas exteriores. Los resultados de las Tabla 4-5 y Tabla 4-6 se refieren a los FRM de los nudos de los sistemas RCS con los diferentes registros.

Tabla 4-5 FRM de los marcos RCS de 6 niveles.

1° Nivel	Elemento	Nodo	RCS							FMD	
			Cerro Prieto	Chilpancingo	Manzanillo	SCT	Tlahuac Bombas	Chile	Northridge		Taiwan
Columna	1	5	1.5	1.6	1.4	1.0	1.0	1.6	2.3	1.7	1.5
	5										
Viga	1										
1° Nivel	Elemento	Nodo	RCS							FMD	
Columna	2	6	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	1.2	1.2	1.2	1.1
	6										
Viga	1										
Viga	2										
1° Nivel	Elemento	Nodo	RCS							FMD	
Columna	3	7	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	1.2	1.2	1.2	1.1
	7										
Viga	2										
Viga	3										
1° Nivel	Elemento	Nodo	RCS							FMD	
Columna	4	8	1.5	1.6	1.4	1.0	1.0	1.6	2.3	1.7	1.5
	8										
Viga	3										
	Nodo		FMD obtenido de analisis			FMD nodos exteriores		FMD Nodos interiores			

Tabla 4-6 FRM de los marcos RCS de 10 niveles.

1° Nivel	Elemento	Nodo	RCS								FMD
			Cerro Prieto	Chilpancingo	Manzanillo	SCT	Tlahuac Bombas	Chile	Northridge	Taiwan	
Columna	1	5	1.8	1.8	2.0	1.0	1.0	2.0	2.0	2.1	1.7
	5										
Viga	1										
1° Nivel	Elemento	Nodo	RCS								FMD
Columna	2	6	1.1	1.1	1.3	1.0	1.0	1.2	1.3	1.3	1.1
	6										
Viga	1										
	2										
1° Nivel	Elemento	Nodo	RCS								FMD
Columna	3	7	1.1	1.1	1.3	1.0	1.0	1.2	1.3	1.3	1.1
	7										
Viga	2										
	3										
1° Nivel	Elemento	Nodo	RCS								FMD
Columna	4	8	1.8	1.8	2.0	1.0	1.0	2.0	2.0	2.1	1.7
	8										
Viga	3										
	Nodo		FMD obtenido de analisis			FMD nodos exteriores		FMD Nodos interiores			

Finalmente en la Tabla 4-7 se presentan un resumen de los valores de los coeficientes, FRM, obtenidos de todos los análisis inelásticos. En los modelos de 6 niveles, el máximo valor fue de 1.1, al usar acelerogramas mexicanos, sin embargo al aplicar registros de otros sitios se llegó a una valor de 1.2. Por su parte, en los modelos de 10 niveles, el coeficiente alcanzó un valor de 1.3 tanto en el registro de manzanillo como en los acelerogramas de otros sitios del mundo. Por último, para el modelo de 20 niveles sometido al acelerograma de la SCT, se alcanzó un valor de 1.1.

Tabla 4-7 Valores máximos de los cocientes FRM

Clave del acelerograma	Seis niveles	Diez niveles	Veinte niveles
Cerro Prieto (CPE045)	1.1	1.1	
Chilpancingo (CHI18591)	1.1	1.1	
SCT (SCT-EW)	1.0	1.0	1.1
Tláhuac bombas (TLHB8509)	1.0	1.0	
Manzanillo (MZ019510)	1.1	1.3	
Chile (Llolleo10)	1.2	1.2	
Taiwán (TCU65W)	1.2	1.3	
Northridge (JEN292)	1.2	1.3	

CAPITULO 4

Para poder dar un valor de relación de momentos se tomó como límite inferior lo estipulado en las NTC-Metálicas que establece que el valor de relación de momentos entre vigas-columnas sea de 1 y como límite superior se tomó el valor de 1.5 que equivale al valor de la relación de momentos entre las vigas y columna de concreto.

A pesar que el diseño de los elementos de los sistemas RCS, se realizó bajo lineamientos antes mencionados, en ninguno de los casos se rebasó el límite establecido, inclusive donde se alcanzó la plastificación de las vigas. Al tomar la relación de momentos de otros reglamentos como el AIC 318-08 el cuál reporta que el valor es de 1.2 para marcos de concreto este valor es el que se asemeja más a lo resultado obtenidos como resultado de este trabajo investigación, para el diseño de marcos a momento de alta ductilidad compuestos con elementos RCS. En México, se llegó a la siguiente determinación para las conexiones viga-columna:

$$\frac{\Sigma M^*_{pcc}}{\Sigma M^*_{p.exp}} > 1.25 \quad (4.4)$$

Dónde

ΣM^*_{pcc} = Sumatoria de los momentos de las columnas por encima y por debajo de la articulación en la intersección de la viga y la columna

$\Sigma M^*_{p.exp}$ = Sumatoria de los momentos en las vigas de acero. Está permitido tomar

$\Sigma M^*_{p.exp} = \Sigma (1.1M_{p.exp} + M_{uv})$, donde $M_{p.exp}$ se calcula como ZF_{ye}

M_{uv} = Momento debido a la amplificación del cortante en la ubicación de la articulación plástica a la línea central columna.

CAPITULO 5

CAPÍTULO 5 Conclusiones y recomendaciones.

5.1 Comentarios.

Si bien los reglamentos de construcción buscan definir las acciones que pueden regir sobre las construcciones, así como los posibles efectos sobre ellas, la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural, establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de estas, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones.

Estos requisitos tienen el propósito de obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

El Director Responsable de Obra, de acuerdo con el propietario, puede decidir que se diseñe el edificio para que satisfaga requisitos más conservadores que en el reglamento establece, con el fin de reducir la probabilidad de pérdidas económicas en la construcción a cambio de una inversión inicial mayor siempre y cuando se satisfaga lo que estipulado en el artículo 147³ del Reglamento 2004.

Por otro lado en México como carecemos de un reglamento para este tipo de estructuras lo único que se puede hacer para su diseño es estudiar las normas y reglamentos de otros países siempre y cuando los ingenieros que han planteado y diseñado estas estructuras presten especial atención a las conexiones que utilizan la mecánica básica, el equilibrio, las normas existentes para la construcción de estructuras metálicas y de concreto, los datos de prueba, y finalmente el buen juicio.

³ **ARTÍCULO 147.-** Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación

5.2 Conclusiones.

- 1) Con el fin de estudiar el comportamiento de los sistemas de Marco Resistentes a Momento de obtener el comportamiento inelástico Global de los sistemas compuestos (RCS), se comparó con los marcos de concreto reforzado (RC) y con los marcos de acero (S). Para alcanzar este objetivo, las demandas inelástica máximas de entrepiso, o derivas máximas (PSDR), se calcularon en los modelos de seis, diez, y veinte pisos. Obteniendo las siguientes conclusiones:
 - Los sismos mexicanos con origen de fallas de transformación generan desplazamientos sensiblemente menores en modelos compuestos, RCS, de seis y diez pisos. Sin embargo, con el terremoto de Northridge, California, USA, hay PSDR muy altas en los niveles inferiores de los modelos RCS; esta condición es debido a la formación de articulaciones plásticas en las secciones extremas de vigas. En conclusión para los movimientos de terreno fuertes con origen de fallas de transformación, los sistemas compuestos, RCS, tienen una mejor respuesta que los modelos de acero, S, y que los de concreto reforzado, RC.
 - En el caso de los terremotos de subducción registrados en sitios cercanos a la fuente, los modelos RCS muestran un mejor comportamiento, porque los valores PSDR son menores que los modelos de acero y concreto reforzado.
 - Cuando se analizan los modelos usando aceleraciones registradas en estaciones situadas lejanas a la fuente y con alto contenido de efectos de sitio, los resultados muestran un mejor comportamiento para modelos RCS de seis pisos, cuando se usaron acelerogramas de la Ciudad de México. Mientras que en los modelos de diez pisos, los resultados son similares para los tres sistemas.
 - El modelo compuesto RCS de veinte pisos fue sometido al acelerograma SCT-EW del terremoto del 19 de septiembre de 1985. En la etapa inelástica, la demanda sísmica (PSDR) es muy similar que los del nivel de diseño y menor a 0,02 rad en todos los entrepisos. Con estos resultados las rotaciones en las juntas no podrían producir fallas en las conexiones.
- 2) En el caso de las condiciones del amortiguamiento y analizando la forma en que se toma en cuenta para los sistemas tradicionales, se puede tomar como un buen juicio promediar los factores α y β pues no se puede hacer una distinción directa del tipo de material utilizados para construir las matrices de amortiguamiento, sin embargo se desconoce hasta cierto punto si este valor promediado de amortiguamiento es válido para los sistemas RCS, pues a pesar que las fórmulas utilizadas solo dependieron del periodo, de las matrices de rigidez y masas, no se puede tener tan claro como se toma en cuenta cada material o si se está tomando más encuentra uno que otro. Para el caso del programa DRAIN 2D, el único inconveniente que se tuvo fue a la hora de asignar los coeficientes de amortiguamiento α y β para las vigas de acero y columnas de concreto reforzado, pues a diferencia de los sistemas tradicionales en los cuales se define un

CAPITULO 5

coeficiente de masas, y otro de rigidez, para el caso de los sistemas RCS se asignó por separado, un coeficiente de masas y de rigidez promediados para vigas y otro coeficiente de masas y de rigidez promediados para el caso de las columnas.

- 3) Con el fin de definir requisitos de columna fuerte–viga débil en el diseño de sistemas compuestos RCS, fueron realizados análisis dinámicos no lineales utilizando DRAIN 2D, en modelos de Marcos resistentes a momento. Los Factores de Relación de Momento, FRM, fueron calculados en las articulaciones de los primeros niveles de todos los modelos. Se calcularon los valores FRM en casos donde las vigas alcanzan la fluencia del material, como la relación entre la suma de momentos en columnas de concreto reforzado, y los momentos en las vigas de acero. Este procedimiento se repitió para todos los análisis con todos los registros de aceleraciones. Los coeficientes mayores, FRM, obtenidos del análisis dinámico inelástico en los modelos de seis pisos, fueron de 1.1 cuando se utilizaron registros mexicanos de sismos. Sin embargo, aplicando los registros de otros sitios del mundo, los valores FRM alcanzaron un valor de 1.2. En los modelos de diez pisos, el coeficiente alcanzó un valor de 1.3 cuando se utilizaron registros de aceleración Manzanillo (MZ01), Taiwán (TCU) y Northridge (JEN). Por otro lado, para el modelo de veinte pisos de construcción compuesta analizado con el registro de la SCT (SCT-EW) se obtuvo un valor de 1.3.

Como resultado de esta investigación, en el diseño de Marcos especiales a momento compuestos en México, o también conocidos como marcos de ductilidad alta, la relación $\Sigma M^*_{pcc}/\Sigma M^*_{p.exp} > 1.25$, puede emplear en las conexiones viga-columna en los sistemas RCS.

- 4) Por otro lado en cuanto a las conexiones que deben usarse en juntas de edificios RCS de ductilidad alta, se han implementado en otros países soluciones que han demostrado resistencia y ductilidad adecuadas, independientemente si son del tipo de “viga continua” o de “columna continua”. Sin embargo la mayoría de los edificios que se están construyendo actualmente en México no muestran un detallado en sus conexiones que garantice rotaciones importantes en el nudo, pues en la mayoría de los casos solo se usan placas de extremo fijas en las columnas, y en muchos casos parecen detalles improvisados y rudimentarios. Por lo que una conclusión importante es que se requiere que los diseñadores estructurales se involucren más en el diseño y que apliquen una mejor tecnología en las conexiones.

En cuanto a los diseños, se observa que al modelar los sistemas RCS en el programa Etabs, estos no mostraron grandes problemas, los elementos mecánicos obtenidos son adecuados para el diseño estructural, y los desplazamientos y distorsiones cumplieron con los requisitos del reglamento y con las NTC de sismo, esto también se debió al pre-diseño utilizado.

5.2.1 Conexión propuesta.

Se debe prestar mucha atención al detalle de las conexiones de estos sistemas, de acuerdo a lo planteado en los dos primeros Capítulos de esta tesis, además de hacer una buena selección de los perfiles de acero y dimensiones del concreto, pues las conexiones son las que definen en gran parte el comportamiento global de la estructura. En este trabajo se recomienda que la conexión a utilizar en marcos, que desarrollarán rotaciones inelásticas sea la conexión donde la viga pasa a través de la columna con refuerzo exterior de placas FBP y/o BP, en el interior se deben utilizar estribos cerrados de 90°. Esto con el fin de garantizar que la conexión no falle y pueda acomodar ángulos de distorsión superiores al 0.012 que exige el reglamento y en el caso de marcos dúctiles esta pueda acomodar una distorsión en la conexión de 0,04 rad.

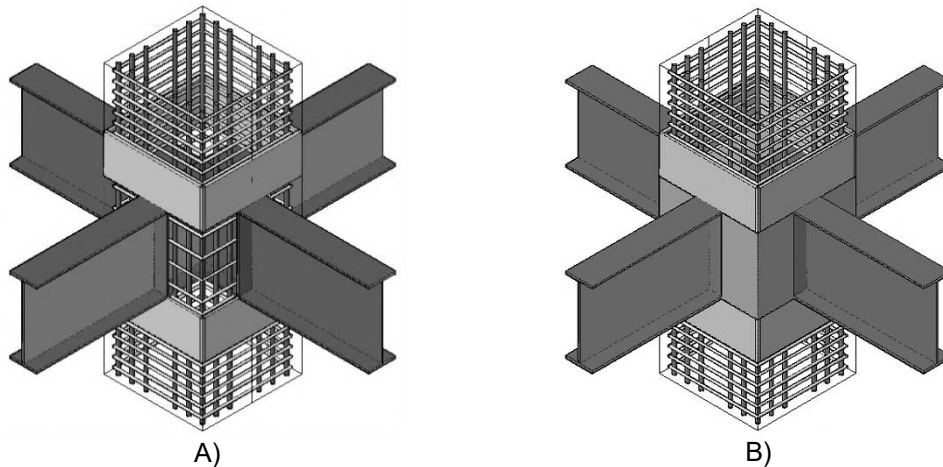


Figura 5.1 Esquema tridimensional de la conexión A) armado de la conexión B) conexión con concreto en la zona del nodo antes de las placas de banda

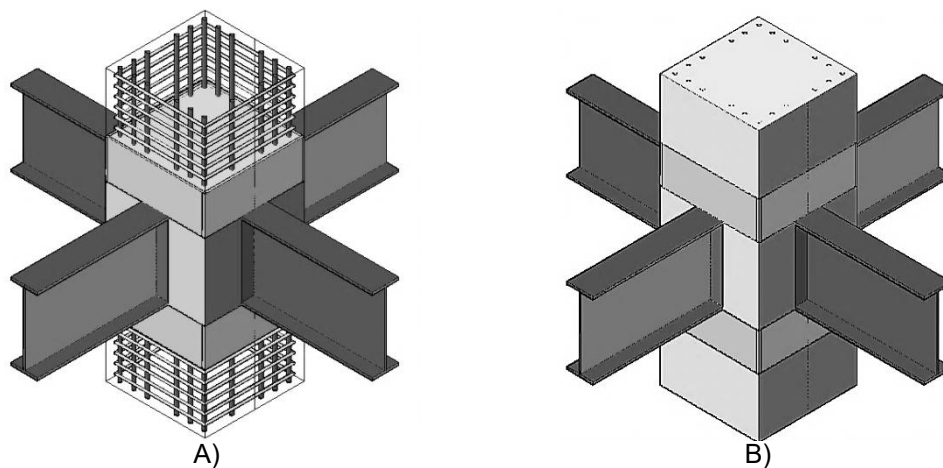


Figura 5.2 Esquema tridimensional de la conexión A) conexión con concreto después de las placas de banda B) conexión completa

CAPITULO 5

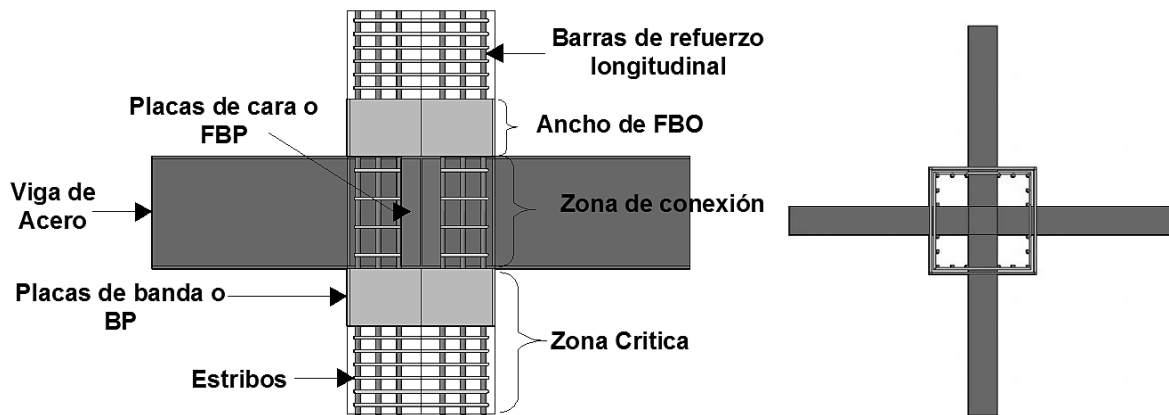


Figura 5.3 Esquema de la conexión propuesta.

5.3 Propuesta de reglamentación.

5.3.1 Alcance.

Esta recomendación se hace para marcos rígidos resistentes a momento, con conexiones totalmente restringidas, estructurados con vigas de acero y columnas de concreto armado.

5.3.2 Unidades.

En las ecuaciones y expresiones que aparecen deben utilizarse las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (Newton)
Longitud	mm (milímetros)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (Megapascuales)

Siempre que sea posible, las ecuaciones están escritas en forma adimensional; cuando no lo es, junto a las expresiones en sistema internacional se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en sistema métrico decimal usual; en ese caso, las unidades son

Fuerza	kg (kilogramos)
Longitud	cm (centímetros)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre ambos.

CONCLUSIONES

Las unidades que se mencionan aquí son las básicas en ambos sistemas; sin embargo, no se pretende prohibir el uso de otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema métrico usual puede ser preferible expresar las longitudes en m, las fuerzas en t y los momentos en t-m.

5.3.3 Materiales.

Concreto armado:

Concreto normal con $f'c \leq 40 \text{ MPa}$ (400 kg/cm^2), Barras de refuerzo $Fy \leq 410 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm^2).

Acero Estructural:

Acero de las vigas con $Fy \leq 345 \text{ MPa}$ (3515 kg/cm^2) y $Fu \leq 450 \text{ MPa}$ (4570 kg/cm^2).

5.3.4 Base del diseño.

Tomando en cuenta que los marcos resistentes a momento se diseñan con diferentes factores de comportamiento sísmico, Q , y que los marcos dúctiles pueden presentar diferentes grados de deformación dependiendo de este, se espera que proporcionen diferentes capacidades de deformación inelástica a través de la flexión de la fluencia de las vigas y la limitación de las zonas del panel. Excepto en los casos que se permitida, las columnas deberán estar diseñados para ser generalmente más fuerte que las vigas totalmente plastificada y con endurecimiento por deformación a tensión. Fluencia a flexión de las columnas en la base está permitida. Diseño de las conexiones de las vigas a las columnas, incluyendo las zonas de paneles, placas de continuidad y los diafragmas deberán proporcionar la fluencia requerida.

5.3.5 Análisis.

Como se ha demostrado que las conexiones de vigas a través de la columna han demostrado tener un comportamiento similar a conexiones precalificadas de acero totalmente restringido o de concreto armado, no existen requisitos de análisis adicionales. De utilizarse otro tipo de conexión, se deberá tomar en cuenta las deformaciones y las trasferencias de las fuerzas en los nodos que esto implica.

5.3.6 Requisitos del sistema.

5.3.6.1 Momento relación.

La siguiente relación se cumple en las conexiones viga-columna:

$$\frac{\sum M^*c}{\sum M^*v_{exp}} > 1.25 \quad (5.1)$$

Dónde:

CAPITULO 5

ΣM^*c = Sumatoria de momentos en las columnas por encima y por debajo de la articulación en la intersección de la viga y la columna. Para columnas de concreto reforzado, la resistencia nominal a la flexión, M^*c , se calculará sobre la base de lo dispuesto en las NTC concreto sección 6.2 y 7.3.2.

ΣM^*v_{exp} = Sumatoria de los momentos en las vigas de acero o de concreto con revestimiento, vigas mixtas en la intersección de las líneas centrales de la viga y la columna, se determina mediante la sumatoria de la flexión en vigas en la ubicación de las articulaciones plásticas a la línea central de la columna. Está permitido tomar $\Sigma M^*v_{exp} = \Sigma(1.1Mp_{exp} + Mu_v)$

Dónde

Mu_v = Momento debido a la amplificación del cortante en la ubicación de la articulación plástica a la línea central columna.

5.3.6.2 Contraventeo de estabilidad de las vigas

Las vigas se restringirán lateralmente para satisfacer las necesidades de los miembros, los contravientos en las vigas se colocarán cerca de las fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y otros lugares donde el análisis indica que una articulación plástica se formará durante deformaciones inelásticas, la separación será lo marcado en la (ec 3.33 NTC Metálicas):

$$L_p = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (5.2)$$

La fuerza necesaria para la estabilidad:

$$P_u = 0.06R_y F_y Z / \left(d - \frac{td}{2} \right) \quad (5.3)$$

5.3.7 Miembros

5.3.7.1 Vigas.

Las vigas de acero deben cumplir con los requisitos de la sección 2.3 de la NTC Metálicas para secciones tipo 1 o tipo 2 según sea el caso.

Las vigas deben ser diseñadas para resistir las fuerzas que debido a las distorsiones de entrepiso se puedan generar como se indica en la sección 3.3 de las NTC Metálicas para miembros a flexión.

5.3.7.2 Columnas.

Las columnas deben ser diseñadas para resistir las fuerzas que debido a las distorsiones de entrepiso se puedan generar como se indica en las secciones 2.3 y 2.5 de las NTC concreto para miembros a flexiocompresión y fuerzas cortantes en el concreto. Además de cumplir con los requisitos del detallado de las secciones 5.1, 5.2, 5.4 5.5, 5.6 y 5.9 de las NTC Concreto.

5.3.8 Zonas protegidas.

Los cambios abruptos en el área de los patines de la viga están prohibidos en las regiones de las articulaciones plásticas. Las perforaciones o recortes en el ancho del alama están prohibidos a menos que la prueba o acreditación demuestra que la configuración resultante puede desarrollar articulaciones plásticas estables para acomodar el ángulo distorsión requerido.

La región en cada extremo de la viga y más allá del punto de la articulación plástica aproximadamente un peralte d de la viga desde la cara de la columna y $2d$ en el resto de la viga donde el análisis demuestre la formación de articulaciones plásticas en la viga.

En el caso de las columnas de concreto esta zona será mayor o igual a 600 mm, $H/6$ o la máxima dimensión de la columna y esta se ubicara en la zona de inicio, final de la columna y parte central de esta.

5.3.9 Conexiones.

Los nodos deben de ser diseñados debido a la interacción de fuerzas transferidas a estos por la unión de los miembros, incluyendo flexión, cortante y cargas axiales. El momento que se considerara de las vigas es:

$$Mu_v = 1.1F_y Z \quad (5.3)$$

Dónde:

F_y = Fluencia especificada.

Z = Módulo de sección plástico, mm³ (cm³).

El equilibrio de fuerzas se dará de tal modo que:

$$\Sigma M_c = \Sigma M_v + V_v h - V_c d \quad (5.4)$$

Dónde:

$$\Sigma M_v = (Mu_{v1} + Mu_{v2}) \quad (5.5)$$

$$V_v = (V_{v1} + V_{v2})/2 \quad (5.6)$$

$$V_c = (V_{c1} + V_{c2})/2 \quad (5.7)$$

$$\Sigma M_c = (M_{c1} + M_{c2}) \quad (5.8)$$

Para nodos exteriores $V_{b1} = M_{b1} = P_{b1} = 0$.

Dónde:

CAPITULO 5

V_v = Cortante de la viga debido a la carga.

Mu_v = Momento último de la viga plastificado.

$M_{c1 y 2}$ = Momento de la columna

f'_c = Esfuerzo de compresión del concreto.

F_{yb} = Esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales de las columnas.

A_{bt} y A_{bc} = Área de las barras longitudinales de la columna a tensión y/o a compresión.

h = Ancho de la columna medido paralelamente a la viga.

h_{vr} = Separación entre las barras longitudinales de la columna a tensión y compresión.

5.3.9.1 El ancho efectivo del nodo.

El ancho efectivo del nodo dentro de la columna (b_j) es igual a la suma dentro y fuera del ancho del panel (b_i y b_o) dado como:

$$b_j = b_o + b_i \quad (5.9)$$

Dónde:

b_j = Ancho efectivo

b_o = Ancho exterior en el panel

b_i = Ancho interior en el panel

El ancho interno b_i debe ser tomado igual al mayor ancho de las placas FBP b_p o el ancho de los patines de la viga b_f . Donde placas FBP extendidas, el ancho exterior es calculado utilizando el total de la sección transversal acorde a lo siguiente:

$$b_o = C(b_m - b_i) < 2d_o \quad (5.10)$$

Dónde:

$$b_m = \frac{b_f + b}{2} < b_f + h < 1.75b_f \quad (5.11)$$

$$C = (x/h) (y/b_f) \quad (5.12)$$

$d_o = 0.25d$ De la altura de la placa extendida FBP cuando estas placas están presentes.

b = El ancho de la columna medido perpendicularmente a la viga.

h = Peralte de la columna de concreto.

y = Ancho mayor de las placas FBP extendidas.

$x = h$ Donde las placas FBP extendidas están presentes.

Dónde placas extendidas no estén presentes, $b_o = d_o = 0$

5.3.9.2 LA RELACIÓN DE ASPECTO DE LA CONEXIÓN:

$$0.75 \leq h/d \leq 2.0$$

Dónde:

h = Profundidad de la columna de concreto medida paralela a la viga

d = Profundidad de la viga de acero medida paralela a la columna.

5.3.10 Cortante en el nodo.

5.3.10.1 Acero de la UVC

El esfuerzo nominal en la zona del panel V_{sn} , es calculado como:

$$V_{sn} = 0.6F_{y_{sp}}T_{sp}jh \quad (5.13)$$

$F_{y_{sp}}$ y T_{sp} son el esfuerzo de fluencia y el espesor de panel de acero respectivamente y jh es dado en (5.14).

El esfuerzo cortante nominal del panel de acero V_{sn} , es calculado en base al esfuerzo de fluencia cortante promedio, $0.6 F_{ys}$, actuando sobre la longitud efectiva de la unión jh y se obtiene de la siguiente manera:

$$jh = \frac{\Sigma M_c}{\varphi(F_{yb}(A_{bt}+A_{bc})+C_c) - \frac{\Delta V_b}{2}} \geq 0.7h \quad (5.14)$$

Dónde

$$C_c = 2f'_c b_j a_c \quad (5.15)$$

$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K} \leq 0.3h \quad (5.16)$$

$$K = \frac{1}{\varphi 2f'_c b_j} [\Sigma M_c + \Delta V_b h/2 - \varphi (h_{vr} F_{yb} (A_{bt} + A_{bc}))] \quad (5.17)$$

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} \quad (5.18)$$

$\varphi = 0.8$ Factor de resistencia utilizado en todas las formulas.

5.3.10.2 Puntal del concreto.

El esfuerzo nominal del mecanismo del puntal de compresión del concreto, V_{cs} , es calculado como:

$$V_{csn} = 1.3\varphi\sqrt{f'_c}b_p h \leq 0.5f'_c b_p h \quad (5.19)$$

$$(V_{csn} = 5.5\varphi\sqrt{f'_c}b_p h \leq 0.5f'_c b_p h) \quad (5.19a)$$

CAPITULO 5

Dónde f'_c y $\sqrt{f'_c}$ son en MPa (kg/cm^2), y el ancho efectivo de la placa de soporte, b_p es limitado por la ecuación:

$$b_p \leq b_f + 5t_p \leq 1.5b_f \quad (5.20)$$

y t_p es el espesor de la placa de soporte.

5.3.10.3 Campo de compresiones

El esfuerzo nominal del mecanismo del campo de compresiones en el concreto, V_{cfn} , es calculado como:

$$V_{cfn} = V'_c + V'_s \leq 1.3\phi\sqrt{f'_c}b_o h \quad (5.21)$$

$$V_{cfn} = V'_c + V'_s \leq 5.5\phi\sqrt{f'_c}b_o h \quad (5.21a)$$

V'_c y V'_s es calculado como se muestra en la sección 5.3.10.4 Las cantidades de f'_c y $\sqrt{f'_c}$ está en MPa (kg/cm^2). V_{cfn} .

5.3.10.4 Amarres dentro del peralte de la viga.

El esfuerzo máximo del campo de compresión, V_{cfn} , es limitado por la suma de fuerzas resistentes por los amarres horizontales en la columna de concreto. Para usar en (5.21), El esfuerzo provisto por el concreto es calculado:

$$V'_c = 0.4\phi\sqrt{f'_c}b_o h \leq 0.6\phi\sqrt{f'_c}b_o h \quad (5.22)$$

$$V'_c = 1.5\phi\sqrt{f'_c}b_o h \leq 2\phi\sqrt{f'_c}b_o h \quad (5.22a)$$

Excepto cuando la columna de concreto está en tensión en cuyo caso $V'_c = 0$. En (2.40) f'_c y $\sqrt{f'_c}$ esta en MPa, b_o = al ancho exterior del panel, y h = ancho de la columna medido paralelamente a la viga. El esfuerzo horizontal provisto por el amarre es calculado como:

$$V'_s = A_{sh}F_{ysh} 0.9h/s_h \quad (5.23)$$

A_{sh} = Area de la sección transversal de las barras de refuerzo en cada capa de amarre, separado a S_h a través del peralte de la columna, que se calcula con la sección 2.5.2.3 de las NTC Concreto.

Por lo menos tres capas deben localizarse a una distancia $0.4d$ arriba y debajo de la viga.

5.3.10.5 Placas FBP.

Las placas de FBP dentro del peralte de la viga deben ser detalladas para resistir la fuerza cortante horizontal en el puntal de concreto $V_{cr} \leq V_{csn}$. El deslizamiento de las placas de soporte son usados, la altura de la placa no debe ser menor que $0.45d_w$. El espesor de las placas FBP se obtiene de la siguiente manera.

CONCLUSIONES

$$t_p \geq 0.20 \sqrt{\frac{V_{cs} b_p}{F_{yp} d_w}} \quad (5.24)$$

Donde F_{up} = el esfuerzo de tensión específico de la placa de soporte, también el espesor t_p debe ser tal que:

$$t_p \geq b_p/22 \quad (5.25)$$

$$t_p \geq (b_p - b_f)/5 \quad (5.26)$$

5.3.10.6 Patines de la viga de acero.

Las fuerzas verticales asociadas con el cortante en el apoyo en el acero del panel causan flexión en los patines de la viga. Se puede asumir que los patines de la viga son capaces de resistir la flexión transversal si el espesor satisface:

$$t_f \geq 0.30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} F_{y_{sp}}}{h F_{yf}}} \quad (5.27)$$

Donde t_{sp} y $F_{y_{sp}}$ = al espesor y el esfuerzo de fluencia del acero en el panel y F_{yt} El esfuerzo de fluencia en los patines de la viga

5.3.10.7 Placas de extendidas FBP y columnas de acero.

Cuando se use placas de soporte extendidas, deben ser diseñadas para resistir una fuerza igual al cortante en el nodo transmitido por el campo de compresión externo, El promedio de esfuerzo transmitidos en el concreto contra estos elementos debe ser menor o igual a $2f'_c$ y deben ser considerados para actuar sobre una altura máxima por encima del patín de la viga igual a d_o Los patines de la columna o las placas extendidas de soporte se asume que son capaces de resistir la flexión si el espesor se satisfacen:

$$t_f \geq 0.12 \sqrt{\frac{V_{cf} b'_p}{d_o F_y}} \quad (5.28)$$

Donde b'_p =el ancho de las placas extendida de soporte y F_y es el esfuerzo de fluencia de la placa.

Para poder comprobar que los datos son correctos del análisis de hizo la siguiente memoria de calculo.

CAPITULO 5

1) Propiedades de los materiales.

Acero Estructural A572 Gr 50

$$\text{Esfuerzo de fluencia} \quad F_y := 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo de Ruptura} \quad F_u := 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia esperado} \quad F_{ye} := 1.1 \cdot F_y$$

$$\text{Módulo de Cortante} \quad G := 784000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad} \quad E := 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo para el concreto

$$\text{Módulo de elasticidad del acero} \quad E_s := 2.06 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal} \quad F_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Fluencia de los estribos} \quad F_{y_{es}} := 4609 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Concreto

$$\text{Esfuerzo de compresión del concreto} \quad f_{cr} := 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

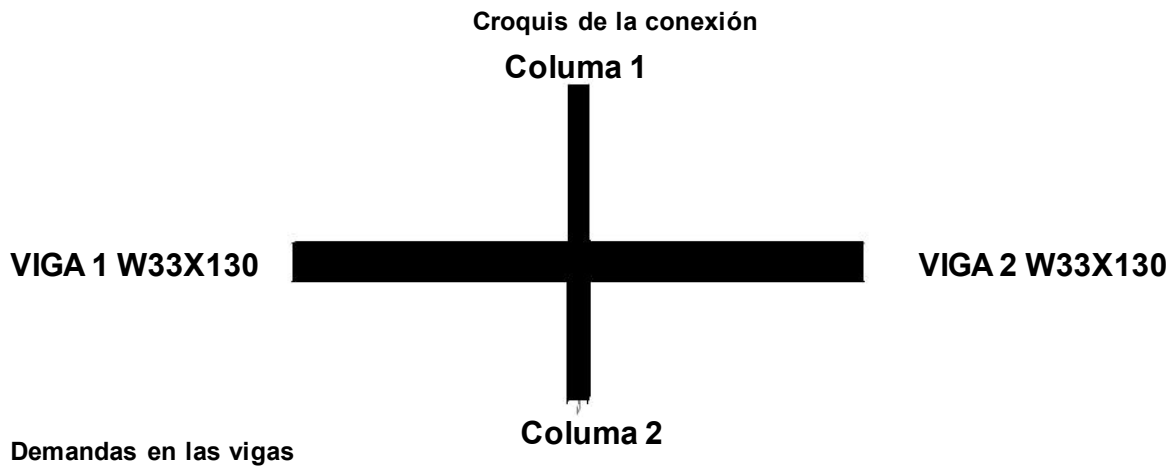
$$\text{Resistencia nominal del concreto} \quad f_{xc} := 0.8 \cdot f_{cr} = 200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Magnitud del bloque equivalente} \quad f'c := 0.85 \cdot f_{xc} = 170 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad del concreto} \quad E_c := 14000 \cdot \sqrt{f_{cr}} \cdot \frac{\text{kgf}^{.5}}{\text{cm}} = 221359.436 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

2) Fuerzas de demanda.

Elementos mecánicos de diseño obtenidos del programa Etabs



Momentos Alrededor del eje X

Viga 1 $Mu_v = 74.822 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Viga 2 $Mu_{v2} = 76.079 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Cortante en dirección X

Viga 1 $Vu_v = 32.895 \cdot \text{ton}$

Viga 2 $Vu_{v2} = 32.9 \cdot \text{ton}$

Demandas en las Columnas

Momentos Alrededor del eje X

Columna 1 $Mup_c = 268.878 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Columna 2 $Mup_{c2} = 160.401 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

Cortante en dirección X

Columna 1 $Vx_c = 54.16 \cdot \text{ton}$

Columna 2 $Vx_{c2} = 61.167 \cdot \text{ton}$

Fuerza Axial

Columna 1 $Pu_c = 723.855 \cdot \text{ton}$

Columna 2 $Pu_{c2} = 643.986 \cdot \text{ton}$

CAPITULO 5

Coefficiente en la expresión para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos $\eta := 1.4$

3) Propiedades geométricas.

Longitud de la viga	$L_{t_v} := 8 \cdot m$
Longitud de la columna 1	$L_{t_c} := 4.5 \cdot m$
Longitud de la columna 2	$L_{t_{c2}} := 3.5 \cdot m$
Longitud libre no soportada laterales para vigas	$L_v := \frac{L_{t_v}}{4} = 200 \cdot cm$
Longitud libre no soportada laterales de la columna 1	$L_c := L_{t_c} = 450 \cdot cm$
Longitud libre no soportada laterales de la columna 2	$L_{c2} := L_{t_{c2}} = 350 \cdot cm$

Propiedades geométricas de las vigas

Área de la sección	Terminación de la curva	Constante de torsión de Saint Venant
$A_c = 247.096 \cdot cm^2$	$K_v = 4.013 \cdot cm$ $K_{1v} = 4.445 \cdot cm$	$J_v = 306.763 \cdot cm^4$
Peralte de una sección	Inercias	Constante de alabeo
$d_v = 84.074 \cdot cm$	$I_{x_v} = 279291.287 \cdot cm^4$ $I_{y_v} = 9073.845 \cdot cm^4$	$Cw_v = 15199130.046 \cdot cm^6$
Espesor del alma	Módulo de sección elástico	Alma de la sección
$tw_v = 1.473 \cdot cm$	$S_{x_v} = 6653.148 \cdot cm^3$ $S_{y_v} = 621.07 \cdot cm^3$	$h_v = 79.731 \cdot cm$
Ancho del patín	Módulo de sección plástico	Area del alma
$bf_v = 29.21 \cdot cm$	$Z_{x_v} = 7652.759 \cdot cm^3$ $Z_{y_v} = 975.03 \cdot cm^3$	$Aa_v = 123.858 \cdot cm^2$
Espesor del Patín	Radios de giro	
$tf_v = 2.172 \cdot cm$	$rx_v = 33.528 \cdot cm$ $ry_v = 6.071 \cdot cm$	

4) Revisión de las vigas

Revisión de los elementos

Patines	"Tipo 1" if $\frac{bf_v}{2 \cdot tf_v} < 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	= "Tipo 1"
	"Tipo 2" if $0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{bf_v}{2 \cdot tf_v} < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	
	"Tipo 3" if $0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{bf_v}{2 \cdot tf_v} < 0.58 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	
Alma	"Tipo 1" if $\frac{h_v}{tw_v} < 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	= "Tipo 1"
	"Tipo 2" if $2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h_v}{tw_v} < 3.75 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	
	"Tipo 3" if $3.75 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h_v}{tw_v} < 5.6 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	

Cálculo de la resistencia a flexión

Cálculo de L_u (longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p)

Coefficiente de variación del momento flexionante $C_v := 1$

Coefficiente X_u

$$X_{uv} := 4.293 \cdot C_v \cdot \frac{Z_{xv} \cdot F_y}{G \cdot J_v} \cdot \sqrt{\frac{C_{wv}}{I_{yv}}} = 19.652$$

Coefficiente X_r

$$X_{rv} := \frac{4}{3} \cdot C_v \cdot \frac{Z_{xv} \cdot F_y}{G \cdot J_v} \cdot \sqrt{\frac{C_{wv}}{I_{yv}}} = 6.103$$

Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión

$$L_{rv} := \frac{\sqrt{2 \cdot \pi}}{X_{rv}} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_{wv}}{G \cdot J_v}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_{rv}^2}} = 395.264 \cdot \text{cm}$$

Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico

$$L_{uv} := \frac{\sqrt{2 \cdot \pi}}{X_{uv}} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_{wv}}{G \cdot J_v}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_{uv}^2}} = 208.257 \cdot \text{cm}$$

CAPITULO 5

Momento demandado

$$M_{rV} := \begin{cases} F_{ye} \cdot Z_{xV} & \text{if } L_V \leq L_{uV} \\ \min \left[1.15 \cdot Z_{xV} \cdot F_{ye} \cdot \left[1 - \frac{0.28 \cdot Z_{xV} \cdot F_{ye}}{\frac{\pi}{C_V \cdot L_V} \cdot \sqrt{E \cdot I_{yV} \cdot G \cdot J_V + \left(\pi \cdot \frac{E^2}{L_V} \right) \cdot I_{yV} \cdot C_{wV}}} \right], Z_{xV} \cdot F_{ye} \right] & \text{if } L_{uV} < L_V \leq L_{rV} \\ \frac{\pi}{C_V \cdot L_V} \cdot \sqrt{E \cdot I_{yV} \cdot G \cdot J_V + \left(\pi \cdot \frac{E^2}{L_V} \right) \cdot I_{yV} \cdot C_{wV}} & \text{if } L_V > L_{rV} \end{cases} \quad M_{rV} = 295.894 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la resistencia a corte

$$Ati_V := \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{h_V}{tw_V} < 260 = 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Separación entre atizadores transversales

$$\alpha_V := \begin{cases} 0 \cdot \text{cm} & \text{if } Ati_V = 0 = 0 \cdot \text{cm} \\ \min \left[3 \cdot h_V, \left(\frac{h_V}{tw_V} \right)^2 \cdot \text{cm} \right] & \text{if } Ati_V = 1 \end{cases}$$

Coefficiente que interviene en el cálculo de la resistencia al cortante de almas de vigas

$$k_V := \begin{cases} 5 & \text{if } Ati_V = 0 = 5 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{\alpha_V}{h_V} \right)^2} & \text{if } Ati_V = 1 \end{cases}$$

$$V_{ncV} := \begin{cases} \frac{0.65 \cdot \sqrt{E \cdot F_{ye} \cdot k_V}}{\frac{h_V}{tw_V}} \cdot A_{aV} & \text{if } Ati_V = 0 \\ \left[\frac{\sqrt{E \cdot F_{ye} \cdot k_V}}{\left(\frac{h_V}{tw_V} \right)} \left[1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + \left(\frac{\alpha_V}{h_V} \right)^2}} \right] + \frac{\sqrt{E \cdot F_{ye} \cdot k_V}}{\sqrt{1 + \left(\frac{\alpha_V}{h_V} \right)^2}} \right] \cdot A_{aV} & \text{if } Ati_V = 1 \end{cases}$$

CONCLUSIONES

$$Vnd_v := \begin{cases} \frac{0.905 \cdot E \cdot k_v}{\left(\frac{h_v}{tw_v}\right)^2} \cdot Aa_v & \text{if } Ati_v = 0 \\ \left[\frac{0.905 \cdot E \cdot k_v}{\left(\frac{h_v}{tw_v}\right)^2} \left[1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + \left(\frac{\alpha_v}{h_v}\right)^2}} \right] + \frac{0.50 \cdot F_{ye}}{\sqrt{1 + \left(\frac{\alpha_v}{h_v}\right)^2}} \right] \cdot Aa_v & \text{if } Ati_v = 1 \end{cases}$$

Resistencia nominal al cortante

$$Vn_v := \begin{cases} (0.66 \cdot F_{ye} \cdot Aa_v) & \text{if } \frac{h_v}{tw_v} \leq 0.98 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_{ye}}} & = 390.342 \cdot \text{ton} \\ \frac{0.65 \cdot \sqrt{E \cdot F_{ye} \cdot k_v}}{\frac{h_v}{tw_v}} \cdot Aa_v & \text{if } 0.98 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_{ye}}} < \frac{h_v}{tw_v} \leq 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_{ye}}} \\ Vnc_v & \text{if } 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_{ye}}} < \frac{h_v}{tw_v} \leq 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_{ye}}} \\ Vnd_v & \text{if } 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_{ye}}} > \frac{h_v}{tw_v} \end{cases}$$

Revisión de la condición a flexión y corte combinados Para vigas con el alma no reforzada

Viga 1 $MC := \frac{Mu_v}{M_{Rv}} + \frac{Vu_v}{Vn_v} = 0.337$

$$FLEXOCORTANE1 := \begin{cases} \text{"La Viga 1 es adecuada a flexión y corte combinados"} & \text{if } \frac{Mu_v}{M_{Rv}} + \frac{Vu_v}{Vn_v} \leq 1 \\ \text{"La Viga 1 no es adecuada para flexión y corte combinados"} & \text{if } \frac{Mu_v}{M_{Rv}} + \frac{Vu_v}{Vn_v} > 1 \end{cases}$$

FLEXOCORTANE1 = "La Viga 1 es adecuada a flexión y corte combinados"

Viga 2 $MC2 := \frac{Mu_{v2}}{M_{Rv}} + \frac{Vu_{v2}}{Vn_v} = 0.341$

$$FLEXOCORTANE2 := \begin{cases} \text{"La Viga 2 es adecuada a flexión y corte combinados"} & \text{if } \frac{Mu_v}{M_{Rv}} + \frac{Vu_v}{Vn_v} \leq 1 \\ \text{"La Viga 2 no es adecuada para flexión y corte combinados"} & \text{if } \frac{Mu_v}{M_{Rv}} + \frac{Vu_v}{Vn_v} > 1 \end{cases}$$

FLEXOCORTANE1 = "La Viga 1 es adecuada a flexión y corte combinados"

CAPITULO 5

5) DISEÑO DE COLUMNAS

Procedimiento general

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación.

$$\Sigma M_e \geq 1.25 \cdot \Sigma M_g$$

ΣM_e = sumatoria al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo

ΣM_g = sumatoria al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Tomando en cuenta que el momento máximo que aportan las vigas se da cuando éstas se han plastificado totalmente, en el caso del nudo central.

Número de vigas en el nudo. $N_v := 2$

Factor de resistencia a compresión $Fr := 0.8$

Momento Plástico de las vigas $Ma := F_{ye} \cdot Z_{xv} = 295.894 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

$$M_e := N_v \cdot Ma = 591.788 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$P_u = \frac{P_0}{3}$$

$$P_0 = Fr \cdot (A_s \cdot f_y + f''c \cdot A_g)$$

Cuantiás de acero

Cuantiá mínima

$$\rho_{\min} := \frac{20 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{F_y} = 0.005$$

Cuantiá máxima

$$\rho_{\max} := \frac{4}{100} = 0.04$$

$$\rho_b := 0.35 \cdot \rho_{\max} = 0.014$$

Cuantiá seleccionada con fines constructivos y evitar el congestionamiento del acero

$$\rho := \begin{cases} \rho_b & \text{if } \rho_{\min} \leq \rho_b \leq \rho_{\max} \\ \rho_{\min} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.014$$

CONCLUSIONES

Dimensionado

Conveniente de ser posible, mantener para fomentar comportamiento dúctil.

$$A_g := 1 \cdot \text{cm}^2$$

Dado

$$P_{u_c} = \frac{F_r}{3} \cdot [\rho(A_g)(F_y) + f'_c \cdot (A_g)]$$

$$\text{Find}(A_g) = 11863.882 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_g := 11863.882 \cdot \text{cm}^2$$

$$C_c := \sqrt{A_g} = 108.921 \cdot \text{cm}$$

Peralte total de la columna en la dirección del análisis $h := 110 \cdot \text{cm}$

Peralte total de la columna en la dirección del análisis $b := 110 \cdot \text{cm}$

Recubrimiento de las barras. $r := 5 \cdot \text{cm}$

Peralte efectivo de la columna en la dirección del análisis

$$h_c := h - 2 \cdot r = 100 \cdot \text{cm}$$

Base efectiva de la columna en la dirección del análisis

$$b_c := b - 2 \cdot r = 100 \cdot \text{cm}$$

Altura de la columna

$$H := 4.5 \cdot \text{m}$$

Área gruesa de la columna

$$A_g := b \cdot h = 12100 \cdot \text{cm}^2$$

"Se trata de un elemento a flexocompresión" if $P_{u_c} \geq \frac{A_g \cdot f_{cr}}{10}$ = "Se trata de un elemento a flexocompresión"

"No es un elemento a flexocompresión" otherwise

CAPITULO 5

Área de la columna.

$$A_c := h_c \cdot b_c = 10000 \cdot \text{cm}^2$$

Refuerzo longitudinal.

$$A_a := \rho \cdot (A_c) = 140 \cdot \text{cm}^2$$

Barras perimetrales del número $B_a := 10$

Número de barras de acero requeridas en la columna de concreto.

$$N_{b_c} := \frac{A_a}{abc} = 17.683$$

Número de barras de acero por lado propuestas para la columna de concreto

$$N_{b_c} := 6$$

Área de acero en la columna de concreto

$$A_{s_c} := 4 \cdot N_{b_c} \cdot abc = 190.015 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_b := \frac{A_{s_c}}{A_c} = 0.019$$

"Cuantia de acero adecuada" if $\rho \leq \rho_b \leq \rho_{\max}$ = "Cuantia de acero adecuada"
"La cuantia no es adecuada" otherwise

Refuerzo transversal en la zona critica.

Estribos del número

$$E_s := 4$$

La zona critica en la columna se ubica a una distancia h_e de cada extremo

$$h_e := \max \left[b, \frac{(H - d_v)}{6}, 60 \cdot \text{cm} \right] = 110 \cdot \text{cm}$$

Separación de los estribos minima en zona critica

$$s_1 := \min \left(\frac{b}{4}, 6 \cdot \phi_c, 10 \cdot \text{cm} \right) = 10 \cdot \text{cm}$$

CONCLUSIONES

Separación de los estribos en el resto de la columna

$$s_w := \min\left(\frac{bf_v}{2}, \frac{850 \cdot \phi_c}{\sqrt{Fy}} \cdot \frac{\text{kgf}^{.5}}{\text{cm}}, 48 \cdot \phi_e\right) = 14.605 \cdot \text{cm} \quad s_2 := 5 \cdot \text{in} = 12.7 \cdot \text{cm}$$

Área requerida de los estribos requeridos por confinamiento.

$$A_{sh} := \max\left[0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{fcr}{Fy_{es}} \cdot s_1 \cdot b_c, 0.09 \cdot \frac{fcr}{Fy_{es}} \cdot s_1 \cdot b_c\right] = 4.882 \cdot \text{cm}^2$$

"Barra adecuada para Estribos" if $es \cdot Fy_{es} \geq 0.06 \cdot Fy \cdot abc$ = "Barra adecuada para Estribos"
"Se necesita otra barra" otherwise

Número de ramas de acero requeridas en la columna de concreto

$$N_{br_{es}} := \frac{A_{sh}}{es} = 3.9$$

Número de barras de acero por lado propuestas para la columna de concreto

$$Nre := 4$$

Área de acero en la columna de concreto

$$Ase := Nre \cdot es = 5.067 \cdot \text{cm}^2$$

"El área de los estribos es adecuada" if $A_{sh} \leq Ase$ = "El área de los estribos es adecuada"
"El área de los estribos no es adecuada" otherwise

Carga máxima axial.

Factor de reducción de resistencia para cortante.

$$Fr_c := 0.8$$

Fuerza axial de diseño.

$$Pu := Fr_c \cdot (Ag \cdot f''c + As_c \cdot Fy) = 2251.939 \cdot \text{ton}$$

Requisito para flexocompresión

$$P_{fl} := Fr_c \cdot \left(Ag \cdot f''c + 2000 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2} \cdot As_c \right) = 1917.512 \cdot \text{ton}$$

CAPITULO 5

Cortante.

Longitud de la viga

$$H_n := L_{t_v} - h_v = 720.269 \cdot \text{cm}$$

Cortante real en la columna

$$V_c := \frac{M_a + M_b}{H_n} = 82.162 \cdot \text{ton}$$

Factor geométrico de corte

$$F_a := \begin{cases} 1 & \text{if } b < 70 \cdot \text{cm} \\ \left[1 - 0.0004 \cdot \left(\frac{b - 70 \cdot \text{cm}}{\text{cm}} \right) \right] & \text{if } \begin{cases} b < 70 \cdot \text{cm} \\ 1 - 0.0004 \cdot \left(\frac{b - 70 \cdot \text{cm}}{\text{cm}} \right) > 0.8 \end{cases} \\ 0.8 & \text{if } 1 - 0.0004 \cdot \left(\frac{b - 70 \cdot \text{cm}}{\text{cm}} \right) < 0.8 \end{cases} = 0.984$$

$$\alpha_c := \begin{cases} 0.2 & \text{if } \rho_b = 0 \\ 0.2 + \frac{(0.5 - 0.2)}{0.01} \cdot \rho_b & \text{if } 0 < \rho_b < 0.015 \\ 0.5 & \text{if } \rho_b > 0.015 \end{cases} = 0.62$$

Contribución del concreto a la resistencia

$$V_{cr} := \begin{cases} 0 & \text{if } \begin{cases} V_c \leq V_{u_v} \\ P_{u_c} \leq \frac{A_g \cdot f_{cr}}{20} \end{cases} \\ F_r \cdot F_a \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{f_{cr}} \cdot h \cdot b_c \cdot \frac{\text{kgf}^{.5}}{\text{cm}} & \text{else} \end{cases} = 84.887 \cdot \text{ton}$$

Factor de cortante en columnas debido a la flexocompresión

$$F_{flxc} := \begin{cases} 1 + 0.007 \cdot \frac{P_{u_c} \cdot \text{cm}^2}{A_g \cdot \text{kgf}} & \text{if } P_{u_c} < P_{fl} = 1.427 \\ 1 - \frac{P_{u_c}}{P_{fl}} & \text{if } P_{fl} \leq P_{u_c} < P_u \\ 0 & \text{if } P_{u_c} \geq P_u \end{cases}$$

CONCLUSIONES

En Marcos dúctiles donde $V_{cr}=0$, No se permite que V_u sea superior a :

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Vc no es superior"} \quad \text{if } 2 \cdot F_r \cdot b_c \cdot h_c \cdot \sqrt{f_{xc}} \cdot \frac{\text{kgf}^5}{\text{cm}} > V_c = \text{"Vc no es superior"} \\ \text{"Vc es superior"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

Cortante resistente del concreto.

$$V_{rc} := F_{flxc} \cdot V_{cr} = 121.141 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistido por el acero en la zona crítica.

$$V_{s_c} := \frac{F_{rc} \cdot A_{se} \cdot F_{y_{es}} \cdot h_c}{s_1} = 186.833 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistente de la sección en la zona crítica

$$V_{r_{zc}} := V_{rc} + V_{s_c} = 307.974 \cdot \text{ton}$$

Factor de seguridad a corte en zona crítica.

$$FS_{Czc} := \frac{V_{r_{zc}}}{V_{u_v}} = 9.4$$

Cortante resistente del acero en el resto de la sección

$$V_{s_a} := \frac{F_{rc} \cdot A_{se} \cdot F_{y_{es}} \cdot h_c}{s_2} = 147.113 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistente en el resto de la sección

$$V_r := V_{rc} + V_{s_a} = 268.254 \cdot \text{ton}$$

Factor de seguridad

$$FS_{CC} := \frac{V_r}{V_{u_v}} = 8.2$$

Requisitos Geometricos.

a) La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 30 cm

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } b \geq 30 \cdot \text{cm} = \text{"Cumple"} \\ \text{"No Cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

b) La relación entre el ancho mayor de la columna y el ancho menor de la columna será mayor que 0.4

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } \frac{h}{b} \geq 0.4 = \text{"Cumple"} \\ \text{"No Cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

c) La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } \frac{h}{b} \leq 4 = \text{"Cumple"} \\ \text{"No cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

CAPITULO 5

En Marcos dúctiles donde $V_{cr}=0$, No se permite que V_u sea superior a :

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Vc no es superior"} \quad \text{if } 2 \cdot F_r \cdot b_c \cdot h_c \cdot \sqrt{f_{xc}} \cdot \frac{\text{kgf}^5}{\text{cm}} > V_c \quad = \text{"Vc no es superior"} \\ \text{"Vc es superior"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

Cortante resistente del concreto.

$$V_{rc} := F_{flxc} \cdot V_{cr} = 121.141 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistido por el acero en la zona critica.

$$V_{s_c} := \frac{F_{r_c} \cdot A_{se} \cdot F_{y_{es}} \cdot h_c}{s_1} = 186.833 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistente de la sección en la zona critica

$$V_{r_{zc}} := V_{rc} + V_{s_c} = 307.974 \cdot \text{ton}$$

Factor de seguridad a corte en zona critica.

$$FS_{Czc} := \frac{V_{r_{zc}}}{V_{u_v}} = 9.4$$

Cortante resistente del acero en el resto de la seccion

$$V_{s_a} := \frac{F_{r_c} \cdot A_{se} \cdot F_{y_{es}} \cdot h_c}{s_2} = 147.113 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistente en el resto de la seccion

$$V_r := V_{rc} + V_{s_a} = 268.254 \cdot \text{ton}$$

Factor de seguridad

$$FS_{CC} := \frac{V_r}{V_{u_v}} = 8.2$$

Requisitos Geométricas.

a) La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 30 cm

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } b \geq 30 \cdot \text{cm} \quad = \text{"Cumple"} \\ \text{"No Cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

b) La relación entre el ancho mayor de la columna y el ancho menor de la columna será mayor que 0.4

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } \frac{h}{b} \geq 0.4 \quad = \text{"Cumple"} \\ \text{"No Cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

c) La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } \frac{h}{b} \leq 4 \quad = \text{"Cumple"} \\ \text{"No cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

d) El area gruesa debe ser mayor o igual a

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } A_g \geq \frac{P_{uc}}{0.5 \cdot f_{cr}} = \text{"Cumple"} \\ \text{"No Cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

e) La relación entre la altural libre de la columna y el ancho menor de la columna será menor que 15

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } \frac{H - d_v}{b} \leq 15 = \text{"Cumple"} \\ \text{"No Cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

6) Zona nodal

Esfuerzo de compresión del concreto	$f'_c := 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Momento máximo en vigas de acero (M_p)	$M_v := M_a = 295.894 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$
Número de vigas en el nodo.	$N_v := 2$
Momento resistente de las columnas	$M_c := 468.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$
Número de columnas en el nodo	$N_c := 2$
Peralte de la viga de acero en la zona nodal	$d := d_v$
Peralte de la columna de concreto en la zona nodal	h
Ancho de la columna de concreto en la zona nodal	b
Cortante efectivo en vigas	$V_v := \frac{(V_{u_v} + V_{u_v2})}{2} + V_c = 115.057 \cdot \text{ton}$
Cortante en columnas	$V_c := \frac{(V_{x_c2} + V_{x_c})}{2} = 57.663 \cdot \text{ton}$

CAPITULO 5

La relación entre de aspectos entre vigas de acero y columnas de concreto

$$\left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \quad \text{if } 0.75 \leq \frac{h}{d} \leq 2 \quad = \text{"Cumple"} \\ \text{"No Cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

Sumatoria de momentos en las vigas de acero en la zona nodal

$$\Sigma M_g := N_v \cdot M_v + V_v \cdot h - V_c \cdot d = 649.274 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos en columnas de concreto en la zona nodal

$$\Sigma M_c := N_c \cdot M_c = 937.4 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación.

$$\Sigma M_c \geq 1.25 \cdot \Sigma M_g \qquad \frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_g} = 1.444$$

Ancho efectivo del nodo.

(existen placas FBP y BP)

Largo de las placas BP $x := h$

Ancho de las placas BP $y := \frac{d_v}{2}$ $b_p := \frac{d_v}{2} = 0.42 \text{ m}$

Altura efectiva de las FBP o BP $d_o := 0.25 \cdot \frac{d_v}{2}$

Ancho del patin de la viga $b_f := b_{fv} = 29.21 \cdot \text{cm}$

Ancho interior del panel $b_i := b_f$

Ancho medio de la zona de panel $b_m := \min \left(\frac{b_f + b}{2}, b_f + h, 1.75 \cdot b_f \right) = 51.117 \cdot \text{cm}$

CONCLUSIONES

Relación de forma de placas BP, ancho del patin de la viga de acero y el peralte de la columna de concreto.

$$C := \begin{pmatrix} x \\ h \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} -y \\ b_f \end{pmatrix} = 1.439$$

Ancho exterior del panel

$$b_o := \min[C \cdot (b_m - b_i), 2 \cdot d_o] = 21.018 \cdot \text{cm}$$

Ancho efectivo del panel

$$b_j := b_i + b_o = 50.228 \cdot \text{cm}$$

Apoyo vertical

Se debe cumplir la siguiente desigualdad

$$\Sigma M_c + 0.35 \cdot h \cdot \Delta V_v \leq \phi \cdot [0.7 \cdot h \cdot C_{cn} + h_{vr} \cdot (\Sigma T_C)]$$

Resistencia nominal del apoyo del concreto

$$C_{cn} := 0.6 f'_c \cdot h \cdot b_j = 828.77 \cdot \text{ton}$$

Incremento de la fuerza cortante

$$\Delta V_v := V_{u_{v2}} - V_{u_v} = 0 \cdot \text{kgf}$$

Fuerza nominal de tensión del refuerzo vertical

$$T_{vrn} := N_{bc} \cdot a_{bc} \cdot F_y = 199.516 \cdot \text{ton}$$

Profundidad del bloque equivalente de compresión

$$a := \frac{T_{vrn}}{f'_c \cdot 0.85 \cdot b} = 8.535 \cdot \text{cm}$$

Fuerza nominal del concreto del refuerzo vertical

$$C_{vrn} := 0.85 a \cdot b \cdot f'_c = 199.516 \cdot \text{ton}$$

Limite de la contribución del refuerzo vertical

$$\Sigma T_C := \min(T_{vrn} + C_{vrn}, 0.3 \cdot f'_c \cdot b_j \cdot h)$$

Factor de reducción

$$\phi := 0.9$$

CAPITULO 5

Separación entre los barras longitudinales

$$h_{vr} := b_c$$

Apoyo vertical

$$\left| \begin{array}{l} \text{"adecuado"} \quad \text{if } \Sigma M_c + 0.35 \cdot h \cdot \Delta V_v \leq \phi \cdot [0.8 \cdot h \cdot C_{cn} + h_{vr} \cdot (\Sigma TC)] \quad = \text{"adecuado"} \\ \text{"No es adecuado"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

Cortante en el nodo

$$K := \frac{1}{\phi \cdot 2 \cdot f'c \cdot b_j} \cdot \left[\Sigma M_c + \Delta V_v \cdot \frac{h}{2} - \phi \cdot [h_{vr} \cdot (\Sigma TC)] \right] = 2.558 \times 10^3 \cdot \text{cm}^2$$

$$a_c := \min \left[\frac{h}{2} - \sqrt{\left(\frac{h}{2} \right)^2 - K}, 0.3 \cdot h \right] = 33 \cdot \text{cm}$$

$$C_c := 2 \cdot f'c \cdot b_j \cdot a_c = 828.77 \cdot \text{ton}$$

$$jh := \max \left[\left[\frac{\Sigma M_c}{\phi \cdot (T_{vrn} + C_{vrn} + C_c) - \frac{\Delta V_v}{2}} \right], 0.7 \cdot h \right] = 84.831 \cdot \text{cm}$$

Cortante resistente del concreto.

$$V_{rc} = 121.141 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistido por el acero en la zona critica.

$$V_{s_{av}} := \frac{F_r \cdot A_{se} \cdot F_{y_{es}} \cdot h_c}{s_1} = 186.833 \cdot \text{ton}$$

Área de acero minima

$$A_{sh} := 0.004 \cdot b \cdot s_1 = 4.4 \cdot \text{cm}^2$$

Área de acero de estribos

$$A_{se} = 5.067 \cdot \text{cm}^2$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"adecuado"} \quad \text{if } A_{sh} \leq A_{se} \quad = \text{"adecuado"} \\ \text{"No es adecuado"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

CONCLUSIONES

Espesor de la placas FBP

$$t_p := \frac{4}{4} \cdot 2.54 \cdot \text{cm} = 2.54 \cdot \text{cm}$$

Ancho efectivo de la placa de soporte

$$b_p := \min(b_f + 5 \cdot t_p, 1.5 \cdot b_f) = 41.91 \cdot \text{cm}$$

Espesor tp adecuado si

$$\left| \begin{array}{l} \text{"adecuado"} \quad \text{if} \quad \left[\begin{array}{l} \frac{b_p}{22} \\ \frac{(b_p - b_f)}{5} \end{array} \right] \leq t_p \\ \text{"No es adecuado"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. = \text{"adecuado"}$$

$$t_p := \frac{b_p}{22} = 1.905 \cdot \text{cm}$$

$$t_p := \frac{(b_p - b_f)}{5} = 2.54 \cdot \text{cm}$$

Los patines son capaces de resistir la flexión transversal debido al cortante

$$t_{fv} \geq 0.3 \cdot \sqrt{\frac{(b_f \cdot t_w \cdot F_y)}{h \cdot F_y}} \cdot \text{cm}^{0.5}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{Espesor de patines} \\ \text{"adecuado"} \quad \text{if} \quad t_{fv} \geq 0.3 \cdot \sqrt{\frac{(b_f \cdot t_w \cdot F_y)}{h \cdot F_y}} \cdot \text{cm}^{0.5} \\ \text{"No es adecuado"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. = \text{"adecuado"}$$

$$t_{fv} = 2.172 \cdot \text{cm} \qquad 0.3 \cdot \sqrt{\frac{(b_f \cdot t_w \cdot F_y)}{h \cdot F_y}} \cdot \text{cm}^{0.5} = 0.188 \cdot \text{cm}$$

Esfuerzo de fluencia de las Placas FBP

$$F_{y36} := 2530 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

CAPITULO 5

Cortante resistente de la sección en la zona crítica

$$V_{r_{zc}} := \min \left(V_{rc} + V_{s_c}, 5.5 \cdot b_p \cdot h \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf} \cdot \text{cm}^5}{\text{cm}} \right) = 307.974 \cdot \text{ton}$$

Espesor del acero en la zona del panel

$$t_{sp} := t_{w_v} = 1.473 \cdot \text{cm}$$

Cortante por el acero en la zona de panel

$$V_{sn} := 0.6 \cdot F_{ye} \cdot t_{sp} \cdot j_h = 289.925 \cdot \text{ton}$$

Cortante por el puntal del concreto

$$V_{csn} := \min \left(5.5 \cdot b_p \cdot h \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf} \cdot \text{cm}^5}{\text{cm}}, 0.5 \cdot b_p \cdot h \cdot f'_c \right) = 400.906 \cdot \text{ton}$$

Espesor de las placas FBP es adecuado para tomar el cortante V_{csn}

$$\left| \begin{array}{l} \text{"adecuado"} \quad \text{if } t_p \geq 0.2 \cdot \sqrt{\frac{V_{csn} \cdot b_p}{F_{y36} \cdot d}} \\ \text{"No es adecuado"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. = \text{"adecuado"}$$

$$t_{p2} := 0.2 \cdot \sqrt{\frac{V_{csn} \cdot b_p}{F_{y36} \cdot d}} = 1.778 \cdot \text{cm}$$

Espesor mínimo de las BP

$$t_{fe} := 0.12 \cdot \sqrt{\frac{V_{r_{zc}} \cdot b_p}{d_o \cdot F_{y36}}} = 2.648 \cdot \text{cm}$$

Cortante resistente en el nodo es adecuado si

$$\Sigma M_c - V_v \cdot j_h \leq \phi \cdot [V_{sn} \cdot d_f + 0.8 V_{csn} \cdot d_v + V_{r_{zc}} \cdot (d_v + d_o)]$$

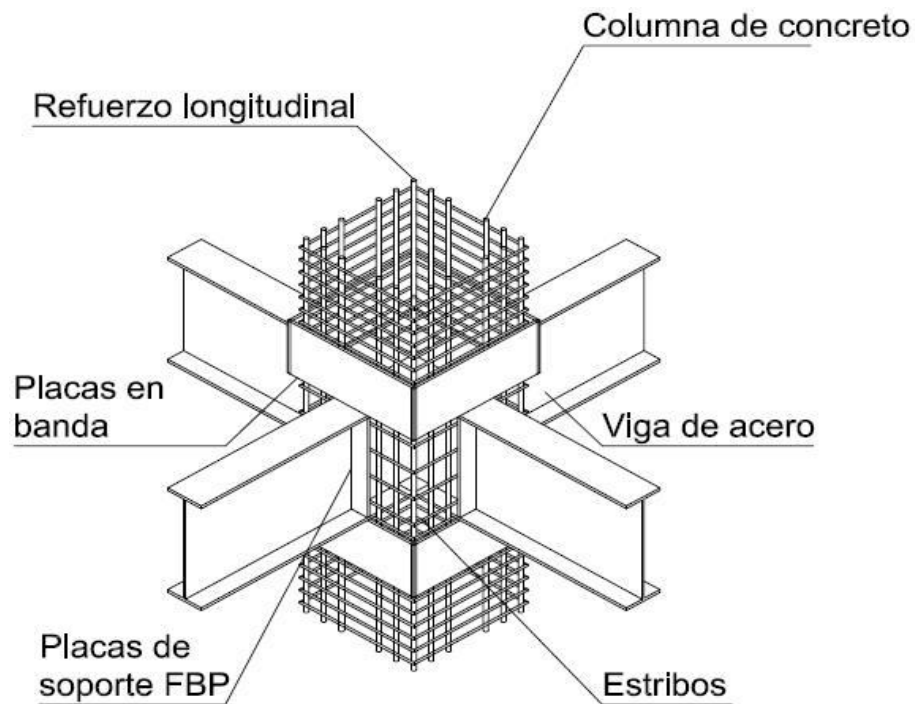
Distancia centro a centro de los patines de la viga

$$d_f := d_v - \frac{t_{f_v}}{2} = 82.988 \cdot \text{cm}$$

CONCLUSIONES

"adecuado" if $\Sigma M_c - Vv \cdot jh \leq \phi \cdot [Vsn \cdot df + 0.8Vcsn \cdot d_v + Vr_{zc} \cdot (d_v + d_o)]$ = "No es adecuado"
"No es adecuado" otherwise

$$\Sigma M_c - Vv \cdot jh = 839.796 \text{ m} \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot [Vsn \cdot df + 0.8Vcsn \cdot d_v + Vr_{zc} \cdot (d_v + d_o)] = 721.387 \text{ m} \cdot \text{ton}$$



Anexo 1 Especificaciones para sismo del AISC 2010 (Seismic Provisions).

El Capítulo G de las especificaciones para sismo del AISC (seismic provisions) proporciona las bases para el diseño, los requisitos para el análisis y para los miembros y conexiones de marcos compuestos resistentes a momento.

El capítulo G de las Seismic provision está organizado de la siguiente manera:

G1. Marcos Rígidos Ordinarios Compuestos (C-OMF).

G2. Marcos Rígidos Intermedio Compuesto (C-IMF).

G3. Marcos Rígidos Especiales Compuestos (C-SMF).

G4. Marcos Rígidos Parcialmente Restringidos Compuestos (C-PRMF).

Los requisitos de este capítulo son adicionales a las exigidas por las especificaciones y el código de construcción aplicable. (En el caso del Reglamento de Construcciones y las NTC).

Tabla A1-0-1

Clasificación	Descripción	Categoría sísmica	Capacidad de deformación.
C-OMF (G1)	Marcos rígidos con conexiones totalmente restringidas (FR), que consisten de columnas de concreto reforzado o compuestas, (acero, concreto armado con revestimiento, con vigas mixtas). Es aplicable a Los C-OMF diseñados y detallado con la especificación del ASCE/SEI 7 (2010) y el ACI 318 (ACI, 2008), excepto el capítulo 2.1. Los valores del coeficiente modificado de respuesta sísmica R (Coeficiente modificado de respuesta sísmica) y el coeficiente de relación de rigidez relativa y la curva de esfuerzo C_d (Coeficiente de rigidez relativa y la curvatura de refuerzo) se eligen adecuadamente.	Limita las categorías A y B de diseño sísmico	De acuerdo con estas disposiciones se espera que proporcionen una capacidad mínima de deformación inelástica en sus miembros y conexiones. Esto está en contraste con los marcos rígidos ordinarios de acero, que están permitidos en categorías superiores de diseño sísmico
C-IMF (G2)	La cual es aplicable a los marcos rígidos con conexiones totalmente restringidas (FR), que consisten en columnas de concreto reforzado y compuestas o estructuras de acero, concreto armado con revestimiento o vigas mixtas o compuestas, son comparables con Marcos Rígidos de concreto reforzado intermedios. El diseño de las UVC, con placas de continuidad y los diafragmas deberán proporcionar la fluencia requerido por la Sección G2.6b, y demostrar esta conformidad como lo requiere la Sección G2.6c La conexión C-IMF se basa en un diseño probado con un ángulo de distorsión de entrepiso de $0.02rad$.	Categorías de diseño sísmico C o menor	Se espera que proporcionen una capacidad limitada de deformación inelástica, fluyendo a flexión las vigas y columnas y de fluencia a corte de las columnas en la zona del panel. Esto está en contraste con los marcos a momento intermedio de acero, que están permitidos en categorías superiores de diseño sísmico.
C-SMF (G3)	Esta sección es aplicable a los marcos rígidos con conexiones totalmente restringidas (FR), que consisten en columnas de concreto reforzadas o compuestas o estructuras de acero, concreto armado con revestimiento o vigas mixtas o compuestas Para el diseño de las UVC, placas de continuidad y los diafragmas deberán proporcionar la fluencia requerido por la Sección G3.6b, y demostrar esta conformidad como lo requiere la Sección G3.6c. Las conexiones de estos marcos	categorías D y superiores	La cual pretende limitar la mayoría de la deformación inelástica a las vigas y las bases de las columnas. Puesto que el comportamiento inelástico de C-SMF es comparable a la del acero o de concreto armado SMF, los valores de R

	<p>están obligadas a ser calificadas sobre pruebas que demuestren que la conexión puede mantener un ángulo de distorsión de entrepiso de al menos 0.04 rad basado en un protocolo de carga especificado, la configuración de las conexiones en la estructura prototipo deben ser compatibles con las configuraciones probadas. De manera similar, los procedimientos de diseño utilizados en las conexiones del prototipo deben ser compatibles con las configuraciones probadas. Otras disposiciones están destinadas a limitar o evitar la excesiva distorsión de la UVC, la falla de las placas de conectividad o diafragmas, la articulación de la columna, y el pandeo local pueden llevar a un desempeño inadecuado y pesar en el rendimiento de la conexión.</p> <p>Excepto en los casos que sean permitidos, las columnas deberán estar diseñados para ser generalmente más fuertes que las vigas totalmente plastificada y con endurecimiento por deformación a tensión. La fluencia a flexión en la base de las columnas está permitida.</p>		<p>y C_d son los mismos que para dichos sistemas</p> <p>En general C-SMF se espera que experimente importantes deformaciones inelásticas durante un evento sísmico de gran tamaño. Se prevé que la mayor parte de la deformación inelástica se llevará a cabo como en rotación de articulaciones plásticas en las vigas con deformación inelástica limitada en la UVC de la columna</p>
C-PRMF (G4)	<p>La cual es aplicable a los marcos rígidos, que consisten en columnas de acero estructural y vigas mixtas que están conectados con conexiones de momento parcialmente restringido (PR) el diseño de conexiones de vigas a las columnas se basará en las pruebas de conexión que proporcionan comportamiento requerido por la Sección G4.6c, y demostrar esta conformidad como lo requiere por G4.6d Sección.</p>		<p>Se espera que proporcionen una importante capacidad de deformación inelástica, a través de la fluencia de los componentes dúctiles de las conexiones viga columna a momento, se permite la fluencia en otros lugares, como la flexión en la base de las columnas</p>

Clasificación	Análisis	Requisitos del sistema
C-OMF (G1)	No existen requisitos de análisis adicionales.	No hay requisitos adicionales del sistema
C-IMF (G2)	No existen requisitos de análisis adicionales.	<p>Las vigas se estabilizarán con contravientos para satisfacer los requisitos para los miembros moderadamente dúctiles (Sección D1.2a), la cual indica:</p> <p>El apoyo para la viga debe satisfacer los siguientes requisitos:</p> <ol style="list-style-type: none"> Ambos patines de la viga deben contar con contraventeo lateral o contra pando torsionante. Refuerzo de pandeo lateral deberá cumplir con los requisitos del Apéndice 6 del AISC, para soporte lateral o torsional de las vigas, la resistencia requerida a la flexión de los miembros serán los siguientes: $M_r = R_y F_y Z \text{ (LRFD)} \quad (A1.1)$ <p>Dónde:</p> $R_y = \text{Relación de la tensión de fluencia esperada a la tensión mínima de fluencia especificada.}$ $Z = \text{Módulo de sección plástico, in}^3 \text{ (mm}^3\text{).}$ Vigas contraventeadas tendrá una distancia máxima de: $L_b = 0.17 r_y E / F_y \quad (A1.2)$ <p>Además, a menos que se indique lo contrario mediante pruebas, los apoyos laterales en las vigas se colocarán cerca de las fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal, y otros lugares donde el análisis indica que una articulación plástica se formará durante deformaciones inelásticas.</p> <p>Para las vigas de acero estructural, los refuerzos deberán cumplir los siguientes requisitos(Sección D1.2c)::</p> <ol style="list-style-type: none"> Ambos patines de la viga deben contar con contraventeo lateral o contra pando torsionante. La resistencia requerida de soporte lateral de cada patín previsto junto a las articulaciones será: $P_u = 0.06 R_y F_y Z / h_o \text{ (LRFD)} \quad (A1.3)$ <p>Dónde:</p>

		<p>h_o = distancia entre los centroides de los patines.</p> <p>La resistencia requerida para el pandeo torsional junto la articulación plástica será:</p> $M_u = 0.06R_yF_yZ \text{ (LRFD)} \quad (A1.4)$ <p>C. La rigidez de refuerzo requerida deberá cumplir con los requisitos del Apéndice 6 del AISC con $C_d = 1.0$ y dónde la resistencia a la flexión esperada de la viga será:</p> $M_r = M_u = R_yF_yZ \text{ (LRFD)} \quad (A1.5)$
<p>C-SMF (G3)</p>	<p>No existen requisitos de análisis adicionales.</p>	<p>Momento Relación: La siguiente relación se cumple en las conexiones viga-columna:</p> $\frac{\sum M^*_{pcc}}{\sum M^*_{p.exp}} > 1.0 \quad (A1.6)$ <p>Dónde:</p> <p>$\sum M^*_{pcc}$ = Suma de los momentos de las columnas por encima y por debajo de la articulación en la intersección de la viga y la columna Kip-in (N-mm). se determina mediante la suma nominales a la flexión, a la línea central del viga con una reducción de la fuerza axial en la columna. Para columnas de concreto reforzado, la resistencia nominal a la flexión, M_{pcc}, se calculará sobre lo dispuesto en el ACI 318 con la consideración de la fuerza axial necesaria, P_{rc} Cuando las líneas centrales de las vigas en la misma articulación no coinciden, la línea media entre las líneas centrales se utilizarán.</p> <p>$\sum M^*_{p.exp}$ = Suma de los momentos en las vigas de acero, Kip-in. (N-mm). se determina mediante la suma de los puntos fuertes esperados de flexión de las vigas en las ubicaciones de las articulaciones plásticas a la línea central de la columna. Está permitido tomar $\sum M^*_{p.exp} = \sum (1.1M_{p.exp} + M_{uv})$, dónde $M_{p.exp}$ se calcula como $Z * F_{ye}$. y M_{uv} = Momento debido a la amplificación del cortante en la ubicación de la articulación plástica a la línea central columna, kip-en. (N-mm).</p>

		<p>El mecanismo de columna fuerte viga débil (CFVD) implementado para marcos compuestos se basa en el concepto similar para el acero SMF. Es importante señalar que el cumplimiento del requisito CFVD y la ecuación (A1.6) no asegura que las columnas individuales no cederán, incluso cuando todos los lugares de conexión en el marco cumplan. Sin embargo, la fluencia de las vigas predominará el comportamiento deseado inelástica y se logrará en marcos con los miembros de tamaño adecuado para satisfacer el requisito de la ecuación (A1.6). Con la excepción de que la limitación de la fuerza axial es $P_{rc} < 0.1P_c$, que se realiza para asegurar un comportamiento dúctil de columnas de concreto armado y compuestos.</p> <p>Estabilidad de las vigas: Las vigas se restringirán para satisfacer las necesidades de los miembros altamente dúctiles. (Los mismos que para C-IMF).</p> <p>Para Miembros de alta ductilidad Además de los requisitos de las secciones anteriores el contraventeo de viga de alta ductilidad tendrá una separación máxima de.</p> $L_b = 0.086r_y E / F_y. \quad (A1.7)$
<p>C-PRMF (G4)</p>	<p>La flexibilidad de la conexión y la acción viga mixta se contabilizarán en la determinación de las características dinámicas, la fuerza y la distorsión. Para fines de análisis, la rigidez de las vigas se determinará con un momento de inercia efectivo de la sección compuesta.</p>	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Las vigas serán totalmente integradas, y deberá cumplir con los requisitos de la Sección D1.1 para los miembros altamente dúctiles. ➤ Una losa sólida deberá ser proporcionado por una distancia de 12 pulgadas (300 mm) desde la cara de la columna en dirección de la transferencia de momentos.

Clasificación	Miembros	Zonas Protegidas
C-OMF (G1)	No hay requisitos adicionales para el acero más allá de la especificación. Las columnas de concreto armado deberán cumplir los requisitos de ACI 318, excepto el capítulo 21	No hay zonas protegidas designadas.
C-IMF (G2)	<p>Miembros de acero y compuestos deberán cumplir los requisitos de la Sección D1.1 de miembros moderadamente dúctiles.</p> <p>Patines de las vigas: Los cambios abruptos en el área de los patines de la viga están prohibidos en las regiones de las articulaciones plásticas. La perforación o recortes en el ancho de los patines de viga están prohibidos, a menos que se indique lo contrario mediante pruebas de acreditación que demuestren que la configuración resultante puede desarrollar articulaciones plásticas estables.</p>	La región en cada extremo de la viga sujeta a esfuerzos inelásticos, será designado como una zona protegida, y deberán cumplir los requisitos de la Sección D1.3, la cual indica que la zona protegida se extenderá desde la cara de la columna a la mitad del peralte de la viga más allá del punto de la articulación plástica.
C-SMF (G3)	<p>Miembros de acero y compuestos deberán cumplir los requisitos de las Secciones D1.1 de miembros de alta ductilidad.</p> <p>Excepción: para los miembros moderadamente dúctiles si la capa de concreto armado, es por lo menos 2 pulgadas (50 mm) y el confinamiento es proporcionada por el refuerzo de los estribos en las regiones donde las articulaciones plásticas se espera que ocurran bajo deformaciones sísmicas. Los estribos deben satisfacer los requisitos de ACI 318 Sección 21.5.3.</p> <p>Patines de las vigas: Los cambios abruptos en el área de los patines de viga están prohibidos en las regiones de las articulaciones plásticas. La perforación de los patines o el recorte a lo ancho está prohibida a menos que la prueba o acreditación demuestra que la configuración resultante puede desarrollar articulaciones plásticas estables para acomodar el ángulo de</p>	La región en cada extremo de la viga, para la formación de la articulación plástica será designada como zona protegida Las zonas de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas deben ser tratados como zonas protegidas. En general, la zona protegida se extenderá desde la cara de la columna compuesta a la mitad de la profundidad del peralte más allá del punto de la articulación plástica.

	distorsión de entrepiso requerido	
C-PRMF (G4)	No hay.	No hay designados zonas protegidas.

Clasificación	Conexiones:
C-OMF (G1)	Las conexiones se diseñarán para las combinaciones de cargas aplicables según se describe en las Secciones B2 y B3 del reglamento de ASCE Seismics Provision. Para la UVC o zona del panel, las fuerzas de diseño de la conexión se determinarán de acuerdo con la especificación y la sección D 2.7.
C-IMF (G2)	<p>Conexiones de Viga-columna: Conexiones de Viga-Columna compuestos que se utilizan en los SFRS deberán cumplir los siguientes requisitos.</p> <ul style="list-style-type: none"> a) La conexión deberá ser capaz de acomodar un ángulo de distorsión de entrepiso de al menos $0.02rad$. b) La resistencia a la flexión de la conexión, determinara en la cara de la columna, será por lo menos $0.80M_p$ de la viga conectada con un ángulo de distorsión de entrepiso de $0.02rad$, donde M_p se define como la resistencia nominal a la flexión del acero. <p>Las conexiones de Viga-columna utilizadas en las SFRS deberán cumplir los requisitos de la Sección G2.6b por pruebas de conexión o los cálculos que se demuestran con los modelos mecánicos y criterios de los componentes del estado límite de diseño con estas disposiciones.</p> <p>Resistencia a cortante: La conexión se basa en las combinaciones de carga del código de construcción aplicables, que incluyen la carga sísmica amplificada, que incluyen sobre resistencia, E_{mh} se tomará como:</p> $E_{mh} = 2[1.1M_{p,exp}]/L_h \quad (A1.8)$ <p>Dónde $M_{p,exp}$ es la resistencia esperada a la flexión del acero, dada en kip-in. (N-mm). Los factores apropiados r_y se utilizarán para los diferentes elementos de la sección transversal, mientras que se establece el equilibrio de las fuerzas en la sección y el cálculo de la resistencia a la flexión. L_h Será igual a la distancia entre los lugares de las articulaciones de plásticas de la viga, in (mm). Para las vigas de acero, $M_{p,exp}$ puede ser tomado como $R_y M_p$ de la viga.</p> <p>Las placas de conexión están permitidos para de columnas compuestas rellenas tanto externos como internas. Estas placas facilitan la transferencia de las fuerzas de los patines de la viga a la zona interna del panel de la columna. Donde se utilizan, las placas de conexión el</p>

	<p>espesor de las placas será de al menos el espesor del patín de la viga. Las placas de conexión se sueldan alrededor del perímetro completo de la columna usando ya sea soldaduras penetración completa o soldaduras en ángulo de dos caras. La fuerza requerida de estas articulaciones no deberá ser inferior a la fuerza disponible de la zona de contacto de la placa con los lados de las columnas. Diafragmas internos tendrán aberturas circulares suficientes para colocar el concreto.</p>
<p>C-SMF (G3)</p>	<p>Se permiten el diseño de vigas basadas únicamente en los requisitos de las especificaciones, los efectos de las cargas cíclicas invertidas, la resistencia y la rigidez de los puntales de corte debe ser considerados. Esto es particularmente importante para los C-SMF donde las cargas de diseño se calculan suponiendo ductilidades grandes y tenacidad de los miembro. En ausencia de datos de pruebas a fin de apoyar las necesidades específicas de las disposiciones, las siguientes medidas especiales deben ser consideradas:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) La implementación de un plan de inspección y control de calidad. Verificar una correcta soldadura de acero dirigido a los anclajes de las vigas. b) El uso de acero adicional dirigido a anclajes de tensión más allá de los requeridos en la especificación adyacente a las regiones de las vigas donde se espera la formación de articulaciones plásticas. <p>Conexión de vigas a columnas compuestas se utilizan en los C-SMF deberán cumplir los siguientes requisitos:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) La conexión deberá ser capaz de acomodar un ángulo de distorsión de entrepiso de al menos $0.04rad$. b) La resistencia medida a la flexión de la conexión, determinada a la cara de la columna, será igual a por lo menos $0.80Mp$ de la viga conectada, con un ángulo de distorsión de entrepiso de $0.04 rad$. <p>Las conexiones a columnas de concreto armado para marcos rígidos compuestos con columnas de concreto armado donde la viga de acero es continua a través de la columna y se empalma lejos de la conexión. A menudo, una columna de acero pequeña que se interrumpe por la viga se utiliza para la erección y es más tarde encerrado en la columna de concreto armado.</p> <p>Se sugiere elaborar planos con detalles con el fin de evitar la necesidad de soldadura. Por lo tanto, estas conexiones no son susceptibles al comportamiento a fractura en la región de la unión cercana a la columna. Las pruebas han demostrado que la forma del refuerzo de placas CP y BP conectados a la viga es muy eficaz tanto por la movilización de la resistencia a corte del concreto armado y la aportación del confinamiento.</p>

Los resultados de pruebas y los detalles de diseño correspondientes se pueden utilizar para diseñar las conexiones. Se informan que los resultados de pruebas de modelos de gran escala de conexiones RCS cumplen o superan el ángulo de distorsión de entrepiso de $0.02rad$ (C-FMI) y el $0.04rad$ (C-SMF).

Para el caso especial de la viga de acero continuo a través de la columna, los mecanismos internos de transferencia de carga y el comportamiento de estas conexiones son similares a las conexiones con columnas de concreto armado. De lo contrario, donde la viga se interrumpa en la cara de la columna, los detalles especiales son necesarios para transferir las cargas en los patines de la columna a través de la conexión.

La resistencia en la conexión a corte, V_u , se basará en las combinaciones de cargas en el código de construcción aplicables, que incluyen la carga sísmica amplificada. En la determinación de la carga sísmica amplificada, el efecto de las fuerzas horizontales, que incluyen sobre resistencia como se demostró con la ecuación (A1.7) Dónde $M_{p,exp}$ es la resistencia esperada a la flexión del acero y L_h será igual a la distancia entre los lugares de las articulaciones plásticas en las vigas.

Las placas de continuidad o de soporte utilizados para las conexiones a momento en la columna deberán cumplir los requisitos de la Sección G2.6e. Los empalmes de columnas compuestas deberán cumplir los requisitos de la Sección G2.6f.

La conexión de vigas a columnas compuestas se utilizan en los SFRS deberán cumplir los requisitos:

- a) Cuando las vigas se interrumpen en la conexión, deben ser calificados con resultados obtenidos de al menos dos pruebas cíclicas de la conexión se facilitarán, y se basará en uno de los siguientes condiciones:
 - 1. Las pruebas reportadas en la literatura de investigación o pruebas documentadas realizadas para otros proyectos que representan las condiciones del proyecto, dentro de los límites especificados.
 - 2. Los exámenes que se llevan a cabo específicamente para el proyecto y son representativas de los miembros del proyecto, fuerzas materiales, las configuraciones de conexión, y se pongan los procesos de conexión, dentro de los límites especificados.
- b) Cuando las vigas son ininterrumpidas o continuas a través de la columna de concreto o material compuesto reforzado, juntas soldadas en los patines de las vigas no se utilizan, y la conexión no es susceptible a fractura prematura, los requisitos de comportamiento y se demuestra de acuerdo con otros datos de prueba.

Conexiones que se adaptan al ángulo de distorsión de entrepiso se requiere proporcionar la resistencia medida a la flexión y la resistencia a corte están permitidos. Además de satisfacer los requisitos señalados anteriormente, el diseño deberá demostrar que cualquier distorsión adicional debido a la deformación de la conexión puede ser satisfecha por la estructura. El diseño deberá incluir el análisis de los efectos de

	<p>estabilidad de la estructura general, incluyendo efectos de segundo orden. Las disposiciones exigen que las conexiones en C-SMF deben cumplir con la capacidad de distorsión de entrepiso de $0.04rad$ según sea necesario. Esta disposición permite el uso de conexiones calificadas por pruebas anteriores o pruebas específicas del proyecto. El ingeniero es el responsable de fundamentar la conexión.</p>
<p>C-PRMF (G4)</p>	<p>Fuerza: La fuerza necesaria de las UVC de momento se determinará teniendo en cuenta los efectos de la flexibilidad de conexión y los momentos de segundo orden.</p> <p>Las conexiones de la columna que se utilizan en los SFRS deberán cumplir los siguientes requisitos:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) La conexión deberá ser capaz de acomodar una rotación de aproximadamente $0.02rad$. b) La resistencia a la flexión medido de la conexión determina en la columna deberá aumentar monótonamente a un valor de al menos $0.5M_p$ de la viga conectada en una rotación de $0.02rad$, donde M_p se define como el valor nominal de resistencia a flexión de la viga de acero y deberá satisfacer los requisitos de especificación de Capítulo I del ASCE Seismic Provision. <p>Las conexiones de la Viga-columna utilizadas en las SFRS deberán cumplir los requisitos de las Sección G4.6c por disposición de la prueba calificación resultados cíclicos de conformidad con la Sección K2. Los resultados de al menos de dos pruebas de conexión cíclica se facilitará, y se basa en uno de los siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Las pruebas reportadas en la literatura de investigación o pruebas documentadas para otros proyectos que representan las condiciones del proyecto, dentro de los límites especificados en la Sección K2. b) Los exámenes que se llevan a cabo específicamente para el proyecto y son representativas con los miembros del proyecto, fuerzas materiales, las configuraciones de conexión, y se pongan los procesos de conexión, dentro de los límites especificados en la Sección K2.

Clasificación	Soldaduras críticas
C-OMF (G1)	No hay requisitos para la demanda de soldaduras críticas.
C-IMF (G2)	No hay requisitos para la demanda de soldaduras críticas debido a que el ángulo de distorsión es de $0.02rad$
C-SMF (G3)	<p>Las soldaduras siguientes son las soldaduras críticas de la demanda, y deberán cumplir los requisitos:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Surco soldaduras en empalmes de columna b) Las soldaduras en la columna a base de placa de conexiones Excepción: Donde se puede demostrar que la articulación en la columna o cerca de la placa base está impedida por las condiciones de restricción, y en la ausencia de tensión neta en combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica amplificada, demanda de soldaduras críticas no son necesarios. c) La soldaduras de penetración completa en las ranura de las conexiones de las vigas a las columnas, placas de diafragma que sirven como una continuación de los patines de las viga, placas de continuidad dentro de la profundidad viga, la transición de la viga a un perfil de acero revestido, y las almas de las vigas a las columnas.
C-PRMF (G4)	<p>Las soldaduras de demanda de crítica, y deberá satisfacer los requisitos de Sección A3.4b y I2.3 (Seismic Provisions).</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Surco soldaduras en empalmes de columna b) Las soldaduras en las conexiones de la placa base de columna <p>Excepción: Cuando se puede demostrar que la articulación de la columna o cerca de la placa de base está impedida por las condiciones de restricción y en la ausencia de tensión neta en combinaciones de carga, incluyendo la carga sísmica amplificada, soldaduras críticas no son necesarios.</p>

Anexo 2 Diseño de las articulaciones entre vigas de acero y columnas de concreto armado ASCE.

A2.1 Introducción

Las recomendaciones que plantea la guía para el diseño de las conexiones entre vigas de acero y columnas de concreto armado por el ASCE son para calcular la resistencia de la unión, detallar los refuerzos debido a los esfuerzos por los momentos internos y externos entre la conexión de las vigas de acero y las columnas de concreto reforzado o columnas de sección compuesta en marcos. Estas recomendaciones proporcionan una dirección y un detallado de las conexiones explicando la interacción del acero estructural y los componentes de concreto armado. Las cuales están basadas preliminarmente en pruebas de especímenes y la información relacionada en los diferentes códigos y lineamientos. Sin embargo la configuración de la conexión estudiada es la de la viga de acero a través de la columna de concreto.

La guía no busca cubrir un amplio rango de conexiones que han sido usados en sistemas compuestos o implementar el uso de un solo tipo de sistemas sobre otros. Sin embargo, si contempla un tipo de conexión compuesta que ha sido utilizada con éxito en la práctica.

En esta guía el término “marco compuesto” se refiere a marcos resistentes a momento compuestos por vigas de acero y columnas de concreto reforzado o columnas de sección compuesta. Sin que entre en la subclasificación del ASCE Seismic Provisions.

Estas recomendaciones están basadas en gran medida en estudios de conexiones en la zona de un panel interior como lo muestra la Figura A2.1 sujeta a fuerzas asociadas a una deformación lateral del marco. Las recomendaciones se basan en guías para el acero y el concreto armado en la zona de unión y otras investigaciones en la zona de conexión.

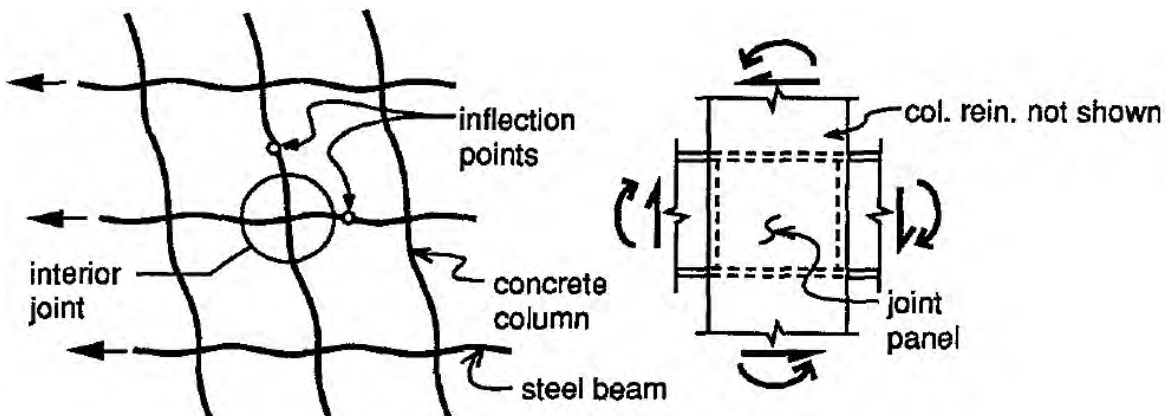


Figura A2.1 Marco compuesto resistente a momento (a) Marco bajo carga lateral (b) conexión interna. ASCE 1994.

Como se muestra en la Figura A2.2 las recomendaciones aplican tanto a configuraciones interiores como exteriores, donde en todos los casos las vigas de acero se extienden a través de todo el ancho de la columna de concreto. Estas recomendaciones no aplican a configuraciones superiores tanto internas como externas (Figura A2.2) los datos de las pruebas no son válidos y los mecanismos de transferencias de fuerzas son considerablemente diferentes en comparación con las conexiones donde la columna de concreto está presente arriba y debajo. Hasta que los resultados de las pruebas sean validados tanto para las conexiones de esquina como centrales superiores, la aplicación de las recomendaciones no será válida y se recomienda:

- a) Usar columnas normales de acero en el nivel superior y detallar las conexiones de acero estructural
- b) Designar conexiones resistentes a cortante y sin transmitir momentos.

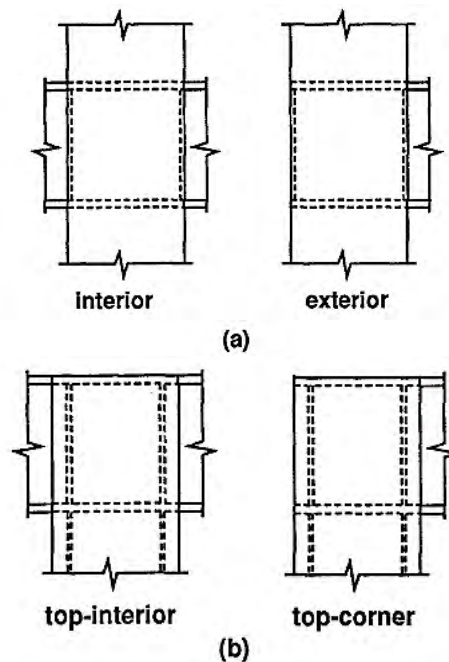


Figura A2.2 Configuración de conexiones (a) conexiones interiores y exteriores de entrepiso; (b) Conexiones interiores y exteriores de azotea.

A2.2 Limitaciones.

Las recomendaciones aplican para la transferencia de fuerzas cortantes y momentos en las conexiones de vigas y columnas bajo las siguientes limitaciones:

- a) La relación de aspecto de la conexión: $0.75 \leq h/d \leq 2.0$ donde h = es la profundidad de la columna de concreto medida paralela a la viga y d = profundidad de la viga de acero medida paralela a la columna.

-
- b) Especificaciones del material: Concreto de peso normal con $f'c \leq 40 \text{ MPa}$ (6 ksi); barras de refuerzo con $F_y \leq 410 \text{ MPa}$. (60 ksi); y acero estructural con $F_y \leq 345 \text{ MPa}$ (50 ksi).
 - c) Diseño de fuerzas en el nodo: aplicables a todos los casos bajo carga muerta, viva y fuerzas de viento. Para fuerzas sísmicas limitadas a regiones de baja y moderada intensidad.

Usando las guías de diseño, los esfuerzos en las UVC son determinados utilizando modos de falla individuales como el esfuerzo de fluencia del acero o aplastamiento del concreto. Algunos de estos modos son similares a los usados en las disipaciones para el concreto reforzado simple o las basadas en la construcción del acero estructural. Por lo tanto algunos de los modos de falla pueden ser revisados y aplicados para cualquier otra configuración como las que se cubren en estas recomendaciones. Sin embargo la exactitud global del modelo de diseño en estas recomendaciones solo puede ser verificada por un limitado número de ensayos válidos, y el modelo no puede ser aplicado a configuraciones sustancialmente diferentes a la prueba en la que se basan las recomendaciones. Para mayor información en los resultados de pruebas validos consultar las investigaciones de Deierlein et al. (2005), Sheikh et al. (1989), y Nishiyama et al. (1990).

Con el propósito de calcular los esfuerzos, el concreto está limitado a $f'c = 40 \text{ MPa}$ con agregados de peso normal. Estos límites son impuestos debido a las fallas experimentales para UVC compuestas con concreto ligero de alta resistencia.

Estos requisitos de diseño no se pretende utilizar en regiones de alta sismicidad, donde las juntas o acoplamiento de los miembros se diseñan para deformaciones inelásticas. Se recomienda para regiones donde las aceleraciones del suelo es menor a 0.2g. Excepciones a esta condición se puede aplicar donde mediante pruebas o análisis se puede demostrar que el comportamiento de la UVC será aceptable bajo la respuesta inelástica esperada.

A2.3 Requisitos generales del detallado.

Las consideraciones del detallado incluyen requisitos para la unión del acero estructural de las vigas y el refuerzo longitudinal de las barras en la zona de la unión. Los empalmes de las vigas de acero incluyen placas de apoyo (FBP), placas extendidas de apoyo (extended FBP), columnas embebidas en concreto y refuerzo vertical.

Como mínimo las placas FBP deben de ser del ancho de los patines, con el mismo espesor que estos, y se requiere para todas las vigas en los marcos en los que las columnas vas a recibir momentos en la zona de la unión.

Los detalles de las consideraciones para los empalmes de las vigas de acero se muestran en la Figura A2.3 Nótese que los detalles mostrados en la Figura A2.3 pueden ser usados por separado o en combinación con otros, pero todas las conexiones usan placas FBP entre los patines de las vigas. En las pruebas tales placas FBP demostraron incrementos significativos en la resistencia, mejoran la

distribución de esfuerzos, retardando la falla locales de aplastamiento y desconchamiento del concreto además proveen un confinamiento adicional al concreto en la UVC. Detalles de cómo esto ocurre se muestran en la Figura A2.3

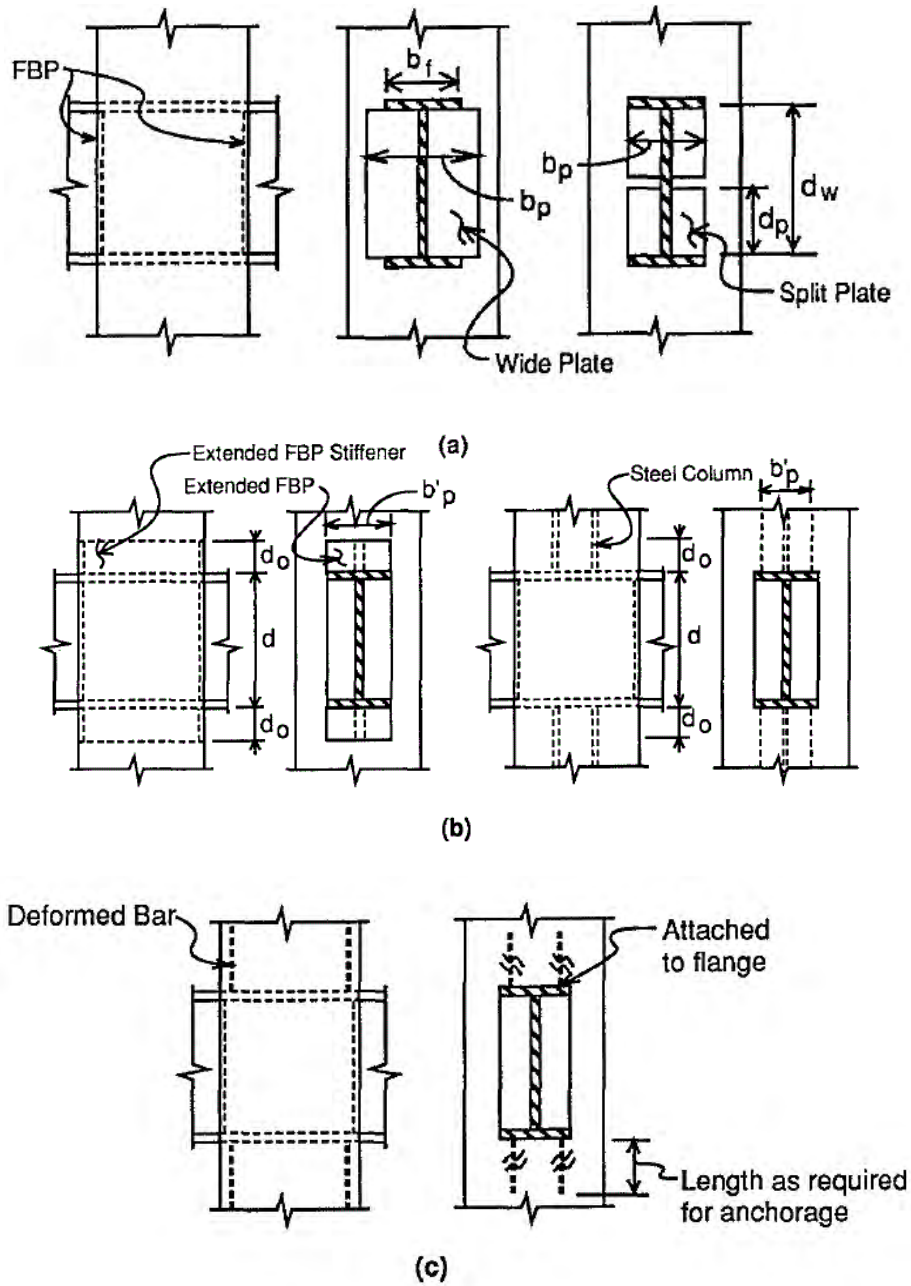


Figura A2.3 Detalles del posible refuerzo: (a) FBP; (b) FBP extendidas y; (c) refuerzo vertical ASCE 1994.

A2.4 Consideraciones de Diseño y Metodología.

A2.4.1 Fuerzas en los nodos.

Los nodos deben de ser diseñados debido a la interacción de fuerzas transferidas a estos por la unión de los miembros, incluyendo flexión, cortante y cargas axiales. Estas fuerzas resultan de la aplicación de cargas externas como el deslizamiento, agitación, temperatura y asentamiento. Las cargas aplicadas en el nodo son equivalentes a las fuerzas factorizadas de los miembros continuos en el nodo. Estas recomendaciones son un intento de diseñar los nodos debido a la forma en cómo se gobiernan la transferencia de momentos y cortantes de las vigas y columnas a través del nodo. Las fuerzas típicas en los nodos son mostradas en la Figura A2.4. Para diseñar estas fuerzas se debe reflejar la combinación de los factores de carga y estos deben de estar en equilibrio. Note que por definición $V_{b1} = M_{b1} = P_{b1} = 0$ para nodos exteriores.

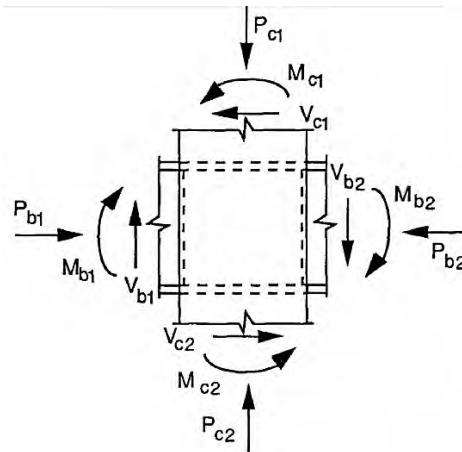


Figura A2.4 Equilibrio de las fuerzas internas en los nodos ASCE 1994.

Para propósitos de diseño, las fuerzas mostradas en la Figura A2.5 (a) y (b) son considerados en el cálculo de esfuerzos en el nodo. Estas fuerzas pueden ser relacionadas por la siguiente ecuación de equilibrio de momentos:

$$\Sigma M_c = \Sigma M_b + V_b h - V_c d \quad (A2.1)$$

Dónde:

$$\Sigma M_b = (M_{b1} + M_{b2}) \quad (A2.2)$$

$$V_b = (V_{b1} + V_{b2})/2 \quad (A2.3)$$

$$V_c = (V_{c1} + V_{c2})/2 \quad (A2.4)$$

$$\Sigma M_c = (M_{c1} + M_{c2}) \quad (A2.5)$$

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} \quad (A2.6)$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1}$$

(A2.7)

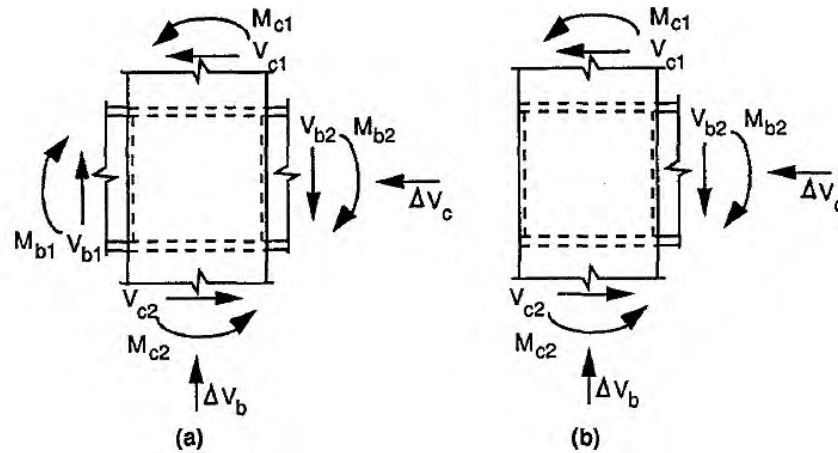


Figura A2.5 Fuerzas internas en los nodos (a) internos; (b) externos.

Las fuerzas de diseño no incluyen los efectos de la fuerza axial en las columnas de concreto y en las vigas debido a que las fuerzas axiales son usualmente pequeñas. Los datos de las pruebas en nodos compuestos (Nishiyama et al. 1990; Minami 1985; Macrakis and Mitchell 1980) y la información para el diseño de juntas de concreto reforzado (ACI-ASCE Committee 352 1985 Park y Paulay 1975) indican que es conservador el desprecio de los efectos de las cargas compresivas normales contenidas en el diseño. Esto se desprende de las pruebas de compresión axial donde la tendencia de deformaciones inhibe la apertura de grietas en los nodos. Los efectos de la tensión axial en la columna no han sido estudiados y puede resultar en un decremento de la resistencia a corte y esfuerzos en los nodos. Como se describe en la sección 2.5.5.1.1 del ASCE (Guía de conexiones), dónde la fuerza de tensión neta existe y es recomendado que la contribución del concreto del campo de compresión y el esfuerzo cortante deban despreciarse.

En la práctica de utilizada los marcos compuestos han sido utilizados principalmente para marcos planos dónde el sistema de vigas de piso no introduce fuerzas significativas en los nodos. En general el uso de marcos compuestos en dos direcciones no se recomienda debido a la congestión en el nodo. Sin embargo cuando los marcos en el espacio han sido usados con las vigas en dos direcciones ortogonales a la columna, los esfuerzos pueden ser revisados por separado para la aplicación de las guías de diseño con la máxima fuerza en los nodos para cada una de las direcciones ortogonales. Como las juntas de concreto reforzado, los mecanismos de corte en la juntas son mayores en las juntas de cuatro vigas en vez de dos debido al confinamiento adicional. Sin embargo ningún incremento que pueda ocurrir es conservador despreciarlo en estas recomendaciones.

A2.4.2 Consideraciones de resistencia.

Debido a la limitada cantidad de datos de las pruebas en conexiones compuestas, no es posible calcular el factor de resistencia en una base estadística prudente. El valor de $\phi=0.7$ fue elegido para proveer un valor conservador que es aproximadamente 20% menor que el valor de $\phi=0.85$ usado para los miembros compuestos en las especificaciones del AISC-LRFD (1993). El valor bajo de ϕ refleja la filosofía de proporcionar un índice de fiabilidad mayor para las conexiones. En la ausencia de información más exacta, la relación de 1.2 ($= 0.85/0.7$) es basado en la relación de factores de seguridad entre las conexiones y miembros implícito en las especificaciones del AISC (1993) ($= 2.0/1.67$) Debido a la interacción entre el mecanismo del acero y el concreto, un simple factor ϕ es usado a lo largo del diseño (independiente de los distintos modos de falla).

A2.4.3 Constructibilidad.

La unión debe ser detallada para facilitar y anticipar la secuencia constructiva, incluyendo disposiciones para la elección del acero estructural, fabricación, habilitado de las barras de refuerzo, instalación y colocación del concreto.

Los procedimientos pueden variar considerablemente dependiendo del proyecto. Desde que la construcción compuesta implica la coordinación de varios oficios, el cuidado adicional debe ser utilizado para asegurar la factibilidad de la construcción de la UVC.

A2.4.4 Requerimientos de resistencia nominal.

A2.4.4.1 Modos de falla en la unión.

Los esfuerzos en los nodos deben ser revisados por dos modos de falla básicos mostrados en la Figura A2.6 la falla de la UVC por cortante es similar a la típica asociada a estructuras de acero o concreto reforzado en las uniones. Sin embargo en juntas compuestas los dos elementos estructurales, acero estructural y concreto reforzado participan en el panel y la falla en los apoyos o soportes ocurren en zonas donde el esfuerzo a compresión es alto y está asociado a la rotación de cuerpo rígido de la viga de acero. Las ecuaciones de resistencia están dadas en las secciones A2.4.4.2, A2.4.4.3 y A2.4.4.4. Basadas en los modos de falla y estos deben satisfacer los detalles de los nodos provistos en la sección A2.4.5.

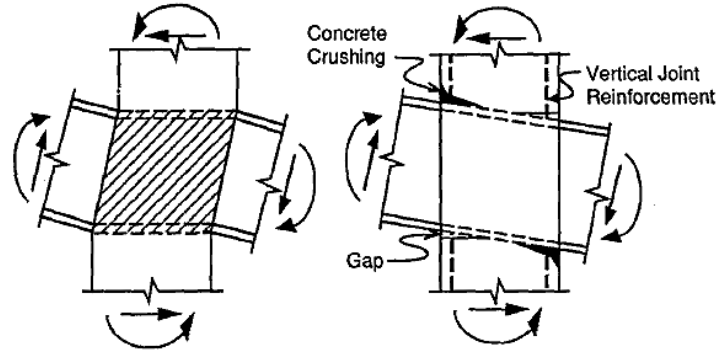


Figura A2.6 Modos de falla en la UVC (a) Falla por cortante (b) Falla por rotación de cuerpo rígido ASCE 1994.

A2.4.4.2 El ancho efectivo del nodo.

El ancho efectivo del nodo (Figura A2.7) dentro de la columna (b_j) es igual a la suma dentro y fuera del ancho del panel (b_i y b_o) dado como:

$$b_j = b_i + b_o \tag{A2.8}$$

Dónde:

b_j = Ancho efectivo

b_i = Ancho interior en el panel

b_o = Ancho exterior en el panel

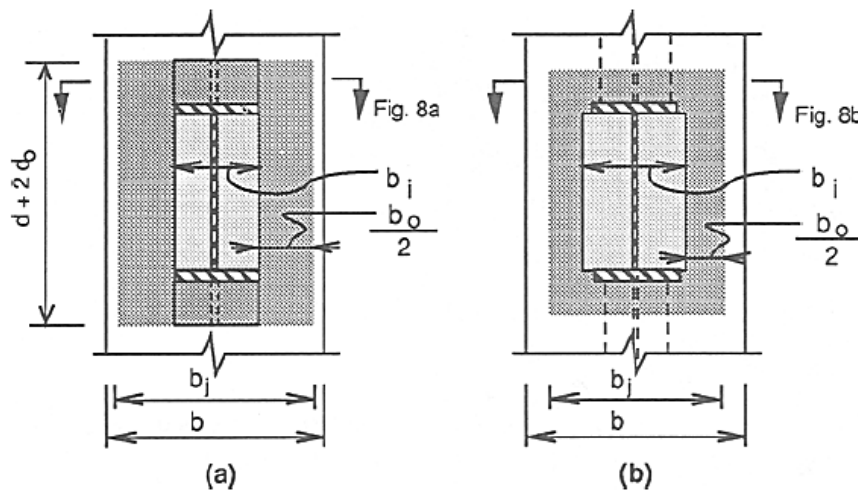


Figura A2.7 Ancho efectivo de la unión: (a) FBP extendidas y; (b) FBP anchas y columna ahogada ASCE 1994.

El ancho interno b_i debe ser tomado igual al mayor ancho de las placas FBP, b_p o el ancho de los patines de la viga b_f . Donde placas FBP extendidas o columnas de acero son usadas, el ancho exterior de la UVC es calculado usando el total de la sección transversal acorde a lo siguiente:

$$b_o = C(b_m - b_i) < 2d_o \quad (A2.9)$$

Dónde:

$$b_m = \frac{b_f + b}{2} < b_f + h < 1.75b_f \quad (A2.10)$$

$$C = (x/h) (y/b_f) \quad (A2.11)$$

Dónde $d_o = 0.25d$ (d = peralte de la viga) cuando la columna de acero está presente o al menos $0.25d$ de la altura de la placa extendida FBP cuando estas placas están presentes. Dónde la columna de acero o las placas extendidas no estén presentes, $b_o = d_o = 0$, en ecuaciones (A2.8 a A2.11) b = el ancho de la columna medido perpendicularmente a la viga, h = peralte de la columna de concreto, y = al ancho mayor de la columna de acero o de las placas FBP extendidas y $x = h$ donde las placas FBP extendidas están presentes o $x = h/2 + dc/2$ dónde solo esté presente la columna de acero (dc = peralte de la columna de acero).

El esfuerzo cortante en el nodo es calculado en base al ancho efectivo de la unión de concreto, como se muestra en la Figura A2.7 Ancho efectivo de la unión: (a) FBP extendidas y; (b) FBP anchas y columna ahogada ASCE 1994. El concreto dentro de la UVC es movilizado contra los apoyos a través de las placas FBP y los patines de la viga. La participación del concreto fuera de los patines de las vigas depende de la movilización de los puntales de compresión horizontales y aunque la influencia directa de las placas de extensión o de la columna de acero dentro del concreto arriba y debajo de la unión como se muestra en la Figura A2. (a) y (b) respectivamente. El empuje hacia el exterior y al final de la zona de los puntales de compresión es resistida por tensores arriba y debajo de la viga. La referencia de la Figura A2., los puntales arriba y debajo de la viga son para resistir las fuerzas de tensión paralelas y perpendiculares de las vigas. Las fuerzas perpendiculares de la viga son equilibradas por fuerzas paralelas y son transformados dentro del campo de compresión. La eficacia del mecanismo de puntales y tensores se ve en la Figura A2.11, se basa en la geometría, las proporciones de la columna de concreto y los elementos de acero estructural, Ecuaciones (A2.8 a A2.11) y el límite en d_o es semiempírico y basado en estudios (Deierlein et al. 1988, 1989). El ancho efectivo del nodo es usado en la sección A2.4.4.3 para calcular el esfuerzo vertical en el apoyo y en la sección A2.4.4.4 para calcular el esfuerzo cortante en el nodo.

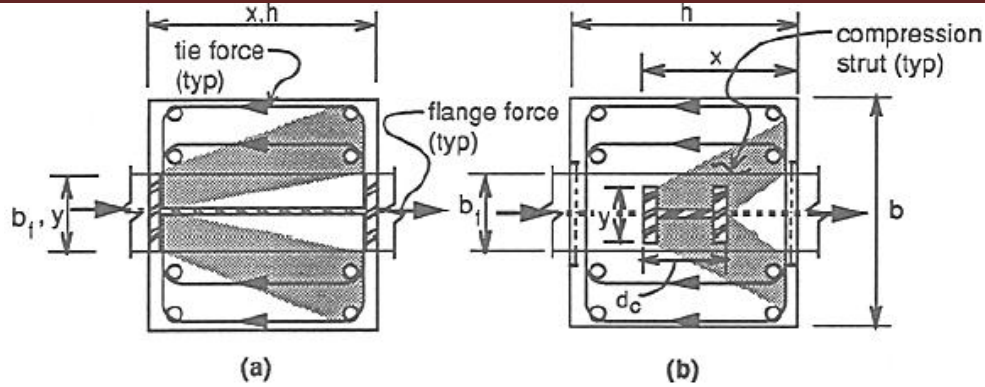


Figura A2.11 Mecanismo de transferencia de fuerzas horizontales fuera del panel de acero por;
 (a) FBP Extendidas; o (b) Columna de acero ASCE 1994.

A2.4.4.3 Apoyo vertical.

El esfuerzo vertical (Figura A2.12) en el apoyo de los nodos es considerado para ser adecuado se satisface la siguiente ecuación:

$$\Sigma M_c + 0.35h\Delta V_b \leq \phi[0.7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vrn} + C_{vrn})] \quad (A2.12)$$

Donde ΣM_c y ΔV_b = las fuerzas aplicadas por la sección A2.4.4.2 y,

$$C_{cn} = 0.6f'_c b_j h \quad (A2.13)$$

En la ecuación (A2.12) T_{vrn} y C_{vrn} = a los esfuerzos nominales en tensión y compresión respectivamente, del refuerzo vertical en el nodo se une directamente a la viga de acero y h_{vr} = distancia entre las barras. Los siguientes factores deben de ser considerados en el cálculo de los esfuerzos T_{vrn} y C_{vrn} ; conexión entre refuerzo y la viga de acero la cual desarrolla un anclaje o enlace a través del refuerzo del concreto y los esfuerzos del refuerzo y del material.

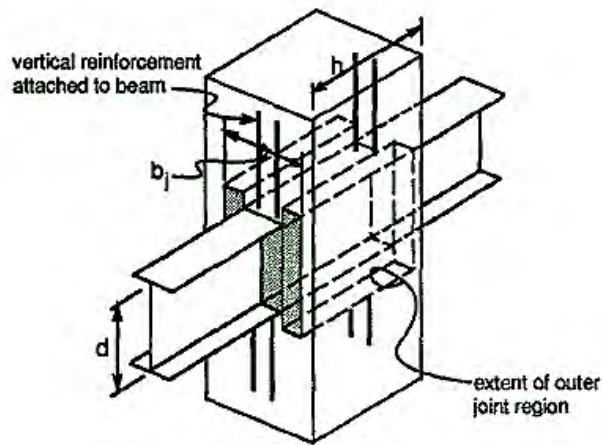


Figura A2.12 Esquema de una conexión RCS.

En adición para el uso (A2.12) la contribución del refuerzo vertical es limitada como sigue:

$$T_{vrn} + C_{vrn} \leq 0.3f'_c b_j h \quad (A2.14)$$

Las fuerzas verticales en los apoyos del nodo se deben a la combinación de los efectos de los momentos y cortantes transferidos entre la viga y la columna. Los momentos y cortantes actúan en el nodo como lo muestra la Figura A2.83 (b). En la Figura A2.8 (c), los momentos en la columna M_{c1} y M_{c2} son remplazados con las fuerzas verticales del refuerzo T_{vr} y C_{vr} y la fuerza del apoyo vertical C_c . El cortante en la viga en la Figura A2.83 (b) y (c) es relacionado por (A2.2 a A2.7). La ecuación (A2.12) es derivada por el equilibrio de momentos y las fuerzas actuando en el nodo en la Figura A2.83 (c) y remplaza las fuerzas C_c , T_{vr} y C_{vr} con sus respectivos valores de esfuerzo. La longitud de la zona de soporte a_c , arriba y debajo de la viga, se asume igual en (A2.12) que sea igual al máximo valor de $a_c = 0.3h$. Este límite se basa en datos de prueba y es utilizado para dar una limitación en la máxima deformación del concreto. La resistencia nominal en el soporte del concreto, C_{cn} , es calculado usando el esfuerzo en el soporte de $2f'_c$ sobre el área del soporte con longitud $a_c = 0.3h$ y ancho, b_j . El máximo esfuerzo en el soporte $2f'_c$ refleja el confinamiento del concreto por el refuerzo y el concreto circundante. Este valor es basado en datos de pruebas de nodos (Sheikh et al. 1987, 1989; Deierlein et al.1988) y directo en pruebas de vigas (Minami 1985).

El refuerzo vertical puede consistir en barras de refuerzo, varillas, ángulos de acero u otros elementos unidos directamente a la viga de acero para transferir las fuerzas verticales a la columna de concreto. Depende en el tipo de conexión en la viga de acero, el refuerzo puede considerarse que actúa en tensión y compresión o solo en compresión ($T_{vr} = 0$). El refuerzo vertical u otros detalles pueden ser requeridos para transferir las fuerzas verticales dentro del refuerzo en el alma de la viga de acero.

Si la cantidad de refuerzo vertical es demasiado alta, existe una posibilidad de que la junta de concreto entre la parte superior e inferior de los patines de la viga de acero puede ser sometido a un esfuerzo excesivo en el soporte. Ecuación (A2.14) provee un límite superior en la capacidad de la contribución del refuerzo vertical en el soporte del nodo.

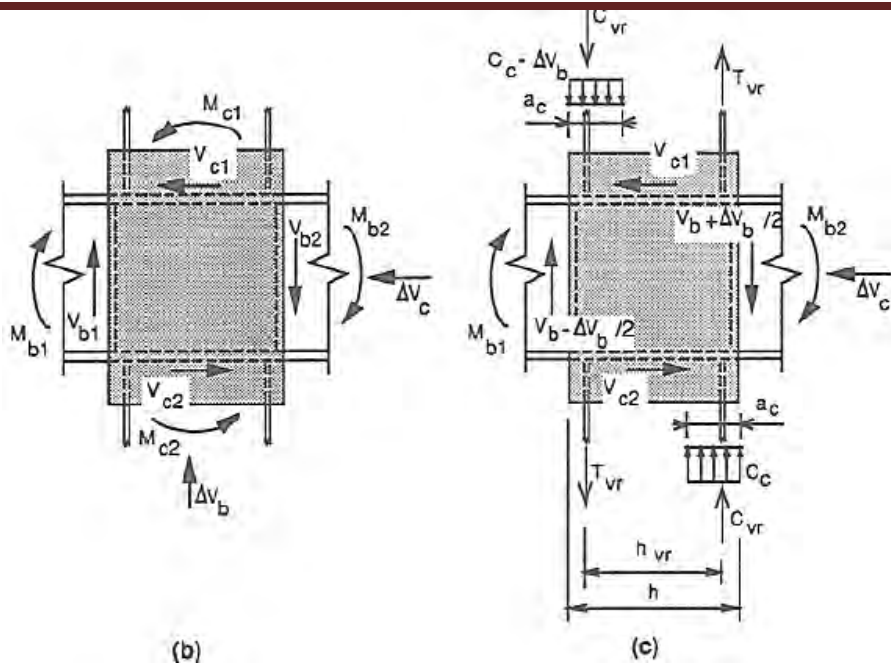


Figura A2.83 Equilibrio de las fuerzas de diseño en el nodo y fuerzas internas resultantes (a) fuerzas aplicadas en el nodo; y (b) Fuerzas verticales en el apoyo.

A2.4.4.4 Cortante en el nodo.

El esfuerzo cortante horizontal (Figura A2.94) en el nodo es la suma de la resistencia del cortante nominal de:

- El panel de acero: V_{sn} .
- El puntal interno de compresión: V_{csn} .
- El campo externo de compresión del concreto: V_{cfn} .

Los valores de V_{sn} , V_{csn} , y V_{cfn} deben ser determinados con los procesos dados en la sección A2.4.4.5, A2.4.4.5 y A2.4.4.6 respectivamente el esfuerzo cortante horizontal es considerado adecuado, si la siguiente ecuación se satisface:

$$\Sigma M_c - V_b j h \leq \phi [V_{sn} d_f + 0.75 V_{csn} d_w + V_{cfn} (d + d_o)] \quad (A2.15)$$

Dónde V_b se define en la sección A2.4.1 como d_f = Distancia de centro a centro de los patines de las vigas d_w = peralte del alma de acero, d_o es definido en la sección A2.4.4.2 y $j h$ y se obtiene de la siguiente manera:

$$j h = \frac{\Sigma M_c}{\phi (T_{vrn} + C_{vrn} + C_c) - \frac{\Delta V_b}{2}} \geq 0.7 h \quad (A2.16)$$

Dónde:

$$C_c = 2 f'_c b_j a_c \quad (A2.17)$$

$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K} \leq 0.3h \quad (\text{A2.18})$$

$$K = \frac{1}{\phi 2f'_c b_j} [\sum M_c + \Delta V_b h/2 - \phi(T_{vrrn} + C_{vrrn})h_{vr}] \quad (\text{A2.19})$$

Los tres mecanismos de cortante son mostrados en la Figura A2.94. Pruebas han demostrado que la contribución de los mecanismos es aditiva. La contribución del concreto viene por los puntales de compresión dentro del ancho b_j , de la UVC, y el campo de compresión que viene del ancho externo de la UVC b_o (Figura A2.7). Los puntales de compresión (Figura A2.94(b)), se movilizan a través de las FBP entre el peralte de la viga. El campo de compresión (Figura A2.94

(c)) se mueven a través del mecanismo horizontal de puntales y tensores (Figura A2.8) que se forma a través de los soportes contra la columna de acero y/o placas extendida FBP. Para el caso mostrado en la Figura A2.94 (c) el campo de compresión se mueve a través de la columna de acero arriba y debajo de la viga.

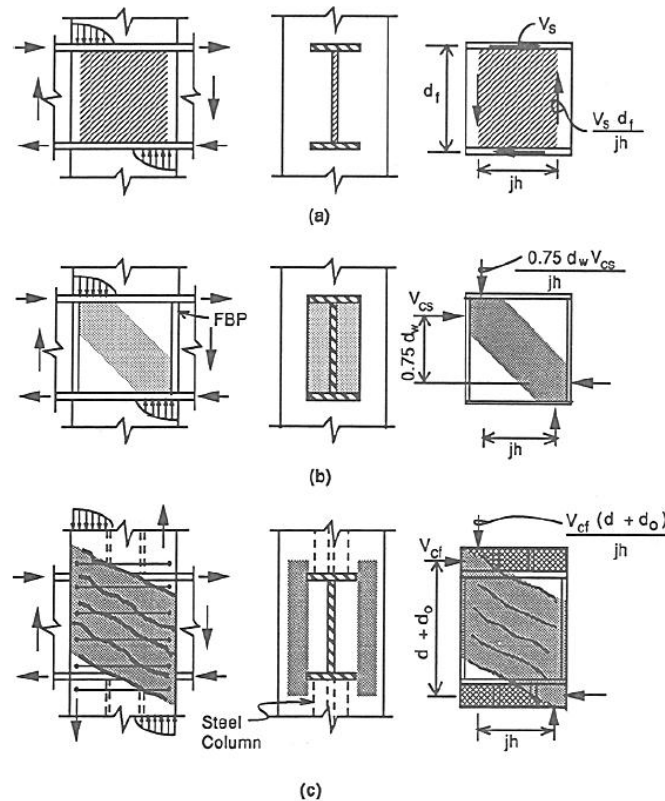


Figura A2.94 Mecanismo de cortante en los nodos: (a) Alma de acero en el panel; (b) Puntal de compresión en el concreto; (c) Campo de compresiones en el concreto ASCE 1994.

La ecuación (A2.15) es derivada por el cálculo vertical del cortante a través del nodo debido a la aplicación total de cargas de esfuerzos cortantes en los nodos. El esfuerzo cortante en el nodo el lado derecho de (A2.15) es la suma de esfuerzo cortante vertical de las tres componentes mostradas en la Figura A2.94. Refiriéndose a la Figura A2.8 (b), el cortante aplicado a través de los nodos es la suma de los cortantes de las vigas y las fuerzas internas de las columnas (C_{vr} , T_{vr} , y ΔV_b) los cuales están relacionados con los momentos en las columnas (ΣM_c) para A2.15. En la ecuación (A2.15) jh es igual a la distancia horizontal entre la relación de fuerzas internas. El lado izquierdo de (A2.15) se basa al cortante aplicado en la junta en términos de los momentos de columna. ΣM_c , y los cortantes de la viga V_b .

La fuerza cortante se incrementa conforme jh se incrementa, por eso es conservador el calcular la fuerza cortante usando el mínimo valor de $jh = 0.7h$. Esto equivale al caso donde no hay refuerzo vertical y $a_c = 0.3h$. Un valor más preciso del esfuerzo cortante se puede obtener de resolver los valores verticales de fuerzas C_c , y la distancia de la zona de soporte del concreto a_c usada en (A2.16) y (A2.17) estas ecuaciones son también derivadas en base al equilibrio de fuerzas en el nodo usando el máximo valor del esfuerzo de soporte del concreto $2f'_c$ sin embargo para simplificar la expresión para a_c una aproximación es usada en el tratamiento de ΔV_b en la derivación de (A2.17) y (A2.18). La aproximación de resultados tiene un pequeño error de cálculo de a_c , que es siempre conservador y es igual a cero cuando $\Delta V_b = 0$.

A2.4.4.5 Acero de la UVC

El esfuerzo nominal en la zona del panel V_{sn} , es calculado como:

$$V_{sn} = 0.6F_{y_{sp}}T_{sp}jh \quad (A2.20)$$

$F_{y_{sp}}$ y T_{sp} son el esfuerzo de fluencia y el espesor de panel de acero respectivamente y jh es dado en (A2.16).

El esfuerzo cortante nominal del panel de acero V_{sn} , es calculado en base al esfuerzo de fluencia cortante promedio, $0.6F_{ys}$, actuando sobre la longitud efectiva de la unión jh , calculada en la sección A2.4.4.4.

A2.4.4.6 Puntal del concreto.

El esfuerzo nominal del mecanismo del puntal de compresión del concreto, V_{cs} , es calculado como:

$$V_{csn} = 1.7\sqrt{f'_c}b_p h \leq 0.5f'_c b_p d_w \quad (A2.21)$$

Donde f'_c y $\sqrt{f'_c}$ son en MPa y el ancho efectivo de la placa de soporte, b_p es limitado por la ecuación:

$$b_p \leq b_f + 5t_p \leq 1.5b_f \quad (A2.22)$$

y t_p es el espesor de la placa de soporte.

El puntal diagonal a compresión, Figura A2.94 (b) es similar al usado en el modelo de uniones monolíticas de concreto reforzado (ACI-ASCE 1985) V_{csn} es calculado en base al promedio horizontal limitado del esfuerzo cortante de $1.7\sqrt{f'_c}$ sobre la proyección horizontal dentro de la UVC ($b_p h$) en (A2.21). Los términos del esfuerzo cortante, donde la expresión está en psi, es aproximadamente igual a $20\sqrt{f'_c}$ el cual es igual al usado en las uniones de concreto reforzado (ACI-ASCE 1985). Para prevenir la falla del soporte (por agrietamiento) al final del puntal, en el cortante horizontal (A2.21) es limitado por el esfuerzo $2.0f'_c$ en el soporte en el área sobre y debajo de la placa de soporte Figura A2.94 b, igual a $0.25b_p d_w$. El ancho efectivo del panel es limitado en (A2.22) en base a ancho máximo utilizado en pruebas.

A2.4.4.7 Campo de compresiones

El esfuerzo nominal del mecanismo del campo de compresiones en el concreto, V_{cfn} , es calculado como:

$$V_{cfn} = V'_c + V'_s \leq 1.7\sqrt{f'_c} b_o h \quad (\text{A2.23})$$

V'_c y V'_s es calculado como se muestra en la sección 2.5.5.1.1 Las cantidades de f'_c y $\sqrt{f'_c}$ está en MPa. V_{cfn} es también limitado en la sección 2.5.5.1.2 y 2.5.5.1.2.

Las ecuaciones para calcular el esfuerzo del campo de compresiones del concreto es similar a los usados para calcular el esfuerzo cortante en vigas de concreto (comité ACI-318-1989) con un ancho efectivo b_o y un peralte h . El límite superior del esfuerzo cortante nominal en el campo de compresiones, V_{cfn} . Se mantiene igual al esfuerzo promedio de $1.7\sqrt{f'_c}$ sobre la proyección horizontal del panel exterior ($b_o h$).

A2.4.5 Consideraciones del detallado.

A2.4.5.1 Estribos horizontales

Las barras de refuerzo horizontal (estribos) deben ser provisto dentro de la columna, en el peralte de la viga tanto arriba como por debajo de esta. Para llevar las fuerzas de tensión desarrollada en la unión, el requisito de amarre dentro y cerca de la unión debe ser calculado usando las provisiones de la sección 2.5.5.1.1 y 2.5.5.1.2. Los amarres perimetrales y cruzados deberán ser desarrolladas por ganchos a 90° en ambos lados, que se acoplan a barra longitudinal, o con una vuelta de los estibos. Los detalles de los ganchos y la longitud del corte deben ser conforme a las provisiones ACI 318-09 Dentro del peralte de la viga, los amarres horizontales transportan las fuerzas de tensión asociadas al campo de compresión (Figura A2.94(c)). Amarres arriba y debajo de la viga también participan en el mecanismo horizontal de puntales y tensores, que transforman el cortante fuera del campo de compresión como lo muestra la Figura A2.15. Los amarres también proveen confinamiento en el concreto y al lado del nodo (Figura A2.15). Las provisiones en la sección A2.4.5.1 se basan extensamente en recomendaciones existentes para nodos y elementos de concreto reforzado (ACI-ASCE 1985; ACI 1989) así como en datos de

pruebas (Sheikh et al 1987, 1989; Deierlein et al. 1988, 1989). La mayor parte de los requisitos de los amarres están relacionados directamente en la transferencia del cortante fuera del panel, V_{cf} .

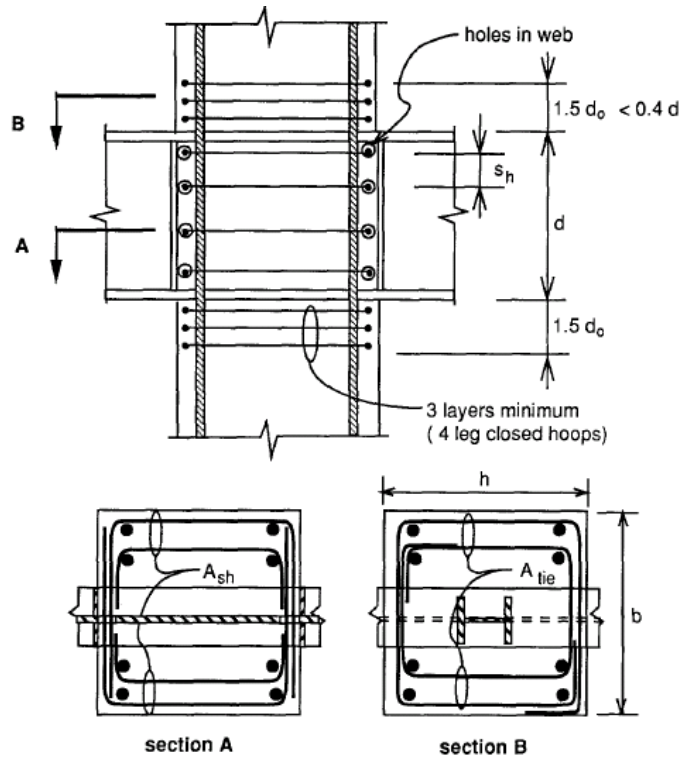


Figura A2.15 Estribos de refuerzo ASCE 1994.

A2.4.5.2 Amarres dentro del peralte de la viga.

El esfuerzo máximo del campo de compresión, V_{cfn} , es limitado por la suma de fuerzas resistentes en los amarres horizontales en la columna de concreto. Para usar en (A2.23), El esfuerzo provisto por el concreto es calculado:

$$V'_c = 0.4\sqrt{f'_c}b_o h \quad (A2.24)$$

Excepto cuando la columna de concreto está en tensión en cuyo caso $V'_c = 0$. En (A2.24) f'_c y $\sqrt{f'_c}$ y esta dado en MPa, b_o = al ancho exterior del panel, y h = ancho de la columna medido paralelamente a la viga. El esfuerzo horizontal provisto por los estribos es calculado como:

$$V'_s = A_{sh}F_{ysh} 0.9h/s_h \quad (A2.25)$$

A_{sh} = Área de la sección transversal de las barras de refuerzo en cada capa de amarres, separado a s_h a través del peralte de la viga. A_{sh} = El área medida a través del plano perpendicular vertical a la viga. En adición a los requisitos de (A2.24) y (A2.25), A_{sh} no debe ser menor a:

$$A_{sh} \geq 0.004bs_h \quad (A2.26)$$

Ecuaciones (A2.24) (A2.25) y (A2.26) son similares a las ecuaciones usadas para calcular los requisitos de estribos para cortante en el refuerzo de vigas de concreto en el código de construcciones de ACI 318-89. El término $0.4\sqrt{f'_c}$ expresado en unidades de psi es igual a $5\sqrt{f'_c}$ dentro de ACI 318-89 cuando el miembro esta en tensión los amarres horizontales son requeridos para resistir todo el cortante presente fuera del campo de compresión (i.e., $V'_c = 0$) Usualmente es económicamente aceptable proveer el máximo amarre adecuado V_{cf} (A2.24) en lugar de ofrecer sólo los amarres mínimos dados por (A2.26), Las capas de amarres usados en pruebas se muestran en la Figura A2.15 (Shaikh et al. 1989). Dentro del peralte de la viga un par de capas de amarres en cada capa debe pasar a través de los agujeros en el alma de la viga para proveer confinamiento continuo alrededor de la unión. Pruebas han mostrado que los agujeros en el alma de la viga no reduce la capacidad a corte del alma a condición de que:

- a) Los agujeros están localizados dentro $0.15h$ dentro de las caras de la columna de concreto;
- b) La relación del área neta y al área gruesa del alma, medida en los agujeros es mayor que 0.7.

Las placas de apoyo proveen confinamiento en el centro de la columna que mejora el anclaje y el desarrollo de las capas de amarre. La especificación mínima del refuerzo dada por (A2.26) se basa en investigaciones y recomendaciones en los Estados Unidos y Japón para nodos de concreto reforzado (Deierlein et al. 1988).

A2.4.5.3 Amarres juntos al nodo.

Como mínimo para todos los nodos, tres capas de amarre deben ser provistas arriba y debajo de la viga y las barras en cada capa deben ser al menos equivalentes a lo siguiente: para $b \leq 500mm$ cuatro barras de $10mm$, para $500 < b \leq 750mm$, cuatro barras de $12mm$ y para $b > 750$ cuatro barras de $16mm$. Estos amarres deberán ser rectángulos cerrados y deben resistir la tensión paralela y perpendicular a la viga. Tres capas deben localizarse a una distancia $0.4d$ arriba y debajo de la viga.

Donde el campo exterior de compresión es usado para resistir el cortante en el nodo, el requisito mínimo de amarres arriba y debajo de la viga son gobernados por la necesidad de transferir fuerzas V_{cf} de los patines de las vigas dentro del concreto externo del panel. El área mínima de la sección transversal de los bastones se basa en el requisito de que no deben ser menores a:

$$A_{tie} \geq \frac{V_{cf}}{F_{ysh}} \quad (A2.26)$$

Dónde V_{cf} = Fuerza nominal transportada fuera del campo de compresión ($\leq V_{cfn}$) y F_{ysh} = Esfuerzo de fluencia del refuerzo. El área calculada de los amares, A_{tie} , es el área total de la sección transversal (medida a través de un plano vertical perpendicular a la viga) de los amarres localizados dentro de la distancia vertical $0.4d$ de la viga.

Los amarres arriba y debajo de la viga sirven de dos funciones. Primero el requisito mínimo de amarres arriba y debajo de la viga, como se muestra en la Figura A2.15 Estribos de refuerzo ASCE 1994, proveen confinamiento en la zona de soporte de mayor estrés junto a los patines de la viga. Segundo, donde el campo de compresión externo es requerido para resistir el cortante, las barras arriba y debajo de la viga donde el mecanismo de amarres se muestra en la Figura A2.8 Este mecanismo es requerido para transferir las fuerzas V_{cf} horizontales al campo de compresión. La fuerza V_{cf} puede ser calculada usando (A2.15), mediante la solución de la fuerza requiere V_{cf} en términos de ΣM_c , V_b , V_{sn} y V_{csn} en (A2.26). La fuerza de cortante horizontal es limitada por la capacidad de los amarres. Si el área requerida en (A2.26) no es satisfecha, entonces el campo de esfuerzos de compresión, V_{cfn} , debe ser reducido de acuerdo a (A2.15) y (A2.25).

A2.4.6 Barras Verticales en la Columna.

A excepción de lo descrito a continuación, el tamaño de las barras verticales que pasan a través del nodo de la columna se limita como:

$$d_b < (d + 2d_o)/20 \quad (A2.27)$$

Dónde para barras simples, d_b = Diámetro de la barra vertical, y para paquetes de barras, d_b = Diámetro de la barra o el equivalente al área del paquete.

Excepciones a (A2.27) se pueden hacer donde se puede demostrar que el cambio en la fuerza en las barras verticales a través de la región del nodo, ΔF_{bar} , si se satisface lo siguiente.

$$\Delta F_{bar} < 80(d + 2d_o)\sqrt{f'_c} \quad (A2.28)$$

Donde f'_c = dado en MPa y $\sqrt{f'_c}$ dado en N*mm.

El límite del tamaño de las barras (A2.27) se basa en los límites similares propuestos para nodos de concreto reforzado para limitar el deslizamiento de las barras asociado con el posible cambio largo en la fuerzas de las barras que transfieren los momentos a través del nodo (ACI-ASCE 1985). Las excepciones a (A2.26) se proveen para casos donde barras largas verticales son requeridas para transferir las fuerzas axiales en la columna y la restricción de tamaño de la barra sería inapropiada. La referencia en la Figura A2.83 Equilibrio de las fuerzas de diseño en el nodo y fuerzas internas resultantes (a) fuerzas aplicadas en el nodo; y (b) Fuerzas verticales en el apoyo. las fuerzas teóricas en las barras arriba y debajo de la unión puede ser calculado en base a las fuerzas en la columna (P_{c1} , M_{c1} , P_{c2} , M_{c2}) usando la sección de agrietamiento común en el análisis de concreto reforzado. El requisito de anclaje de las barras puede ser calculado como el cambio de fuerzas en las barras a través del nodo. El limite ΔF_{bar} en (A2.27) se basa en el desarrollo de fuerzas/longitud de 1.2-1.5 veces que se usa en ACI 318-89 (1989) para el desarrollo básico de la longitud de deformación en las barras a tensión.

El mayor desarrollo se permite debido a que:

- a) El actual desarrollo requerido en los nodos es por la combinación de la tensión y la compresión.
- b) Se describe por el comité 352 del ACI-ASCE (1985) y en Park y Paulay (1975) cierto deslizamiento de las barras verticales en juntas de concreto armado es generalmente permitido ya que las necesidades de desarrollo estándar resultarían prohibitivas.

A2.4.7 Placas FBP.

Las placas de FBP dentro del peralte de la viga deben ser detalladas para resistir la fuerza cortante horizontal en el puntal de concreto $V_{cr} \leq V_{csn}$. El deslizamiento de las placas de soporte son usados, la altura de la placa que no debe ser menor que $0.45d_w$. El espesor de las placas FBP se obtiene de la siguiente manera.

$$t_p \geq \frac{\sqrt{3}}{b_f F_{up}} (V_{cs} - b_f t_w F_{yw}) \quad (A2.29)$$

$$t_p \geq \frac{\sqrt{3} V_{cs}}{2b_f F_{up}} \quad (A2.30)$$

$$t_p \geq 0.20 \sqrt{\frac{V_{cs} b_p}{F_{yp} d_w}} \quad (A2.31)$$

Dónde F_{up} = Esfuerzo de tensión específico de la placa de soporte, también el espesor t_p debe ser tal que:

$$t_p \geq b_p / 22 \quad (A2.32)$$

y

$$t_p \geq (b_p - b_f) / 5 \quad (A2.33)$$

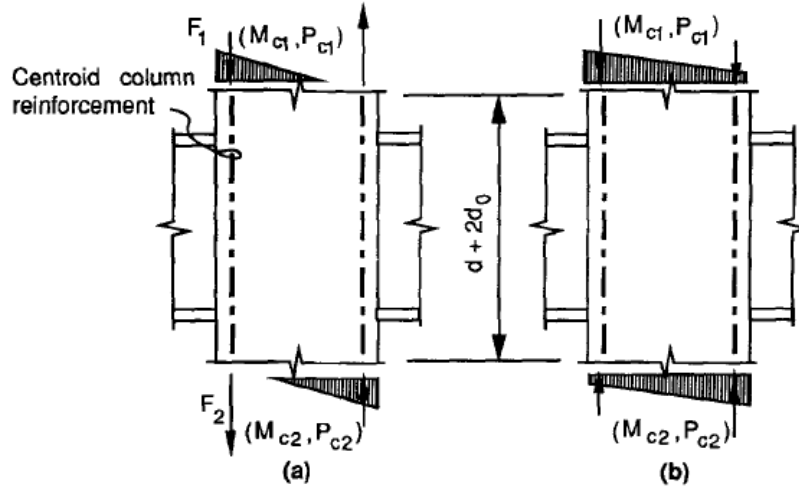


Figura A2.16 Fuerzas en el refuerzo longitudinal (a) Carga axial baja; (b) Carga axial alta
ASCE 1994.

El requisito del espesor de las placas FBP está en función de la geometría, condiciones de soporte, esfuerzo de fluencia, y la distribución de las fuerzas del concreto en el soporte. Desde que la distribución de fuerzas no es uniforme en el soporte, los métodos tradicionales de análisis (e.g. método de fluencia lineal) no son apropiados y usualmente resultan en un espesor sobre conservador. Las ecuaciones (A2.29), (A2.30) y (A2.31) son formulas semiempíricas derivadas de pruebas en los nodos (Sheikh et al. 1987), ecuaciones (A2.29) y (A2.30) limitan el esfuerzo de cortante en las placas de respaldo, mientras (A2.31) limita el esfuerzo de flexión. Soldadura de conexión entre la placa FBP y la viga debe ser proporcionado la total capacidad de cortante y flexión en la placa. La fuerza V_{cs} puede ser calculada (A2.15) y resolviendo para la capacidad del puntal requerida V_{csn} , en términos de ΣM_c , V_b , V_{sn} y con $V_{cfn} = 0$

A2.4.8 Patines de la viga de acero.

Las fuerzas verticales asociadas con el cortante de apoyo en el acero del panel causan flexión en los patines de la viga. Se puede asumir que los patines de la viga son capaces de resistir la flexión transversal si el espesor satisface:

$$t_f \geq 0.30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} F_{y_{sp}}}{h F_{y_f}}} \quad (A2.34)$$

Dónde t_{sp} y $F_{y_{sp}}$ = Espesor y esfuerzo de fluencia del acero en el panel y F_{y_f} Esfuerzo de fluencia en los patines de la viga

Ecuación (A2.34) es semiempírica derivada de pruebas en nodos (Sheikh et al. 1987) para fuerzas de flexión igual al esfuerzo de cortante en el acero de la FBP. Si el espesor de los patines de las vigas no se satisface, (A2.34) los patines se deberán reforzar para incrementar la resistencia transversal a flexión

para transporta las fuerzas de soporte igual al esfuerzo vertical a corte en el acero del panel. El refuerzo puede consistir en la adición de atiesadores o cubre placas horizontales soldadas a los patines.

A2.4.9 Placas de extendidas FBP y columnas de acero.

Cuando se use placas de soporte extendidas y/o columnas de acero deben ser diseñadas para resistir una fuerza igual al cortante en el nodo transmitido por el campo de compresión externo, el promedio de esfuerzo transmitidos al concreto contra estos elementos debe ser menor o igual a $2f'_c$ y deben ser considerados para actuar sobre una altura máxima por encima del patín de la viga igual a d_o cuando estos elementos no estén detallados para la fuerza requerida completa, el valor de V_{cfn} debe reducirse conforme a (A2.15) y (A2.21).

Se asume que los patines de la columna o las placas extendidas de soporte son capaces de resistir la flexión si el espesor se satisface con:

$$t_f \geq 0.12 \sqrt{\frac{V_{cf} b'_p}{d_o F_y}} \quad (\text{A2.35})$$

Donde b'_p = Ancho de los patines de la columna de acero o ancho de las placas extendida de soporte y F_y , Esfuerzo de fluencia de la placa. Además para satisfacer (A2.35), el espesor de la placa extendida FBP no debe ser menor que el espesor mínimo de la placas de soporte entre los patines de la viga.

Las placas extendidas FBP y/o la columna de acero son requeridas para soportar el puntal horizontal de compresión como se muestra en la Figura A2.8 La fuerza neta de soporte paralela a la placa es igual a la fuerza de cortante, V_{cf} , donde V_{cf} puede ser calculado como se describe en los comentarios en la sección A2.4.4.7 como en la Figura A2.8, donde la columna de acero es usada, la mayoría de la fuerzas son transmitidas entre el soporte y solo uno de los patines de la columna. El diseño de estos elementos es usualmente controlado por la flexión transversal en las palcas o en los patines de la columna, el esfuerzo cortante en la placa de soporte o en el alma de la columna y la conexión a la viga de acero. El máximo esfuerzo de soporte en el concreto, $2f'_c$ es el mismo como se permite para soportase por los patines de la viga, la máxima altura efectiva en la zona de soporte ($d_o \leq d/4$ ver Figura A2.3 (b)) se escoge en base en los límites de pruebas válidas.

Anexo 3 Conceptos generales para el análisis inelástico.

La filosofía del diseño sismo-resistente de edificios, se basa en la disipación de energía sísmica a través del comportamiento inelástico de las estructuras. Esta consideración permite obtener un diseño económico de la estructura, sin reducir su seguridad. Esta seguridad depende realmente de que los mecanismos que se formen como resultado del comportamiento inelástico, sean estables.

Con la finalidad de cuantificar este comportamiento, y conocer la capacidad o seguridad de la estructura, diversos investigadores han propuesto métodos y modelos para predecir la respuesta inelástica. En este tipo de análisis entran en juego muchas variables y parámetros, que necesitan ser definidos o suponerlos. Algunas de estas variables son las propiedades de los materiales o aleatorias tal como la selección del sismo; una forma de tomar en cuenta este elemento importante, sería escogiendo sismos representativos de México y algunos internacionales. Con el desarrollo de las investigaciones experimentales, los modelos teóricos de análisis cada vez representan mejor la estructura real posibilitando mejores estimaciones de la respuesta.

A3.1 Análisis de la respuesta inelástica de estructuras.

El comportamiento inelástico de las estructuras es tan importante que es indispensable tomarse en cuenta en la práctica de un diseño sísmico por las siguientes razones Wakabayashi (1988): la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que pueden ocurrir durante su existencia. Además, no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico que tenga recurrencias de 50 años o más. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas que las llevan al rango inelástico. En algunas ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos. A pesar de ello, en la mayoría de los casos las estructuras no resultaron dañadas. Se cree que la disipación de energía debida al amortiguamiento histerético es un margen adicional de seguridad que poseen estas estructuras. Diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso y se considera poco realista. El efecto de la disipación de energía que causan el comportamiento histerético de la estructura de un edificio tendrá, por consiguiente que evaluarse con precisión, partiendo de un análisis inelástico de la estructura.

El análisis elástico con el uso del concepto del amortiguamiento viscoso equivalente es una manera de evaluar este efecto. Este procedimiento analítico está propenso a errores grandes si el factor de ductilidad también es grande Wakabayashi (1988).

La relación entre la respuesta elástica máxima V_y (la respuesta del sistema cuando permanece elástico independientemente de la intensidad de la fuerza y la respuesta máxima inelástica V_u ha sido determinada Park (1980) para un sistema de una sola masa, elástico y perfectamente plástico,

basándose en dos suposiciones: primero considerando que las deflexiones máximas elásticas como elastoplástico sean iguales, llegando a la relación A3.1:

$$\frac{V_y}{V_u} = \frac{1}{\mu} \quad (A3.1)$$

Dónde

μ , Factor de ductilidad de desplazamiento, definido en 3.2 como

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (A3.2)$$

Δu Deflexión lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico

Δy Deflexión lateral la primera vez que se alcanza la fluencia.

Otra manera es considerando el concepto de energía igual, lo que implica que la energía potencial almacenada por el sistema elástico en la deflexión máxima es la misma que la almacenada por el sistema elastoplástico en la deflexión máxima, llegando a la relación A3.3

$$\frac{V_y}{V_u} = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (A3.3)$$

Ambos conceptos descritos anteriormente, se muestran en la Figura A3.1.

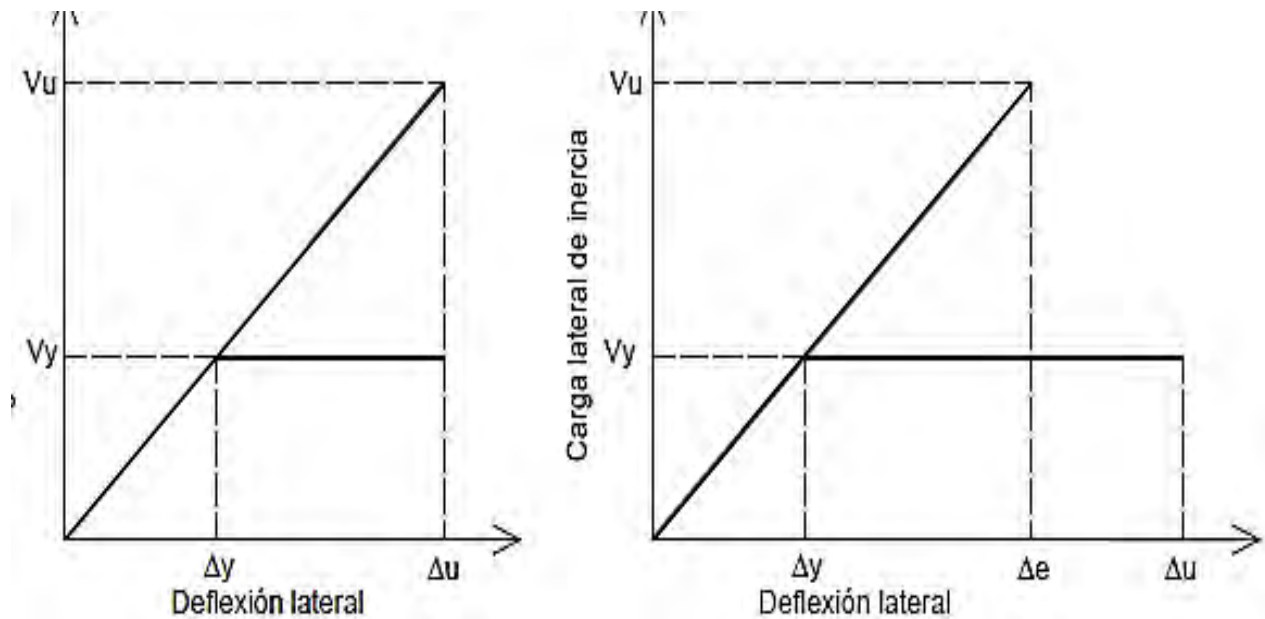


Figura A3.1 Relación entre la respuesta elástica e inelástica.

La predicción mediante las ecuaciones A3.1 y A3.2 de una deflexión inelástica es debatible para estructuras de concreto armado cuando sus curvas de histéresis son del tipo degradante, no obstante estas ecuaciones por simplicidad frecuentemente son utilizadas en la práctica del diseño.

El procedimiento anterior puede ser extensivo a los sistemas de múltiples grados de libertad. Si el factor de ductilidad aparente definido como se indica en A3.4:

$$\mu_{eq} = \frac{\Delta e}{\Delta y} \quad (A3.4)$$

Y además es constante para todos los niveles de entrepiso, la relación para los sistemas de un grado de libertad (ecuaciones A3.1 y A3.3) se pueden emplear para cada entrepiso en forma aproximada. Sin embargo, si μ_{eq} en un entrepiso es mucho mayor que el de los otros entrepisos, la deflexión plástica se concentra en ese entrepiso. Al procedimiento para representar cada entrepiso por un sistema de un grado de libertad se le llama método de ductilidad Wakabayashi (1988) y frecuentemente se adopta en los reglamentos de diseño.

De lo visto anteriormente, se puede decir que las estructuras que pueden sostener grandes deformaciones plásticas tienen una buena resistencia sísmica. Por consiguiente, las estructuras que tienen valores altos de μ se pueden diseñar con niveles más bajos de capacidad resistente a las fuerzas laterales. También se puede establecer que la parte de la estructura que vaya a sufrir grandes deformaciones plásticas debe poseer un factor de ductilidad que cubra sobradamente la deformación plástica esperada.

A3.2 Modelos de análisis inelástico.

La respuesta dinámica de un marco plano de varios pisos y varios claros es bastante compleja. Existen un número elevado de grados de libertad y un alto porcentaje de comportamiento no lineal, por lo que se requiere de algunas idealizaciones y simplificaciones a fin de obtener un modelo matemático que pueda ser resuelto empleando las diferentes técnicas de computación numérica disponible. El grado de sofisticación del modelo es función del nivel de la respuesta que se desee obtener, lo cual será siempre relativo.

Se han propuesto diferentes aproximaciones con el fin de modelar las estructuras de concreto armado y acero para llevar a cabo un análisis no lineal. Estos pueden clasificarse en los siguientes grandes grupos: modelos simples, modelos discretos, modelos de fibra y modelos de elementos finitos

A3.2.1 Modelos simples.

Muchos de los modelos desarrollados en esta categoría son conocidos como modelos tipo cortante. Inicialmente desarrollados para sistemas de un grado de libertad, su empleo ha sido extendido a sistemas de varios grados de libertad.

En el modelo tipo cortante, se sustituye el ensamblaje de los elementos (vigas, columnas o muros de corte) que constituyen el piso de un marco por un resorte no lineal único (Figura A3.2).

Para marcos planos se considera un solo grado de libertad por piso llamado desplazamiento lateral de piso. En estructuras tridimensionales el sistema equivalente posee tres grados de libertad por piso (dos desplazamientos y una rotación). Se considera que la losa es infinitamente rígida, lo que permite concentrar las masas de la estructura en cada nivel de piso. El modelo cortante es también denominado de acoplamiento cercano ya que el comportamiento de un piso es influido sólo por los dos adyacentes, superior e inferior. Otros modelos corresponden al “resorte de flexión” usado para estructuras con muros de corte y el modelo de corte-flexión el cual acopla cinco niveles por cada piso, dos superiores y dos inferiores.

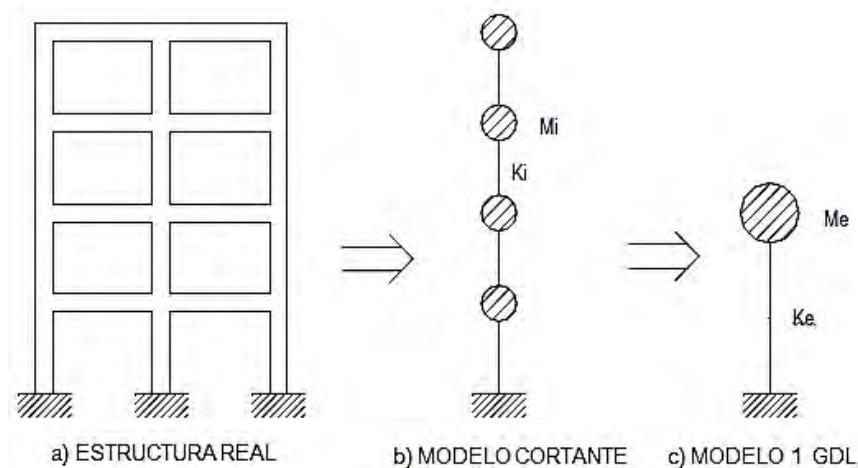


Figura A3.2 Modelos simples.

Una gran variedad de relaciones fuerza-desplazamiento han sido usadas para estos modelos, las cuales se determinan según el tipo de marco ó de los elementos que son parte de él. Los estudios realizados incluyen resortes tipo elastoplástico, bilineal, trilineal y otros donde se considera alguna característica de degradación de rigidez, resistencia o ambas.

Otro modelo dentro de esta categoría viene dado por el sistema equivalente de un grado de libertad, en el cual se supone que la estructura se deforma de acuerdo a su primer modo o alguna otra forma de deflexión predeterminada. Takizawa (1892). Propone un modelo donde la estructura es sustituida por una superposición de colapsos mecánicos, que corresponden a diferentes estados de plastificación en el edificio. Para el caso de un mecanismo de un grado de libertad, al considerar la deformación estructural total, el sistema es reducido a un sistema inelástico equivalente de un grado de libertad. Otro procedimiento es el modelo llamado Q Saiidi (1979), que consiste en una barra rígida de peso despreciable con una articulación y un resorte rotacional no lineal en su base, y una masa concentrada y amortiguamiento viscoso en la parte superior tal como se muestra en la Figura A3.3. Una aproximación

similar usada por Piqué (1976) superpone un juego de resortes en paralelo con diferentes modelos de fluencia. En este modelo, la rigidez combinada cambia continuamente, aunque la función de histéresis para cada resorte puede ser una relación simple.

El uso de estos modelos está limitado al diseño preliminar y/o para llevar a cabo estudios de parámetros analizando el comportamiento global de la estructura. La información obtenida usando modelos simples es insuficiente para diseño final, evaluación de detalles y estudios de confiabilidad. Para estos propósitos al igual que para el análisis de estructuras generales que no pueden ser representadas adecuadamente por modelos simples, se necesitan técnicas de modelamiento más sofisticados. Sin embargo, cabe decir que el uso de estos modelos permite conocer el comportamiento global de la estructura en un menor tiempo y a un menor costo.

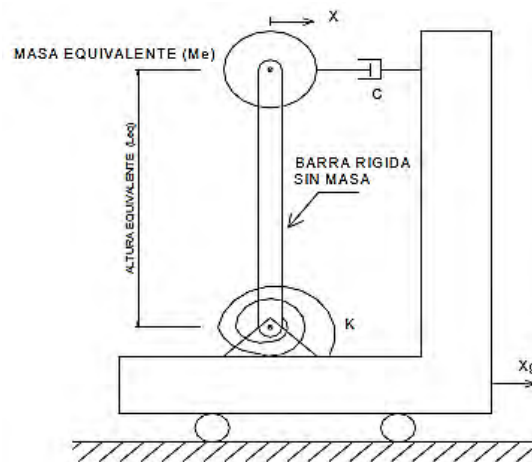


Figura A3.3 Modelo Q

A3.2.2 Modelos discretos.

Son también denominados modelos de articulación plástica. El análisis dinámico inelástico usando estos modelos es llevado a cabo a nivel del elemento integrante de la estructura. Esto es, un edificio compuesto por marcos, es discretizado en elementos prismáticos: vigas, columnas y placas (Figura A3.4). En algunas formulaciones los nudos son tratados como elementos separados Umemura (1982). Un gran número de variantes ha sido desarrollado, trabajando con marcos planos y otras aproximaciones para resolver estructuras tridimensionales.

La denominación general de articulación plástica de este tipo de modelo deriva del efecto que produce la fluencia en los elementos, se supone que la articulación se forma en el punto donde la capacidad fue excedida y no sobre la longitud continua del elemento. Aziz (1976) en su formulación considera una longitud plastificada que es tomada en función de la longitud original del elemento, esto da una medida de la incursión plástica de los elementos. Otras mejoras han sido introducidas tales como, considerar miembros con zonas rígidas en los extremos, modelar extremos de vigas con muros de corte y también

en elementos de barra del tipo armadura. En todos los casos, la fluencia ocurre en una sección dada o en un punto a lo largo del eje longitudinal del elemento.

El criterio de fluencia de este modelo es debido a la flexión o a una curva de interacción de esfuerzo deformación. En el primer caso la fluencia ocurre cuando el elemento excede la capacidad de momento plástico M_p . Esto puede ocurrir para alguna dirección del momento (positivo o negativo). En algunas formulaciones esta revisión es hecha en el extremo de los elementos, es posible subdividiendo la viga en varios tramos para considerar la formación en las articulaciones a lo largo del elemento, aunque se debería formar siempre en puntos pre-especificados. El criterio de interacción define una curva de fluencia (para miembros prismáticos planos) como una función de la capacidad última de fuerza axial y momento flexionante. La forma en que esto ocurre varía para cada miembro de acero y de concreto, pero en uno u otro caso la fluencia es alcanzada cuando una combinación de momento y carga axial definen un punto en o sobre la línea de capacidad de fluencia del elemento.

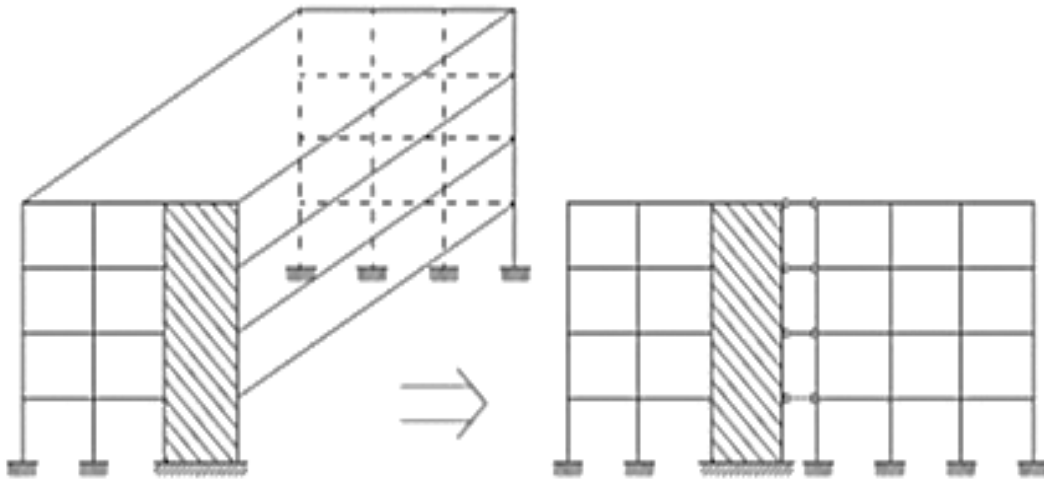


Figura A3.4 Modelos de marcos bidimensionales.

La idealización de los elementos puede realizarse de varias maneras:

- El modelo de una componente, planteado por Giberson (10) considera que el elemento está compuesto por una componente elástica con dos resortes inelásticos en los extremos de éste. Estos resortes pueden tener cualquier característica fuerza deformación, habiéndose desarrollado y propuesto varias relaciones desde la más simple correspondiente a un diagrama elastoplástico, bilineales y trilineales incluyendo degradación de rigidez y/o resistencia, y otras considerando el efecto de endurecimiento en la zona cercana al origen cuando hay cambio en la dirección de la rotación.

- Los modelos de varias componentes en paralelo, cuya primera versión fue propuesta por Clough, corresponden al modelo de doble componente, donde el elemento se supone que está constituido por dos componentes, uno elástico y el otro elastoplástico que actúan en forma simultánea. Otras aproximaciones intentan modelar diagramas trilineales usando un elemento elástico y dos elementos elastoplásticos actuando en paralelo.
- Los modelos de varios resortes en serie, consideran el efecto de grandes deformaciones como resultado de cargas transversales sobre la longitud del elemento y también toman en cuenta el hecho que la rigidez varía a lo largo del elemento incluso en el rango elástico. El elemento se divide en varios subelementos a lo largo del eje (Figura A3.5) conectados por resortes no lineales.
- Otro camino para tomar en cuenta el efecto de rigidez variable a lo largo de la longitud del elemento es usando funciones de interpolación, por ejemplo Umemura (1982) plantea una distribución parabólica de flexibilidades ($1/EI$) a lo largo del eje del elemento. Conocida ésta a través de la interpolación se obtiene la matriz de rigidez requerida para el análisis.

Los modelos discretos pueden dar detalles e información más precisa sobre el comportamiento de estructuras de concreto armado y el de acero que los modelos simples. Sin embargo, modelos discretos basados en estas simplificaciones pueden ser incapaces de simular el comportamiento complejo de elementos de concreto armado bajo condiciones arbitrarias de carga. El efecto de que el comportamiento histerético es predefinido reduce significativamente el potencial del modelo para adaptarse a condiciones generales de carga. Las propiedades de los resortes son función de la carga particular desarrollada en el elemento, lo cual no es conocido generalmente a priori. Hay que agregar el efecto que las deformaciones axiales inelásticas por flexión y las deformaciones por corte pueden no estar concentradas en el extremo, y puede ser difícil la definición de un juego apropiado de resortes que gobiernen la interacción de deformación axial y por corte.

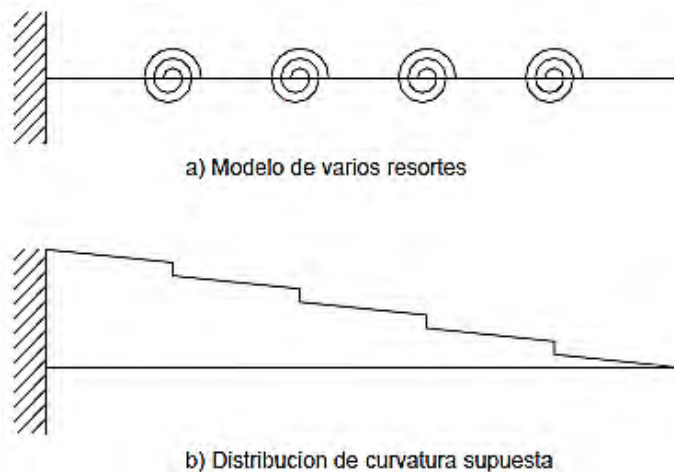


Figura A3.5 Modelos de varios resortes para muros de corte

A3.3 Modelos histeréticos.

Para estudiar la respuesta inelástica de un sistema discreto de masas, se debe establecer un modelo matemático de las características de la fuerza de restitución y de aquí definir la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y la deflexión del mismo.

Para una secuencia progresiva de cargas y descargas, la línea que une a los puntos pico en la curva carga-deflexión. La curva que se obtuvo bajo las inversiones de signos de la fuerza se llama curva de histéresis. La curva de histéresis se afecta significativamente por los materiales y el tipo estructural. La mayoría de los modelos matemáticos se simplifican de acuerdo al el nivel requerido de análisis.

Estos modelos deben proporcionar la rigidez y resistencia del miembro, los cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

A continuación, se describen algunos de los modelos histeréticos que se han desarrollado para representar el comportamiento dominante por flexión durante cargas cíclicas.

A3.3.1 Modelo bilineal.

Debido a su simplicidad, el sistema histerético bilineal ha sido usado extensamente para estructuras de acero y de concreto armado. El modelo puede ser descrito mediante sólo tres reglas, y solamente se consideran dos rigideces en el modelo: la rigidez elástica y la de fluencia. Las pendientes de descarga y de la carga en reversa, es la misma de la etapa elástica.

La observación general en este modelo es que: la disipación de energía es grande para deformaciones de amplitudes altas, y para amplitudes bajas no se considera disipación de energía histerética. En la Figura A3.6, se muestra este tipo de modelo.

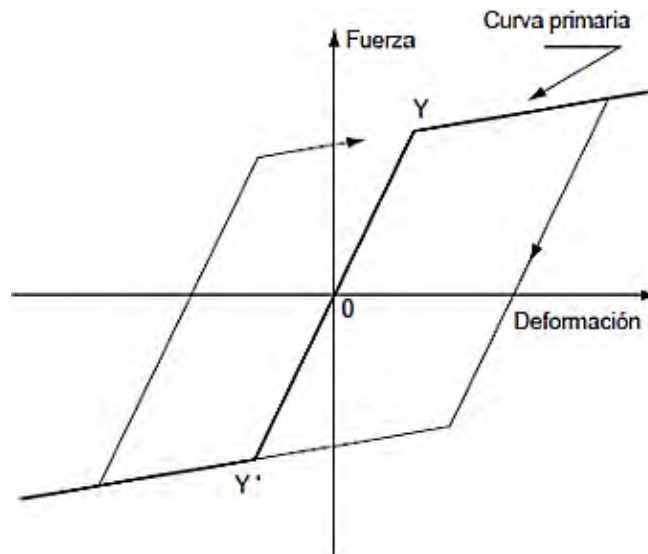


Figura A3.6 Modelo histerético bilineal simple.

A3.3.2 Modelo de Takeda.

Takeda, Sozen y Nielsen, propusieron un modelo más complicado basado en la observación experimental. Este modelo usa una curva primaria trilineal, simétrica con relación al origen. La curva de carga (Figura A3.7) básicamente 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. La rigidez degradada de descarga se expresa como:

$$K_r = \frac{F_c + F_y}{D_c + D_y} * \left| \frac{D_m}{D_y} \right|^{-\alpha} \quad (A3.5)$$

Donde

C, Y indican los niveles de agrietamiento y fluencia respectivamente

α es el parámetro de degradación de rigidez a la descarga.

El modelo de Takeda, se aplica a elementos donde la falla es predominantemente por flexión. Este modelo ha sido usado en varias investigaciones con resultados satisfactorios, pero tiene el inconveniente de ser bastante complejo en su forma original por lo que también se han desarrollado modelos simplificados de Takeda.

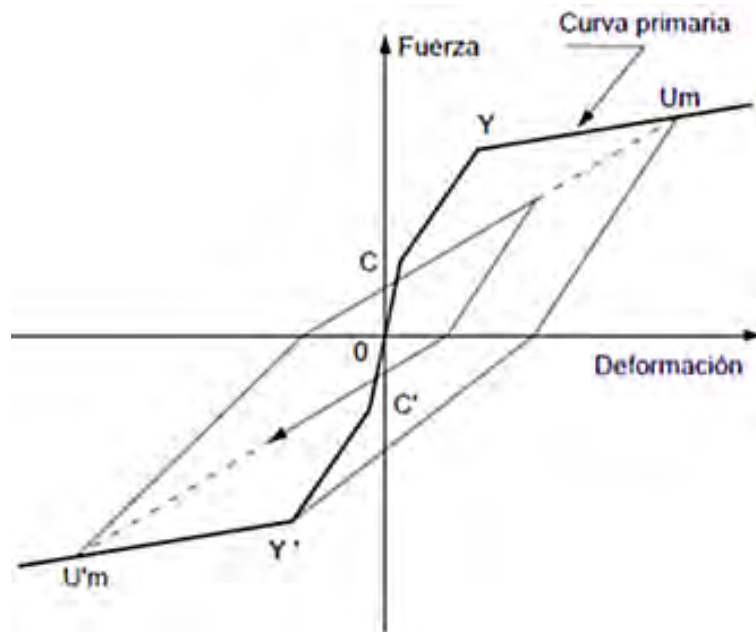


Figura A3.7 Modelo histerético de Takeda.

A3.4 Modelos de elementos inelásticos.

A3.4.1 Modelo de doble componente.

El modelo de doble componente o de Clough supone que cada elemento consiste de dos componentes, uno elastoplástico y otro completamente elástico actuando en paralelo. La suma de las dos da como resultado una relación bilineal momento-curvatura para el elemento (Figura A3.8) Este tipo de modelo es muy conveniente para su cómputo por dos razones principales Sudhakar (1979). El primero, la rigidez de un elemento cambia súbitamente antes que progresivamente y permanece constante hasta la formación de una nueva articulación o la descarga de una anterior. Segundo, es simple calcular las rotaciones de la articulaciones plástica y de esa manera obtener una medida de la demanda de la ductilidad sobre el miembro.

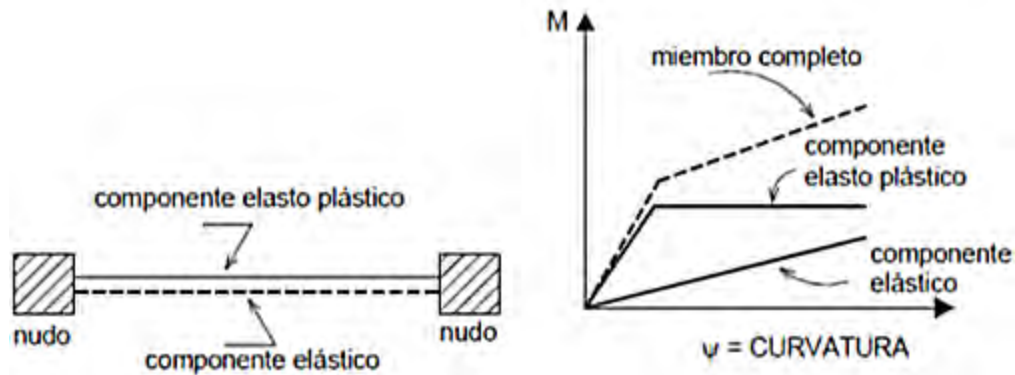


Figura A3.8 Modelo de doble componente.

A3.4.2 Modelo de una componente.

El modelo de una componente está basado en la suposición que el resorte inelástico está fijo a los extremos de todos los elementos con flexibilidad rotacional " f_i ", (Figura A3.9). Dadas estas flexibilidades en los extremos, los coeficientes de rigidez originales para los elementos se pueden transformar con el objeto de incluir los efectos de los resortes inelásticos.

El modelo permite seleccionar alguna relación momento rotación deseada para estos resortes, como el rígido plástico, bilineal, trilineal o una variedad de modelos de degradación de rigidez, resistencia, o modelos curvilíneos.

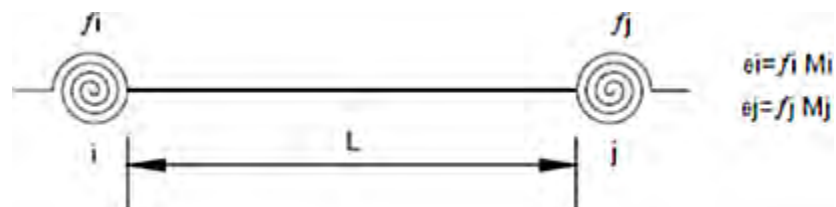


Figura A3.9 Modelo de una componente.

A3.5 Modelos matemáticos.

El método analítico más popular para sistemas inelásticos es el de integración directa paso a paso, en el cual el dominio del tiempo se discretiza en muchos intervalos pequeños Δt , y para cada lapso las ecuaciones del movimiento se resuelven con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales, las características de rigidez en el principio de los periodos considerados se toman constantes en todo este paso; los cálculos se producen en forma de paso a paso.

Para modelar las estructuras de los marcos se usará el modelo discreto, en este modelo se puede tener la respuesta sísmica a nivel de cada elemento y por ende a nivel de cada piso.

A continuación, se describirán algunos procedimientos y suposiciones, para el tratamiento de los parámetros involucrados en el análisis dinámico inelástico de marcos, así como una descripción de los elementos estructurales que se utilizarán en la presente investigación.

A3.6 Suposiciones respecto a la estructura y movimiento en la base.

En un análisis dinámico inelástico se asumen diversas simplificaciones para evitar complicadas y costosas soluciones, siempre que se asegure una representación relativamente realista del problema. Las siguientes suposiciones se consideraron para el análisis:

1. La estructura es idealizada como un modelo plano de elementos discretos.
2. El análisis es mediante el método de rigidez directa.
3. Cada nudo posee hasta tres grados de libertad de desplazamiento, como en un análisis típico de marcos planos.
4. Se asume que la masa de la estructura está concentrada en los nudos, así que la matriz de masa es diagonal.
5. El movimiento sísmico está definido mediante la historia en el tiempo de la aceleración del terreno.
6. Se asume que todos los puntos de apoyo se mueven juntos.
7. Se aplicaron cargas estáticas antes de las cargas dinámicas.
8. Se utilizó los siguientes elementos estructurales: el elemento viga-columna y el elemento viga con rigidez degradante, los cuales se explicarán con más detalle en las siguientes secciones.
9. La respuesta dinámica es determinada mediante la integración paso a paso, suponiendo una aceleración constante promedio durante cualquier paso.
10. Se utiliza para cada paso la rigidez tangente de la estructura y se asume un comportamiento lineal de la estructura durante el paso.

A3.7 Movimiento sísmico.

El procedimiento paso a paso es aplicable para cualquier tipo de excitación dinámica. Al considerar movimiento de terreno tipo sismo, se asume que todos los puntos de apoyo se mueven idénticamente y en conjunto. Para movimientos sísmicos se tiene la ecuación A3.6:

$$[M]\{\Delta\ddot{r}_a\} + [C_T]\{\Delta\dot{r}_r\} + [K_T]\{\Delta r_r\} = \{0\} \quad (A3.6)$$

En donde $\{\Delta\ddot{r}_a\}$ es el incremento de la aceleración absoluta; $\{\Delta\dot{r}_r\}$ y $\{\Delta r_r\}$, son incrementos de velocidad y desplazamiento, respectivamente, relativos al terreno. Observe que se asume que la amortiguación viscosa depende de las velocidades relativas. La ecuación A3.6, también se puede escribir de la siguiente manera:

$$[M]\{\Delta\ddot{r}_r\} + [C_T]\{\Delta\dot{r}_r\} + [K_T]\{\Delta r_r\} = -[M]\{\Delta\ddot{r}_g\} \quad (A3.7)$$

En donde $\{\Delta\ddot{r}_r\}$ es el incremento de la aceleración relativa al terreno y $\{\Delta\ddot{r}_g\}$ es el incremento de la aceleración del terreno. En consecuencia, para movimientos sísmicos, el incremento de la carga, $\{\Delta P\}$, en las ecuaciones de éste capítulo se reemplaza por $-[M]\{\Delta\ddot{r}_g\}$. Los términos que se presentan en $\{\Delta\ddot{r}_g\}$ sólo corresponden a las componentes traslacionales de aceleración. Un solo valor se presentará para todas las aceleraciones X, y un solo valor diferente para todas las aceleraciones Y. Los resultados de los desplazamientos, velocidades y las aceleraciones calculadas mediante la solución de la ecuación A3.7.

A3.8 Elementos estructurales.

El grado de complejidad del comportamiento del elemento inelástico, depende del objetivo para el cual se propone el elemento. A continuación se detallan dos elementos estructurales, una de doble componente y la otra de una componente, ambos pertenecen al programa de cómputo DRAIN-2DX el elemento viga-columna y el elemento viga con rigidez degradante, la primera de ellas se utilizará en la presente investigación:

A3.8.1 Elemento viga-columna.

a) Características Generales.

Los elementos viga-columna se pueden orientar arbitrariamente en el plano X-Y, y poseen rigidez axial y de flexión, se pueden tomar en cuenta las deformaciones por cortante y los efectos de conexiones de nudos rígidos. La fluencia puede ocurrir solamente en articulaciones plásticas concentradas en los extremos del elemento. El endurecimiento por deformación se aproxima por la suposición de que el elemento consta de dos componentes una elastoplástico y otro elástico en paralelo, las articulaciones en la componente elastoplástico fluyen bajo momento constante, pero, el momento en el componente elástico puede continuar incrementándose.

Con este tipo de idealización del endurecimiento por deformación, si el momento flexionante en el elemento es constante y si el elemento posee resistencia uniforme entonces la relación momento-rotación para el elemento tendrá la misma forma como su relación momento-curvatura (Figura A3.10b). Esto se debe a que la curvatura y la rotación en este caso son directamente proporcionales. Sin embargo, si el momento flexionante o la resistencia varía entonces las curvaturas y las rotaciones no son tan proporcionales, y las variaciones de momento-curvatura y de momento-rotación pueden ser totalmente diferentes (Figura A3.10c). Con el procedimiento del componente paralelo, se está especificando en efecto, una relación de momento-rotación. Debe tenerse cuidado cuando intente relacionar ésta a la relación momento-curvatura.

Pueden especificarse diferentes momentos de fluencia en los dos extremos del elemento tanto para la flexión negativa como para la positiva. La interacción entre la fuerza axial y el momento en la fluencia producida se pueden considerar aproximadamente.

Las cargas estáticas aplicadas a lo largo de la longitud de un elemento se pueden considerar mediante la especificación de valores de fuerzas de fijación.

Los efectos de desplazamientos largos se pueden aproximar en el análisis dinámico mediante la inclusión de una rigidez geométrica simple, basado en las fuerzas axiales del elemento bajo la carga estática.

b) Deformaciones del Elemento

Un elemento viga-columna tiene tres modos de deformación, estos son: extensión axial, rotación por flexión en el extremo "i", y en el extremo "j". La matriz de transformación del desplazamiento que relaciona los incrementos de deformación y los desplazamientos (Figura A3.10) es:

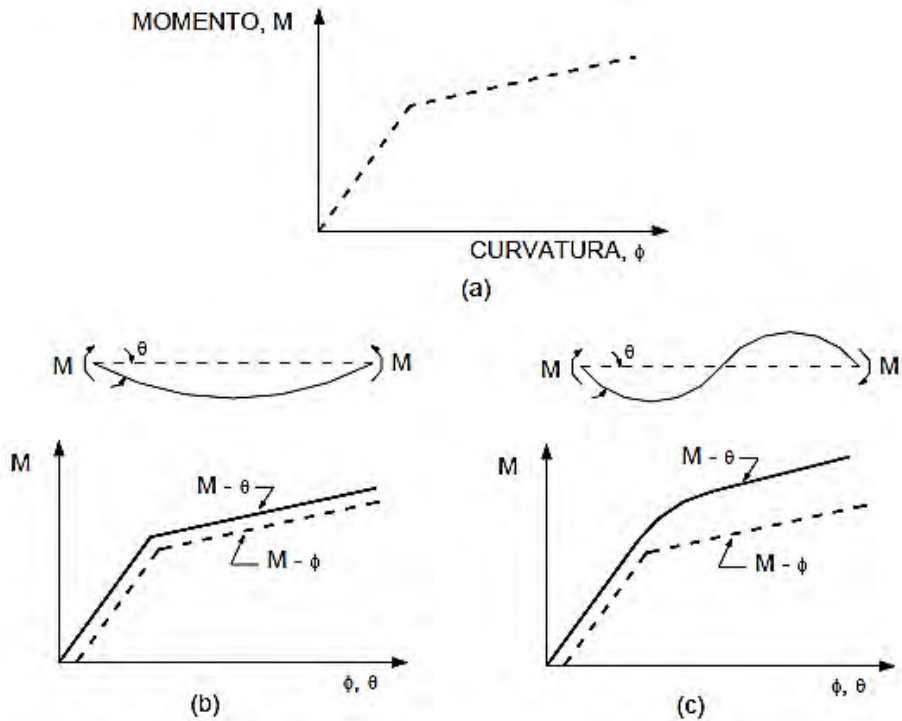


Figura A3.10 Relaciones momento-curvatura y momento-rotación.

c) Superficies de Interacción

Se pueden especificar tres tipos de superficies de interacción de fluencia, tales como: 1) Tipo viga (código =1, Figura A3.11a). Este tipo de superficie debería ser especificado cuando las fuerzas axiales son pequeñas o son ignoradas. La fluencia es afectada sólo por el momento flexionante.

2) Tipo columna de acero (código =2, Figura A3.11b). Este tipo de superficie es para usarla con columnas de acero.

3) Tipo columna de concreto (código =3, Figura A3.11c). Este tipo de superficie es para usarla con columnas de concreto.

Se asume que la sección transversal es elástica, para cualquier combinación de fuerza axial y momentos flexionantes dentro de una superficie de fluencia. Si la combinación fuerza-momento se sitúa sobre o fuera de la superficie, se introduce una articulación plástica. Sólo temporalmente se permiten combinaciones fuera de las superficies de fluencia, siendo compensadas mediante la aplicación de cargas correctivas en el siguiente paso de integración.

Este procedimiento no es estrictamente correcto, debido a que las deformaciones por flexión y las axiales, interactúan después de la fluencia y, por lo tanto, es incorrecto asumir que sólo la rigidez por flexión cambia mientras que la rigidez axial permanece invariable. Este procedimiento es razonable para análisis prácticos de edificios.

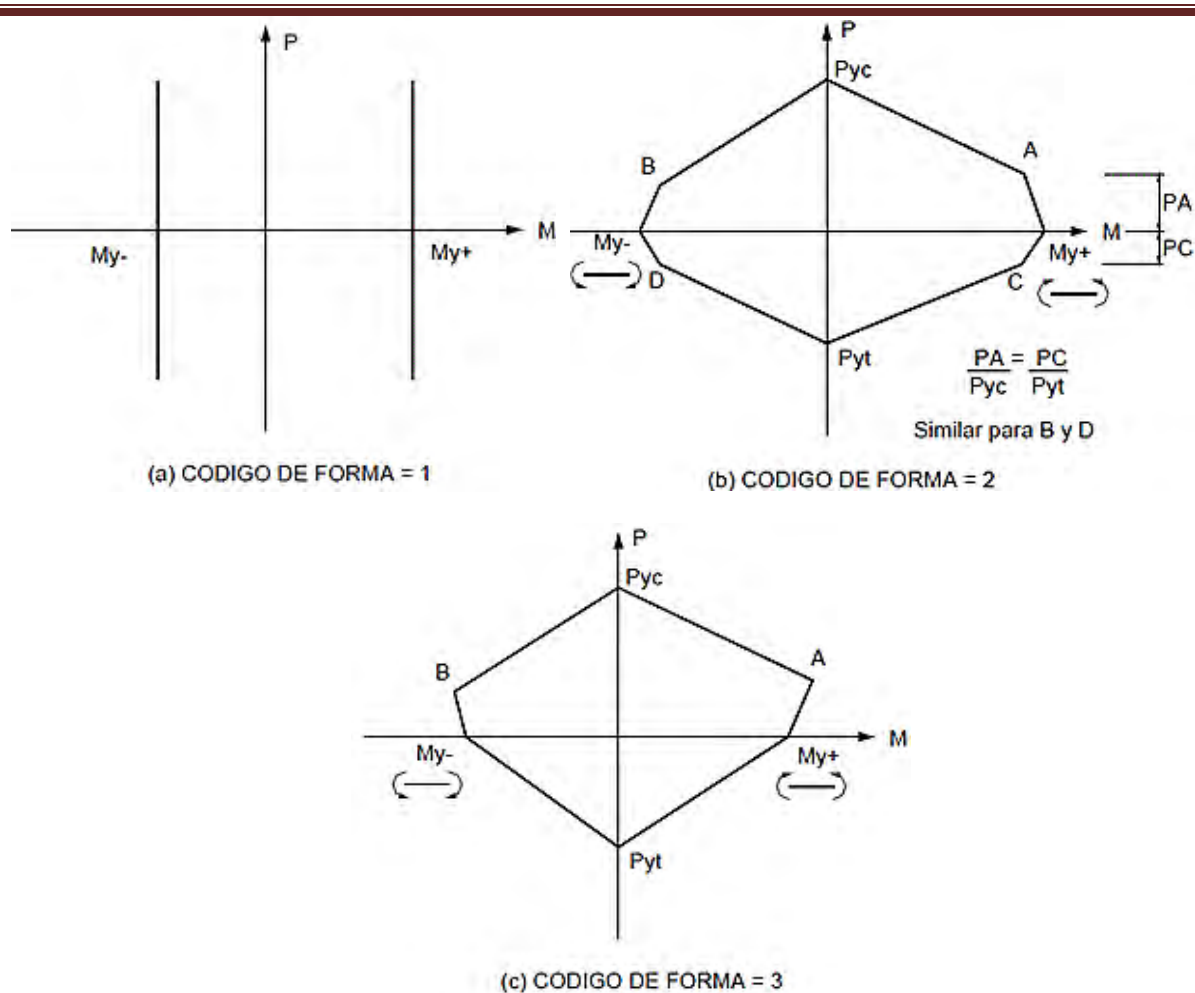


Figura A3.11 Superficies de integración de fluencia usados en Drain 2DX.

Si una combinación fuerza-momento va del rango elástico a más allá de la superficie de fluencia en cualquier paso de integración, se realiza una corrección del equilibrio tal como se muestra en la Figura A3.11 (a). Asimismo, debido a que se asume que la rigidez axial permanece incambiable, la combinación fuerza-momento en una articulación plástica generalmente se alejará de la superficie de fluencia dentro de cualquier paso de integración, tal como se muestra en la Figura A3.11 (b), por lo tanto, se realiza una corrección del equilibrio, tal como se muestra, en el siguiente paso de integración.

En realidad, la fuerza axial de un elemento con una superficie de interacción tipo columna nunca excederá el valor de fluencia para un momento cero. Sin embargo, debido al procedimiento computacional usado, se pueden calcular fuerzas axiales que exceden a la fluencia. Para las fuerzas axiales que exceden a la fluencia, se asume que los momentos de fluencia son ceros. Los resultados impresos del programa deberían ser examinados cuidadosamente e interpretados con precaución. Si las fuerzas axiales que se calculan para una columna se aproximan o exceden a la fluencia, probablemente éste implica un daño severo en la columna.

A3.8.2 Elemento viga con rigidez degradante.

a) Características Generales.

Este elemento fue formulado, para modelar vigas de concreto armado que represente característicamente, propiedades de rigidez de flexión degradante cuando se someta a cargas cíclicas. Como en el caso del elemento viga-columna, el elemento viga con rigidez degradante se puede orientar arbitrariamente en el plano X-Y. El elemento tiene rigidez axial y de flexión, así mismo, se pueden considerar elementos de sección transversal variable mediante la especificación apropiada de los coeficientes de rigidez por flexión. Se pueden considerar las deformaciones por cortantes de flexión y los efectos de conexiones rígidas en los extremos.

La fluencia puede tener lugar solamente en articulaciones plásticas, ubicadas en los extremos del elemento. El endurecimiento por deformación y la rigidez de flexión degradante, se aproximan mediante la suposición de que el elemento consta de un elemento de viga linealmente elástica con resortes de rotación no-lineal en cada extremo, tal como se muestra en la Figura A3.12. Todos los efectos de deformación plástica incluyendo los efectos de rigidez degradante se introducen por medio de las relaciones del momento-rotación para el resorte de las articulaciones.

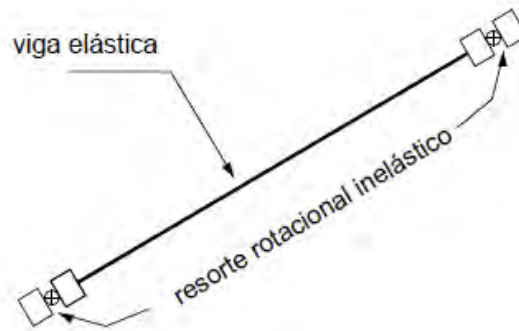


Figura A3.12 Idealización del elemento.

La relación del momento-rotación para cada articulación es una versión extendida del modelo de Takeda, el cual tiene el comportamiento mostrado en la Figura A3.13. La relación básica se encuentra en la forma de una curva bilineal, con una rigidez inicial y una rigidez de endurecimiento por deformación posteriormente, las que son características de condiciones de cargas monotónicas. La rigidez degradante de las articulaciones se introduce cuando se aplica la carga inversa. También, la Figura A3.13 indica las reglas que son seguidas para oscilaciones de amplitudes cortas. Los números en los tramos de la relación, son códigos de fluencia los que son impresos en los resultados, por el programa de cómputo.

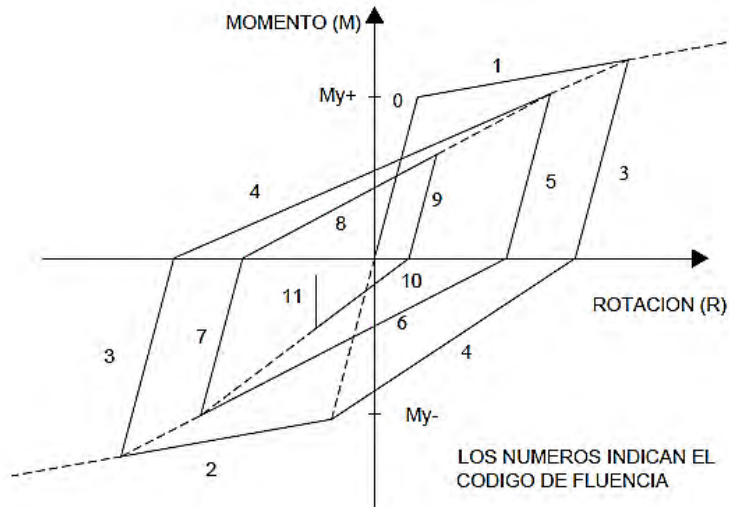


Figura A3.13 Relación momento-rotación de la articulación para el modelo de Takeda.

Las modificaciones que se han realizado para el modelo de Takeda se muestran en la Figura A.14. Estas incluyen:

1. Una reducción de la rigidez de descarga por una cantidad que depende de la máxima rotación previa de la articulación
2. Una incorporación de una rigidez de recarga variable, que es más amplia que la del modelo original de Takeda y también, depende de la historia de la rotación anterior.

Para un mayor alcance, estas extensiones reflejan el comportamiento observado en la práctica. Sin embargo, algunas de las características asumidas para el modelo extendido, particularmente, aquellas asociadas con las oscilaciones de amplitudes cortas han sido seleccionadas sobre la base del criterio técnico y la necesidad de evitar patrones inconsistentes o ilógicos del comportamiento de la articulación. Tales características asumidas son necesarias ya que los datos de pruebas no parecen estar disponibles para el caso de ciclos de carga de amplitud corta, que siguen a los ciclos de amplitud larga.

La rigidez de descarga, K_U , depende de la máxima rotación de la articulación y es controlada por el parámetro de entrada α . Este parámetro controla la rigidez de descarga mediante la posición del “punto de recuperación”, R_{rec} , tal como se muestra en la Figura A.14(a). No debe ser negativo y puede comúnmente estar situado entre cero y 0.4. Sin considerar el valor de α , el ángulo de la descarga nunca se permite que sea menor que el ángulo de la recarga, de lo contrario podría producirse un ciclo histerético con un área negativa.

La rigidez de recarga, K_L , también depende de la máxima rotación de la articulación y es controlada por el parámetro de entrada β tal como se muestra en la Figura A.14(b). El parámetro β no debe ser negativo y puede comúnmente estar entre cero y 0.6.

Las relaciones de corta amplitud que se han asumido son muy similares a las del modelo de Takeda. Sin embargo, han sido necesario formular reglas adicionales para calcular la rigidez de recarga. En la situación descrita en la Figura A.14(c), el “punto de inversión” R_{rev} , se encuentra dentro del punto de recuperación positivo R_{rec}^+ , ya que la incursión inelástica no alcanzó el punto B^+ máximo anterior. En esta situación, no es probable que el ángulo de recarga negativa se dirigiera hacia el punto A^- , que sería el punto de recarga definida en términos del parámetro β y el punto B^- máximo anterior. Si se asumiera que la recarga se dirija hacia el punto A^- , el ángulo de recarga tendería a ser excesivamente alta y podría ser incluso negativa si el punto R_{rev} fuera a situarse a la izquierda del punto A^- . En consecuencia, para este tipo de situación la recarga a un punto X es asumido, donde X se encuentra entre los puntos A y B en una posición que depende de la ubicación de R_{rev} entre los puntos de recuperación límites R_{rec}^- y R_{rec}^+ . La relación específica que se asume para la recarga negativa es:

$$\frac{AX}{AB} = \left(\frac{R_{rec}^+ - R_{rev}}{R_{rec}^+ - R_{rec}^-} \right)^N \quad (A3.8)$$

Con una relación similar para la recarga positiva. Cuando $N=1$, el punto X se posicionará entre A y B en la misma proporción que R_{rev} se sitúa entre R_{rec}^+ y R_{rec}^- . Cuando $N>1$, el punto X se cargará más hacia el punto A, y cuando $N<1$, más hacia el punto B. Se espera utilizar un valor $N=1$, pero, se incluye la posibilidad de especificar algún otro valor para una mayor flexibilidad. Si el factor β es igual a cero, la recarga siempre tendrá lugar hacia el punto B, como en el modelo de Takeda, sin considerar el valor de N.

Tal como se ilustra en la Figura A.14(d), para una serie de ciclos de corta amplitud, el comportamiento asumido es idéntico al del modelo de Takeda, excepto que la rigidez de recarga desde el punto C a la línea AB se basa en la posición del punto de inversión más reciente.

Se pueden especificar momentos diferentes de fluencia en los dos extremos del elemento tanto para la flexión negativa y positiva. No existe interacción entre la fuerza axial y el momento flexionante al producirse la fluencia.

Las cargas estáticas aplicadas dentro de la longitud de cualquier elemento se pueden considerar mediante la especificación de valores de fuerzas de fijación en los extremos. Se pueden incorporar los resultados de análisis de carga estática por separado, mediante la especificación de valores de fuerzas iniciales.

Los efectos por desplazamientos largos, se pueden aproximar en el análisis dinámico, mediante la inclusión de la rigidez geométrica simple, basadas en las fuerzas axiales del elemento bajo la carga estática.

b) Deformaciones del Elemento.

A diferencia del elemento viga-columna, el elemento de rigidez degradante tiene adicionalmente dos modos de deformación, una deformación de rotación adicional asociada con cada uno de los dos resortes de rotación, tal como se muestra en la **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Estos grados de libertad adicionales se condensan por fuera en el nivel del elemento, y no se presentan como grados de libertad de la estructura. Los modos de deformación resultantes del elemento son iguales a los del elemento viga-columna y para la transformación del desplazamiento, la Ec.A.3.8 es aplicable. Dentro del elemento, las deformaciones se dividen en rotaciones de la articulación y deformaciones del miembro flexional elástico.

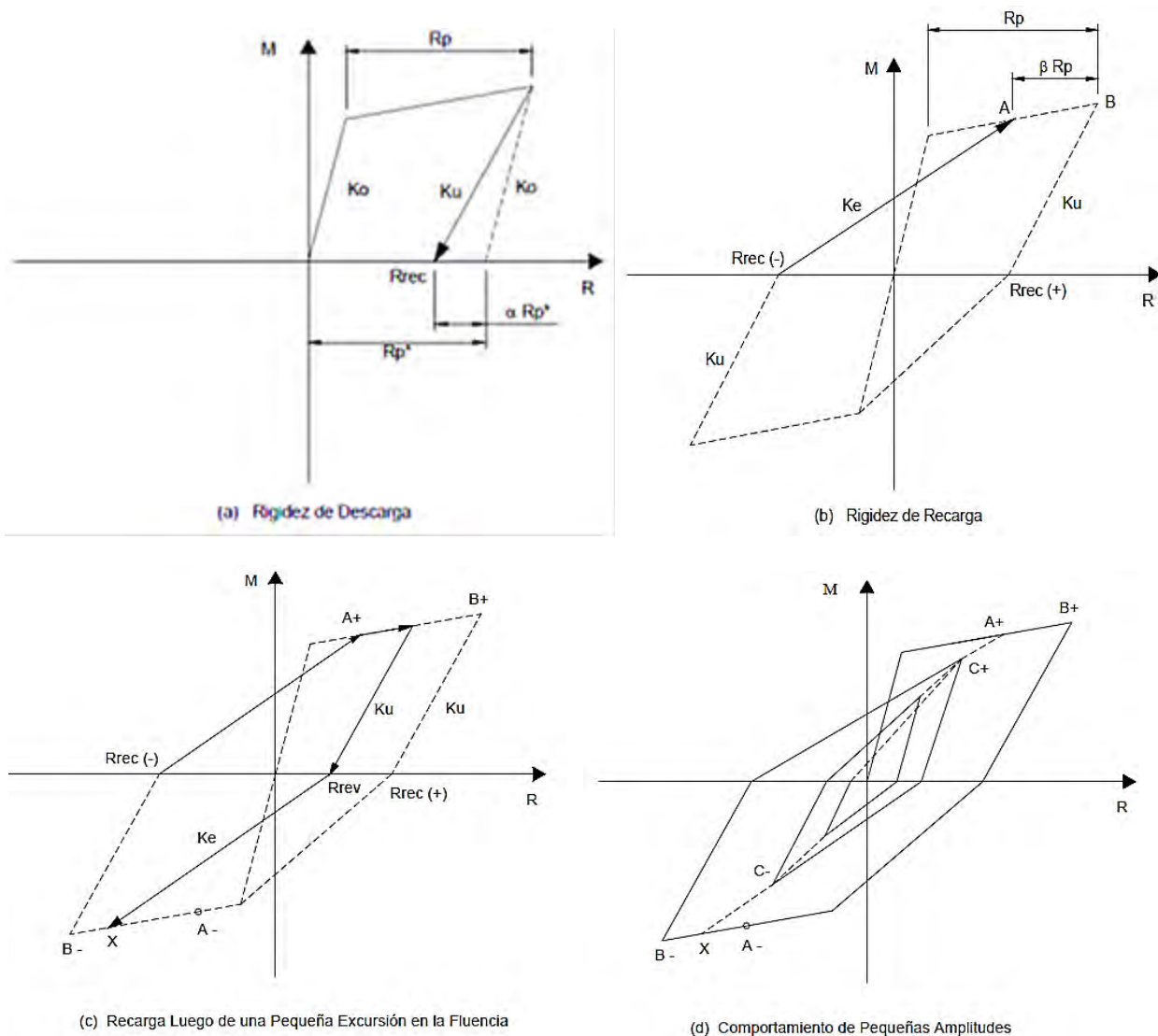


Figura A.14 Relación momento-rotación de la articulación para el modelo de Takeda extendido.

Anexo 4 Tablas y gráficas.

Las siguientes tablas se generaron con ayuda del software Etabs (diseño y análisis estático no-lineal), para verificar que los desplazamientos generados por el pre diseño en los marcos sean correctos conforme a lo estipulado por las NTC-Sismo.

Tabla A4-1 Desplazamientos y distorsiones del edificio de Acero de 6 niveles.

Q=		3										
STORY	H. Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	Desp. Tot X	Drift Total X	Desp. Tot Y	Drift Total Y	distociones max	Des. Por Entrepiso	Cumple
Azotea	3.5	0.0483	0.0699	0.000957	0.0013	0.14488	0.00287	0.20956	0.00390	0.012	0.042	pasa
N5	3.5	0.0449	0.0653	0.001788	0.0025	0.13483	0.00536	0.19592	0.00751	0.012	0.042	pasa
N4	3.5	0.0387	0.0565	0.002292	0.00307	0.11606	0.00688	0.16962	0.00920	0.012	0.042	pasa
N3	3.5	0.0307	0.0458	0.002785	0.00373	0.09199	0.00836	0.13741	0.01119	0.012	0.042	pasa
N2	3.5	0.0209	0.0327	0.002861	0.00376	0.06275	0.00858	0.09824	0.01129	0.012	0.042	pasa
N1	4.5	0.0109	0.0196	0.002423	0.00400	0.03270	0.00727	0.05872	0.01200	0.012	0.054	pasa

desMax. Azotea	0.176	mts
des. Azotea X	0.145	mts
des. Azotea Y	0.210	mts

Datos Etabs	
Vida real	

Tabla A4-2 Desplazamientos y distorsiones del edificio de Concreto de 6 niveles.

Q=		3										
STORY	H. Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	Desp. Tot X	Drift Total X	Desp. Tot Y	Drift Total Y	distociones max	Des. Por Entrepiso	Cumple
Azotea	3.5	-0.0500	-0.0414	0.0013	0.0010	0.14993	0.00377	0.12426	0.00293	0.012	0.042	pasa
N5	3.5	-0.0456	-0.0380	0.0019	0.0015	0.13672	0.00577	0.11399	0.00464	0.012	0.042	pasa
N4	3.5	-0.0388	-0.0326	0.0026	0.0021	0.11652	0.00772	0.09777	0.00628	0.012	0.042	pasa
N3	3.5	-0.0298	-0.0253	0.0030	0.0025	0.08949	0.00906	0.07578	0.00745	0.012	0.042	pasa
N2	3.5	-0.0193	-0.0166	0.0031	0.0026	0.05778	0.00918	0.04971	0.00771	0.012	0.042	pasa
N1	4.5	-0.0085	-0.0076	0.0019	0.0017	0.02564	0.00570	0.02272	0.00505	0.012	0.054	pasa

desMax. Azotea	0.176	mts
des. Azotea X	0.150	mts
des. Azotea Y	0.124	mts

Datos Etabs	
Vida real	

Tabla A4-3 Desplazamientos y distorsiones del edificio RCS de 6 niveles.

Q= 3

STORY	H. Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	Desp. Tot X	Drift Total X	Desp. Tot Y	Drift Total Y	distociones	Des. Por	Cumple
										max	Entrepiso	
Azotea	3.5	0.0607	0.0509	0.001712	0.00134	0.18199	0.00514	0.15257	0.00401	0.012	0.042	pasa
N5	3.5	0.0547	0.0462	0.002464	0.002	0.16400	0.00739	0.13854	0.00599	0.012	0.042	pasa
N4	3.5	0.046	0.0392	0.003202	0.00264	0.13814	0.00961	0.11759	0.00793	0.012	0.042	pasa
N3	3.5	0.0348	0.0299	0.00367	0.00308	0.10451	0.01101	0.08983	0.00923	0.012	0.042	pasa
N2	3.5	0.022	0.0192	0.003599	0.00308	0.06598	0.01080	0.05754	0.00924	0.012	0.042	pasa
N1	4.5	0.0094	0.0084	0.002088	0.00187	0.02819	0.00626	0.02519	0.00560	0.012	0.054	pasa

desMax. Azotea	0.176	mts
des. Azotea X	0.182	mts
des. Azotea Y	0.153	mts

Datos Etabs	
Vida real	

Tabla A4-4 Desplazamientos y distorsiones del edificio de Acero de 10 niveles

Q= 3

STORY	H. Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	Desp. Tot X	Drift Total X	Desp. Tot Y	Drift Total Y	distociones	Des. Por	Cumple
										max	Entrepiso	
Azotea	3.5	0.0761	0.1039	0.000659	0.00089	0.22816	0.00198	0.31175	0.00266	0.012	0.042	pasa
N9	3.5	0.0737	0.1008	0.00116	0.00159	0.22124	0.00348	0.30244	0.00476	0.012	0.042	pasa
N8	3.5	0.0697	0.0953	0.001649	0.00224	0.20906	0.00495	0.28577	0.00671	0.012	0.042	pasa
N7	3.5	0.0639	0.0874	0.002083	0.0028	0.19175	0.00625	0.26228	0.00841	0.012	0.042	pasa
N6	3.5	0.0566	0.0776	0.00231	0.003	0.16988	0.00693	0.23285	0.00901	0.012	0.042	pasa
N5	3.5	0.0485	0.0671	0.002594	0.00336	0.14562	0.00778	0.20132	0.01009	0.012	0.042	pasa
N4	3.5	0.0395	0.0553	0.002821	0.00365	0.11838	0.00846	0.16600	0.01094	0.012	0.042	pasa
N3	3.5	0.0296	0.0426	0.002799	0.00349	0.08876	0.00840	0.12770	0.01047	0.012	0.042	pasa
N2	3.5	0.0198	0.0304	0.002836	0.00367	0.05937	0.00851	0.09107	0.01102	0.012	0.042	pasa
N1	4.5	0.0099	0.0175	0.002192	0.00389	0.02960	0.00658	0.05251	0.01167	0.012	0.054	pasa

desMax. Azotea	0.288	mts
des. Azotea X	0.228	mts
des. Azotea Y	0.312	mts

Datos Etabs	
Vida real	

Tabla A4-5 Desplazamientos y distorsiones del edificio de Concreto de 10 niveles.

Q= 3

STORY	H. Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	Desp. Tot X	Drift Total X	Desp. Tot Y	Drift Total Y	distociones	Des. Por	Cumple
										max	Entrepiso	
Azotea	3.5	0.0723	0.0617	0.00074	0.00067	0.21687	0.00222	0.18501	0.00201	0.012	0.042	pasa
N9	3.5	0.0697	0.0593	0.001126	0.00099	0.20910	0.00338	0.17798	0.00298	0.012	0.042	pasa
N8	3.5	0.0658	0.0558	0.00155	0.00134	0.19729	0.00465	0.16754	0.00402	0.012	0.042	pasa
N7	3.5	0.0603	0.0512	0.001947	0.00166	0.18101	0.00584	0.15345	0.00498	0.012	0.042	pasa
N6	3.5	0.0535	0.0453	0.002294	0.00194	0.16056	0.00688	0.13602	0.00581	0.012	0.042	pasa
N5	3.5	0.0455	0.0386	0.002576	0.00216	0.13648	0.00773	0.11570	0.00647	0.012	0.042	pasa
N4	3.5	0.0365	0.031	0.002777	0.00232	0.10943	0.00833	0.09305	0.00695	0.012	0.042	pasa
N3	3.5	0.0268	0.0229	0.002854	0.00239	0.08027	0.00856	0.06872	0.00716	0.012	0.042	pasa
N2	3.5	0.0168	0.0146	0.002689	0.00228	0.05030	0.00807	0.04365	0.00685	0.012	0.042	pasa
N1	4.5	0.0074	0.0066	0.001634	0.00146	0.02206	0.00490	0.01968	0.00437	0.012	0.054	pasa

desMax. Azotea	0.288	mts
des. Azotea X	0.217	mts
des. Azotea Y	0.185	mts

Datos Etabs	
Vida real	

Tabla A4-6 Desplazamientos y distorsiones del edificio RCS de 10 niveles.

Q= 3

STORY	H. Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	Desp. Tot X	Drift Total X	Desp. Tot Y	Drift Total Y	distociones	Des. Por	Cumple
										max	Entrepiso	
Azotea	3.5	0.0802	-0.0683	0.0010	0.0008	0.24045	0.00306	0.20504	0.00254	0.012	0.042	pasa
N9	3.5	0.0766	-0.0654	0.0014	0.0012	0.22974	0.00419	0.19614	0.00353	0.012	0.042	pasa
N8	3.5	0.0717	-0.0613	0.0018	0.0016	0.21508	0.00553	0.18381	0.00467	0.012	0.042	pasa
N7	3.5	0.0652	-0.0558	0.0023	0.0019	0.19574	0.00684	0.16748	0.00578	0.012	0.042	pasa
N6	3.5	0.0573	-0.0491	0.0027	0.0022	0.17179	0.00799	0.14727	0.00674	0.012	0.042	pasa
N5	3.5	0.0479	-0.0412	0.0030	0.0025	0.14382	0.00888	0.12368	0.00749	0.012	0.042	pasa
N4	3.5	0.0376	-0.0325	0.0031	0.0026	0.11275	0.00937	0.09744	0.00794	0.012	0.042	pasa
N3	3.5	0.0266	-0.0232	0.0031	0.0026	0.07994	0.00926	0.06964	0.00792	0.012	0.042	pasa
N2	3.5	0.0158	-0.0140	0.0027	0.0024	0.04754	0.00811	0.04192	0.00706	0.012	0.042	pasa
N1	4.5	0.0064	-0.0057	0.0014	0.0013	0.01914	0.00425	0.01721	0.00383	0.012	0.054	pasa

desMax. Azotea	0.288	mts
des. Azotea X	0.240	mts

Datos Etabs	
Vida real	

Tabla A4-7 Desplazamientos y distorsiones del edificio RCS de 20 niveles.

Q= 3

STORY	H. Nivel	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y	Desp. Tot X	Drift Total X	Desp. Tot Y	Drift Total Y	distociones	Des. Por	Cumple
										max	Entrepiso	
Azotea	3.2	0.1854	0.0304	0.0008	0.0001	0.55613	0.00237	0.09128	0.00026	0.012	0.0384	pasa
N19	3.2	0.1828	0.0302	0.0011	0.0001	0.54854	0.00333	0.09047	0.00043	0.012	0.0384	pasa
N18	3.2	0.1793	0.0297	0.0015	0.0002	0.53789	0.00438	0.08910	0.00062	0.012	0.0384	pasa
N17	3.2	0.1746	0.0290	0.0018	0.0003	0.52389	0.00540	0.08714	0.00080	0.012	0.0384	pasa
N16	3.2	0.1689	0.0282	0.0021	0.0003	0.50662	0.00636	0.08459	0.00097	0.012	0.0384	pasa
N15	3.2	0.1621	0.0272	0.0024	0.0004	0.48626	0.00727	0.08148	0.00114	0.012	0.0384	pasa
N14	3.2	0.1543	0.0259	0.0027	0.0004	0.46300	0.00812	0.07784	0.00129	0.012	0.0384	pasa
N13	3.2	0.1457	0.0246	0.0029	0.0005	0.43702	0.00861	0.07372	0.00138	0.012	0.0384	pasa
N12	3.2	0.1365	0.0231	0.0031	0.0005	0.40947	0.00927	0.06930	0.00150	0.012	0.0384	pasa
N11	3.2	0.1266	0.0215	0.0033	0.0005	0.37980	0.00989	0.06449	0.00162	0.012	0.0384	pasa
N10	3.2	0.1161	0.0198	0.0035	0.0006	0.34815	0.01045	0.05931	0.00173	0.012	0.0384	pasa
N9	3.2	0.1049	0.0179	0.0036	0.0006	0.31473	0.01093	0.05379	0.00182	0.012	0.0384	pasa
N8	3.2	0.0932	0.0160	0.0038	0.0006	0.27974	0.01135	0.04797	0.00191	0.012	0.0384	pasa
N7	3.2	0.0811	0.0140	0.0038	0.0006	0.24341	0.01138	0.04187	0.00192	0.012	0.0384	pasa
N6	3.2	0.0690	0.0119	0.0039	0.0007	0.20699	0.01163	0.03574	0.00197	0.012	0.0384	pasa
N5	3.2	0.0566	0.0098	0.0039	0.0007	0.16976	0.01181	0.02943	0.00202	0.012	0.0384	pasa
N4	3.2	0.0440	0.0077	0.0039	0.0007	0.13198	0.01184	0.02297	0.00204	0.012	0.0384	pasa
N3	3.2	0.0314	0.0055	0.0039	0.0007	0.09409	0.01157	0.01646	0.00201	0.012	0.0384	pasa
N2	3.2	0.0190	0.0033	0.0035	0.0006	0.05705	0.01050	0.01003	0.00184	0.012	0.0384	pasa
N1	3.8	0.0078	0.0014	0.0000	0.0000	0.02344	0.00000	0.00415	0.00000	0.012	0.0456	pasa

desMax. Azotea	0.5168	mts
des. Azotea X	0.556	mts

Datos Etabs	
Vida real	

Las tablas (Tabla A4-8 para marcos de 6 niveles, Tabla A4-9 para marcos de 10 niveles y Tabla A4-10 para el modelo de 20 niveles) que se presentan a continuación son el resumen de los momentos máximos de demanda tanto en vigas y en columnas como los momentos máximos resistentes de cada elemento, que se generaron con los diferentes registros, las cuales fueron utilizadas tanto para el análisis de los nodos ante las sumatorias de momentos de los elementos, en relación de las resistencias como para poder determinar un valor de FRM adecuado para el caso de los sistemas RCS.

Para facilitar la identificación de ciertos elementos dentro de las tablas, se presentan en color verde los nodos estudiados de los marcos de acuerdo al orden y la numeración asignada, de color azul se presentan los momentos que se presentaron cuando los elementos alcanzaron su momento plástico, en el caso de las vigas y columnas si bien no se presentó la plastificación de la sección, dónde se alcanzó el máximo momento en la zona del nodo, si se presentó en las articulaciones de la base, representado en color amarillo. Para la identificación del FRM obtenida de los análisis paso a paso de los modelos discretos, ésta se presenta en color gris y finalmente en color rojo se presenta los FRM que se obtendrían, de acuerdo al diseño de los marcos si estos hubiesen sido alcanzados.

Además, a manera de análisis directo, se presentan las gráficas de los nodos de primer nivel correspondientes a los resultados de los análisis en los diferentes registros de lo que ocurre en los nodos de dichos marcos. En los cuales se pretende representar mediante la línea de color verde los momentos demandantes individuales de cada una de las vigas que llegan al nodo y la línea azul corresponde al momento resistente de la columna 2. Mediante la línea gris, se muestra la sumatoria de momentos demandantes de las vigas y la línea roja representa la sumatoria de momentos resistentes de las columnas.

Tabla A4-8 Revisión de los momentos flexionantes en vigas y columnas de los marcos de 6 niveles.

PB	Elemento	Nodo	Acero Cerro Prieto					Concreto Cerro Prieto					RCS Cerro Prieto							
			Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis
Columna	1	5	-134.30	0.00E+00	226.02	1.0	353.55	2.70	59.42	0.00E+00	163.92	1.9	203.38	4.63	76.34	0.00E+00	169.51	1.5	235.46	2.66
	5		-91.72	0.00E+00			353.55		104.50	0.00E+00			203.38		93.17	0.00E+00				
	Viga		25	222.00	0.00E+00	222.00	262.31	87.79	4.07E-03	87.79	87.79	-116.10	0.00E+00	116.10	176.78					
Columna	2	6	-186.50	0.00E+00	365.80	1.0	353.55	1.35	91.22	0.00E+00	248.52	1.4	203.38	2.32	122.50	0.00E+00	278.20	1.1	235.46	1.33
	6		-179.30	0.00E+00			353.55		157.30	0.00E+00			203.38		155.70	0.00E+00				
	Viga		25	174.50	0.00E+00	363.80	262.31	87.79	7.77E-03	175.58	87.79	-142.50	0.00E+00	251.80	176.78					
			26	189.30	0.00E+00			262.31	87.79	2.26E-03	87.79	-109.30	0.00E+00	176.78						
Columna	3	7	-186.70	0.00E+00	365.80	1.0	353.55	1.35	91.14	0.00E+00	249.04	1.4	203.38	2.32	122.50	0.00E+00	278.40	1.1	235.46	1.33
	7		-179.10	0.00E+00			353.55		157.90	0.00E+00			203.38		155.90	0.00E+00				
	Viga		26	158.80	0.00E+00	363.70	262.31	87.79	7.92E-03	175.58	87.79	-139.70	0.00E+00	251.90	176.78					
			27	204.90	0.00E+00			262.31	87.79	2.31E-03	87.79	-112.20	0.00E+00	176.78						
Columna	4	8	-124.60	0.00E+00	198.63	1.0	353.55	2.70	62.97	0.00E+00	170.17	1.9	203.38	4.63	85.13	0.00E+00	212.53	1.5	235.46	2.66
	8		-74.03	0.00E+00			353.55		107.20	0.00E+00			203.38		127.40	0.00E+00				
	Viga		27	194.70	0.00E+00	194.70	262.31	87.79	9.47E-03	87.79	87.79	-145.80	0.00E+00	145.80	176.78					
Columna	1	5	-148.20	0.00E+00	262.90	1.0	353.55	2.70	-59.03	0.00E+00	151.68	1.7	203.38	4.63	-99.65	0.00E+00	238.15	1.6	235.46	2.66
	5		-114.70	0.00E+00			353.55		-92.65	0.00E+00			203.38		-138.50	0.00E+00				
	Viga		25	262.30	2.96E-04	262.30	262.31	87.79	9.46E-03	87.79	87.79	150.30	0.00E+00	150.30	176.78					
Columna	2	6	-214.00	0.00E+00	443.30	1.0	353.55	1.35	-89.19	0.00E+00	231.49	1.3	203.38	2.32	171.30	0.00E+00	336.30	1.1	235.46	1.33
	6		-229.30	0.00E+00			353.55		-142.30	0.00E+00			203.38		165.00	0.00E+00				
	Viga		25	214.10	0.00E+00	443.10	262.31	87.79	6.29E-03	175.58	87.79	-173.10	0.00E+00	312.10	176.78					
			26	229.00	0.00E+00			262.31	87.79	7.79E-03	87.79	-139.00	0.00E+00	176.78						
Columna	3	7	-213.70	0.00E+00	444.30	1.0	353.55	1.35	-89.34	0.00E+00	230.74	1.3	203.38	2.32	171.30	0.00E+00	336.70	1.1	235.46	1.33
	7		-230.60	0.00E+00			353.55		-141.40	0.00E+00			203.38		165.40	0.00E+00				
	Viga		26	198.10	0.00E+00	444.50	262.31	87.79	6.07E-03	175.58	87.79	-169.50	0.00E+00	312.10	176.78					
			27	246.40	0.00E+00			262.31	87.79	7.65E-03	87.79	-142.60	0.00E+00	176.78						
Columna	4	8	-140.70	0.00E+00	240.20	1.0	353.55	2.70	-58.88	0.00E+00	150.65	1.7	203.38	4.63	-99.34	0.00E+00	200.34	1.6	235.46	2.66
	8		-99.50	0.00E+00			353.55		-91.77	0.00E+00			203.38		-101.00	0.00E+00				
	Viga		27	240.20	0.00E+00	240.20	262.31	87.79	8.13E-03	87.79	87.79	121.70	1.79E-05	121.70	176.78					

PB	Elemento	Nodo	Acero Manzanillo					Concreto Manzanillo					RCS Manzanillo								
			Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	
Columna	1	5	139.70	0.00E+00	252.70	1.0	353.55	2.70	15.15	0.00E+00	86.18	1.3	203.38	4.63	-85.37	0.00E+00	199.87	1.4	235.46	2.66	
	5		113.00	0.00E+00					71.03	0.00E+00					203.38	-114.50					0.00E+00
	Viga		25	-241.90	8.60E+00	241.90	262.31	-67.45	1.17E-03	67.45	87.79	143.90	2.39E-03	143.90							
PB	Elemento	Nodo	Acero Manzanillo					Concreto Manzanillo					RCS Manzanillo								
Columna	2	6	209.20	0.00E+00	441.30	1.0	353.55	1.35	45.24	0.00E+00	168.34	1.1	203.38	2.32	-119.30	0.00E+00	276.80	1.1	235.46	1.33	
	6		232.10	0.00E+00					123.10	0.00E+00					203.38	-157.50					0.00E+00
	Viga		25	-240.70	0.00E+00	428.50	262.31	-87.80	-1.81E-03	110.20	0.00E+00	152.63	87.79	87.79	2.32	110.20	0.00E+00	247.80	1.1	176.78	1.33
			26	-187.80	0.00E+00			-64.83	0.00E+00	137.60	1.57E-03					176.78					
PB	Elemento	Nodo	Acero Manzanillo					Concreto Manzanillo					RCS Manzanillo								
Columna	3	7	209.10	0.00E+00	441.40	1.0	353.55	1.35	45.19	0.00E+00	168.39	1.1	203.38	2.32	-119.20	0.00E+00	276.20	1.1	235.46	1.33	
	7		232.30	0.00E+00					123.20	0.00E+00					203.38	-157.00					0.00E+00
	Viga		26	-218.30	0.00E+00	422.80	262.31	-87.80	-1.69E-03	107.20	0.00E+00	152.66	87.79	87.79	2.32	107.20	0.00E+00	247.30	1.1	176.78	1.33
			27	-204.50	0.00E+00			-64.86	0.00E+00	140.10	1.88E-03					176.78					
PB	Elemento	Nodo	Acero Manzanillo					Concreto Manzanillo					RCS Manzanillo								
Columna	4	8	146.60	0.00E+00	266.30	1.0	353.55	2.70	25.72	0.00E+00	106.53	1.2	203.38	4.63	-69.77	0.00E+00	159.39	1.4	235.46	2.66	
	8		119.70	0.00E+00					80.81	0.00E+00					203.38	-89.62					0.00E+00
	Viga		27	-254.70	0.00E+00	254.70	262.31	-87.81	-2.08E-03	87.81	87.79	113.40	0.00E+00	113.40							
PB	Elemento	Nodo	Acero SCT					Concreto SCT					RCS SCT								
Columna	1	5	-100.70	0.00E+00	180.55	1.0	353.55	2.70	-23.08	0.00E+00	92.84	1.1	203.38	4.63	6.28	0.00E+00	44.28	1.0	235.46	2.66	
	5		-79.85	0.00E+00					-69.76	0.00E+00					203.38	38.00					0.00E+00
	Viga		25	180.50	0.00E+00	180.50	262.31	87.02	0.00E+00	87.02	87.79	-44.26	0.00E+00	44.26							
PB	Elemento	Nodo	Acero SCT					Concreto SCT					RCS SCT								
Columna	2	6	-141.30	0.00E+00	292.40	1.0	353.55	1.35	-39.85	0.00E+00	143.45	1.0	203.38	2.32	31.75	0.00E+00	114.29	1.0	235.46	1.33	
	6		-151.10	0.00E+00					-103.60	0.00E+00					203.38	82.54					0.00E+00
	Viga		25	136.90	0.00E+00	292.30	262.31	55.21	0.00E+00	87.79	87.79	139.40	87.79	87.79	2.32	-72.83	0.00E+00	114.32	1.0	176.78	1.33
			26	155.40	0.00E+00			84.19	0.00E+00	-41.49	0.00E+00					176.78					
PB	Elemento	Nodo	Acero SCT					Concreto SCT					RCS SCT								
Columna	3	7	-141.40	0.00E+00	292.20	1.0	353.55	1.35	-39.70	0.00E+00	143.10	1.0	203.38	2.32	31.79	0.00E+00	114.63	1.0	235.46	1.33	
	7		-150.80	0.00E+00					-103.40	0.00E+00					203.38	82.84					0.00E+00
	Viga		26	124.90	0.00E+00	292.20	262.31	53.76	0.00E+00	87.79	87.79	138.99	87.79	87.79	2.32	-71.93	0.00E+00	114.66	1.0	176.78	1.33
			27	167.30	0.00E+00			85.23	0.00E+00	-42.73	0.00E+00					176.78					
PB	Elemento	Nodo	Acero SCT					Concreto SCT					RCS SCT								
Columna	4	8	-91.02	0.00E+00	153.19	1.0	353.55	2.70	-9.51	0.00E+00	62.67	1.1	203.38	4.63	17.33	0.00E+00	74.27	1.0	235.46	2.66	
	8		-62.17	0.00E+00					-53.16	0.00E+00					203.38	56.94					0.00E+00
	Viga		27	153.20	0.00E+00	153.20	262.31	56.76	0.00E+00	56.76	87.79	-74.25	0.00E+00	74.25							

PB	Elemento	Nodo	Acero Tlahuac Bombas					Concreto Tlahuac Bombas					RCS Tlahuac Bombas							
			Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis
Columna	1	5	-45.78	0.00E+00	81.88	1.0	353.55	2.70	-63.13	0.00E+00	73.93	1.0	203.38	4.63	3.74	0.00E+00	22.91	1.0	235.46	2.66
	5		-36.10	0.00E+00			353.55		-10.80	0.00E+00			203.38		19.17	0.00E+00			235.46	
	Viga		25	81.87	0.00E+00	81.87	262.31	73.52	0.00E+00	73.52	87.79	-22.48	0.00E+00	22.48	176.78					
PB	Elemento	Nodo	Acero Tlahuac Bombas					Concreto Tlahuac Bombas					RCS Tlahuac Bombas							
Columna	2	6	-59.56	0.00E+00	119.34	1.0	353.55	1.35	-24.60	0.00E+00	113.61	1.0	203.38	2.32	21.85	0.00E+00	72.52	1.0	235.46	1.33
	6		-59.78	0.00E+00			353.55		-89.01	0.00E+00			203.38		50.67	0.00E+00			235.46	
	Viga		25	46.94	5.78E-02	119.33	262.31	42.13	5.78E-02	113.60	87.79	-51.59	0.00E+00	72.21	176.78					
			26	72.39	6.31E-02		262.31	71.47	6.31E-02	87.79	-20.62	0.00E+00	176.78							
PB	Elemento	Nodo	Acero Tlahuac Bombas					Concreto Tlahuac Bombas					RCS Tlahuac Bombas							
Columna	3	7	-59.68	0.00E+00	119.20	1.0	353.55	1.35	-24.54	0.00E+00	113.24	1.0	203.38	2.32	21.90	0.00E+00	72.87	1.0	235.46	1.33
	7		-59.52	0.00E+00			353.55		-88.70	0.00E+00			203.38		50.97	0.00E+00			235.46	
	Viga		26	41.90	5.83E-02	119.21	262.31	41.02	5.83E-02	113.24	87.79	-51.07	0.00E+00	72.56	176.78					
			27	77.31	6.25E-02		262.31	72.22	6.25E-02	87.79	-21.49	0.00E+00	176.78							
PB	Elemento	Nodo	Acero Tlahuac Bombas					Concreto Tlahuac Bombas					RCS Tlahuac Bombas							
Columna	4	8	-36.10	0.00E+00	54.51	1.0	353.55	2.70	-44.15	0.00E+00	44.15	1.0	203.38	4.63	14.78	0.00E+00	52.89	1.0	235.46	2.66
	8		-18.41	0.00E+00			353.55		0.00	0.00E+00			203.38		38.11	0.00E+00			235.46	
	Viga		27	54.51	6.35E-02	54.51	262.31	43.44	6.35E-02	43.44	87.79	-52.47	0.00E+00	52.47	176.78					
PB	Elemento	Nodo	Acero Chile					Concreto Chile					RCS Chile							
Columna	1	5	-207.50	0.00E+00	359.30	1.4	353.55	2.70	62.54	0.00E+00	172.44	2.0	203.38	4.63	108.80	0.00E+00	227.20	1.6	235.46	2.66
	5		-151.80	0.00E+00			353.55		109.90	0.00E+00			203.38		118.40	0.00E+00			235.46	
	Viga		25	262.30	2.85E-02	262.30	262.31	87.79	9.79E-03	87.79	-138.00	5.98E-04	138.00	176.78						
PB	Elemento	Nodo	Acero Chile					Concreto Chile					RCS Chile							
Columna	2	6	-290.00	0.00E+00	590.40	1.1	353.55	1.35	75.24	0.00E+00	230.94	1.3	203.38	2.32	168.20	0.00E+00	343.20	1.2	235.46	1.33
	6		-300.40	0.00E+00			353.55		155.70	0.00E+00			203.38		175.00	0.00E+00			235.46	
	Viga		25	262.30	1.87E-03	524.60	262.31	87.79	1.98E-03	175.58	87.79	-163.90	0.00E+00	294.30	176.78					
			26	262.30	2.42E-03		262.31	87.79	7.29E-03	87.79	-130.40	0.00E+00	176.78							
PB	Elemento	Nodo	Acero Chile					Concreto Chile					RCS Chile							
Columna	3	7	-282.50	0.00E+00	585.60	1.1	353.55	1.35	74.99	0.00E+00	230.79	1.3	203.38	2.32	168.30	0.00E+00	342.20	1.2	235.46	1.33
	7		-303.10	0.00E+00			353.55		155.80	0.00E+00			203.38		173.90	0.00E+00			235.46	
	Viga		26	262.30	2.28E-03	524.60	262.31	87.79	2.02E-03	175.58	87.79	-160.80	1.71E-02	294.80	176.78					
			27	262.30	2.44E-03		262.31	87.79	7.14E-03	87.79	-134.00	1.48E-04	176.78							
PB	Elemento	Nodo	Acero Chile					Concreto Chile					RCS Chile							
Columna	4	8	-214.60	0.00E+00	358.30	1.4	353.55	2.70	63.57	0.00E+00	172.37	2.0	203.38	4.63	125.70	0.00E+00	272.20	1.6	235.46	2.66
	8		-143.70	0.00E+00			353.55		108.80	0.00E+00			203.38		146.50	0.00E+00			235.46	
	Viga		27	262.30	2.83E-02	262.30	262.31	87.79	4.32E-03	87.79	-168.30	0.00E+00	168.30	176.78						

PB	Elemento	Nodo	Acero Northridge					Concreto Northridge					RCS Northridge								
			Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	
Columna	1	5	237.30	0.00E+00	395.80	1.5	353.55	2.70	90.49	0.00E+00	221.39	2.5	203.38	4.63	-182.50	0.00E+00	413.80	2.3	235.46	2.66	
	5		158.50	0.00E+00			353.55		130.90	0.00E+00			203.38		-231.30	-2.05E-03			235.46		
	Viga		25	-262.30			2.83E-02		262.30	262.31			-87.81		5.76E-02	87.79			-176.80		-4.93E-02
Columna	2	6	-324.00	-4.77E-04	655.10	1.2	353.55	1.35	127.10	0.00E+00	305.80	1.7	203.38	2.32	-231.20	-2.07E-03	424.80	1.2	235.46	1.33	
	6		-331.10	-8.38E-04			353.55		178.70	0.00E+00			203.38		-193.60	0.00E+00			235.46		
	Viga		25	262.30			1.42E-02		262.31	-87.81			-5.40E-02		87.79	-176.80			-4.29E-02		176.78
			26	262.30			1.45E-02		524.60	262.31			-87.81		-5.43E-02	87.79			-176.80		-4.19E-02
Columna	3	7	-322.50	-6.39E-04	648.30	1.2	353.55	1.35	126.90	0.00E+00	305.80	1.7	203.38	2.32	-186.90	0.00E+00	414.10	1.2	235.46	1.33	
	7		-325.80	-1.25E-03			353.55		178.90	0.00E+00			203.38		-227.20	-7.42E-05			235.46		
	Viga		26	262.30			1.42E-02		262.31	-87.81			-5.43E-02		87.79	-176.80			-4.32E-02		176.78
			27	262.30			1.39E-02		524.60	262.31			-87.81		-5.40E-02	87.79			-176.80		-4.20E-02
Columna	4	8	229.50	0.00E+00	396.60	1.5	353.55	2.70	82.95	0.00E+00	223.65	2.5	203.38	4.63	-227.50	-7.65E-05	403.00	2.3	235.46	2.66	
	8		167.10	0.00E+00			353.55		140.70	0.00E+00			203.38		-175.50	0.00E+00			235.46		
	Viga		27	-262.40			3.07E-02		262.40	262.31			-87.81		5.75E-02	87.79			-176.80		-4.97E-02
Columna	1	5	240.60	0.00E+00	349.30	1.3	353.55	2.70	98.86	0.00E+00	211.16	2.4	203.38	4.63	18.31	0.00E+00	290.41	1.7	235.46	2.66	
	5		108.70	0.00E+00			353.55		112.30	0.00E+00			203.38		272.10	0.00E+00			235.46		
	Viga		25	262.30			1.05E-02		262.30	262.31			-87.81		-7.15E-02	87.79			-175.30		1.77E-02
Columna	2	6	313.70	0.00E+00	593.70	1.2	353.55	1.35	133.30	0.00E+00	295.00	1.7	203.38	2.32	49.64	0.00E+00	425.84	1.2	235.46	1.33	
	6		280.00	0.00E+00			353.55		161.70	0.00E+00			203.38		376.20	0.00E+00			235.46		
	Viga		25	251.70			1.23E-02		262.31	-87.81			-6.30E-02		87.79	-176.60			1.04E-02		176.78
			26	249.20			9.93E-03		500.90	262.31			-87.80		-6.16E-02	87.79			-174.90		1.08E-02
Columna	3	7	315.60	0.00E+00	593.40	1.2	353.55	1.35	133.20	0.00E+00	295.30	1.7	203.38	2.32	49.78	0.00E+00	426.08	1.2	235.46	1.33	
	7		277.80	0.00E+00			353.55		162.10	0.00E+00			203.38		376.30	0.00E+00			235.46		
	Viga		26	249.00			1.25E-02		262.31	-87.81			-6.37E-02		87.79	-176.40			1.08E-02		176.78
			27	255.60			9.90E-03		504.60	262.31			-87.80		-6.11E-02	87.79			-175.10		1.04E-02
Columna	4	8	231.90	0.00E+00	347.20	1.3	353.55	2.70	-95.55	0.00E+00	207.05	2.4	203.38	4.63	23.26	0.00E+00	297.56	1.7	235.46	2.66	
	8		115.30	0.00E+00			353.55		-111.50	0.00E+00			203.38		274.30	0.00E+00			235.46		
	Viga		27	262.30			1.04E-02		262.30	262.31			87.80		-7.30E-02	87.80			-176.90		1.77E-02

Nodo
Articulacion de la base en las columnas
Fluencia en las vigas
FMD obtenido de los analisis
Factor de diseño

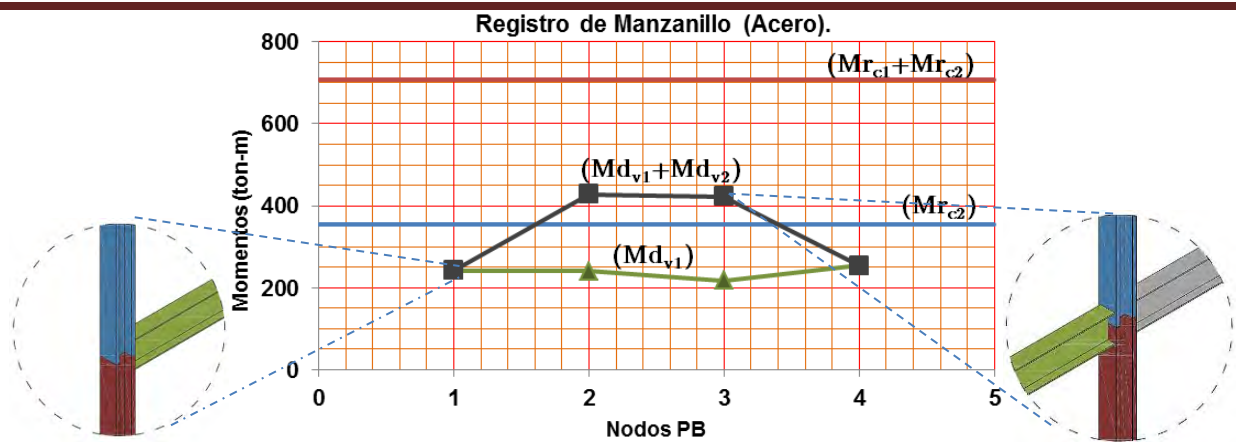


Figura A4.1 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 6 niveles de acero.

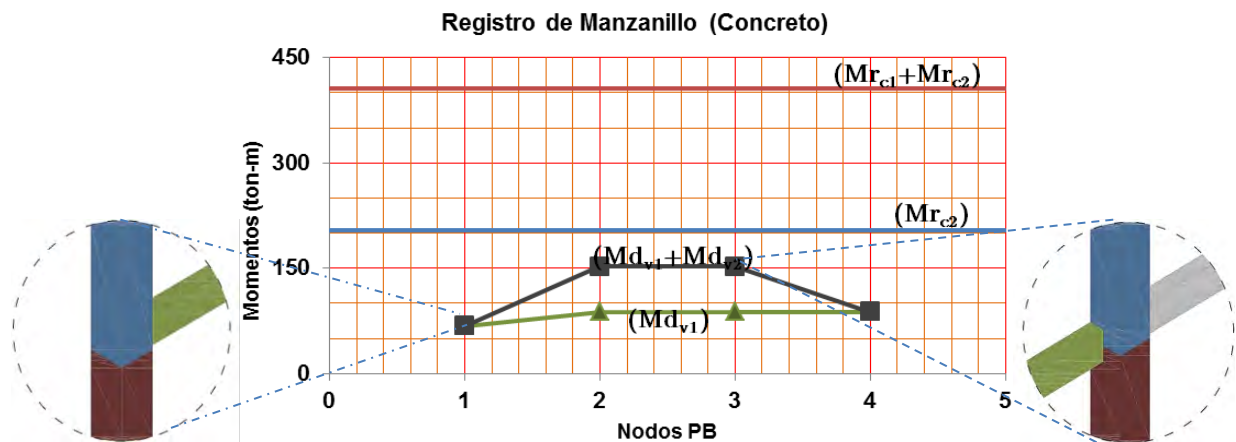


Figura A4.2 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 6 niveles de concreto.

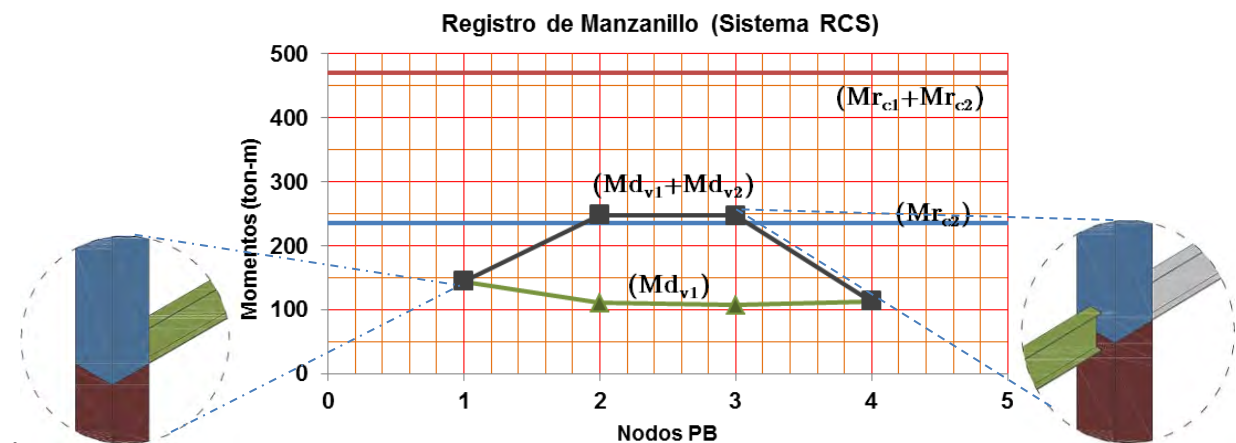


Figura A4.3 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 6 niveles de sistemas RCS.

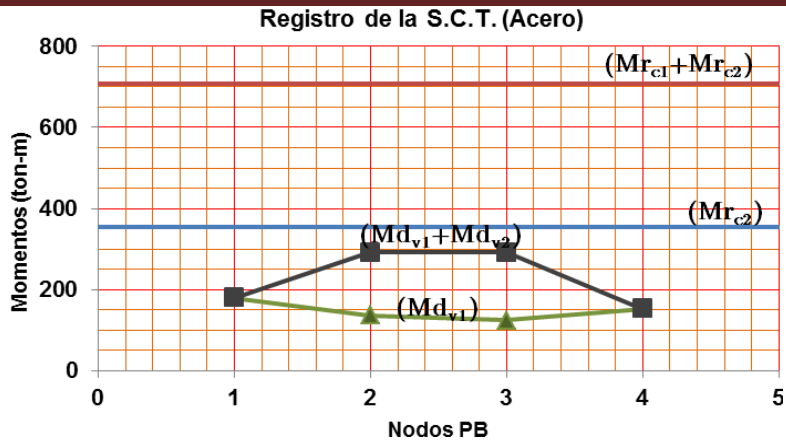


Figura A4.4 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 6 niveles de acero

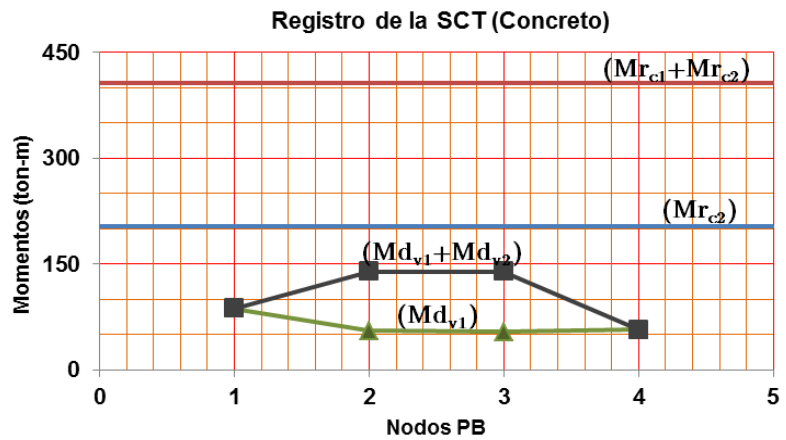


Figura A4.5 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 6 niveles de concreto

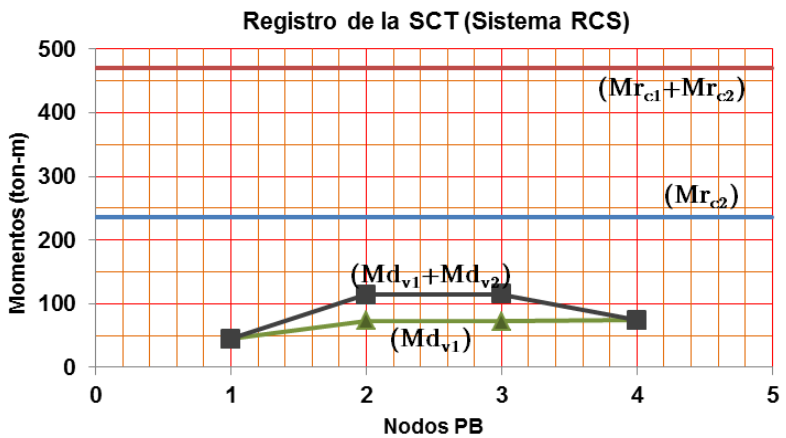


Figura A4.6 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 6 niveles de sistemas RCS

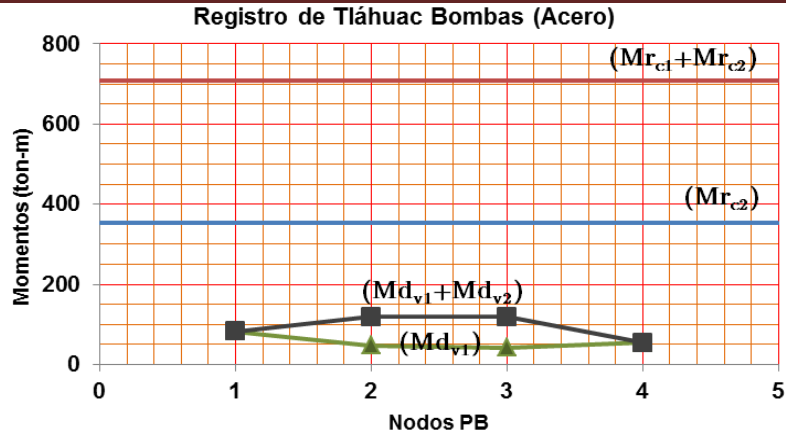


Figura A4.7 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de acero

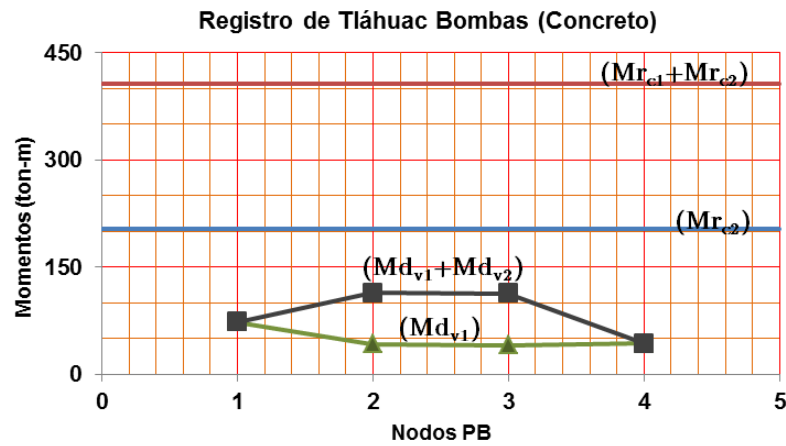


Figura A4.8 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de concreto

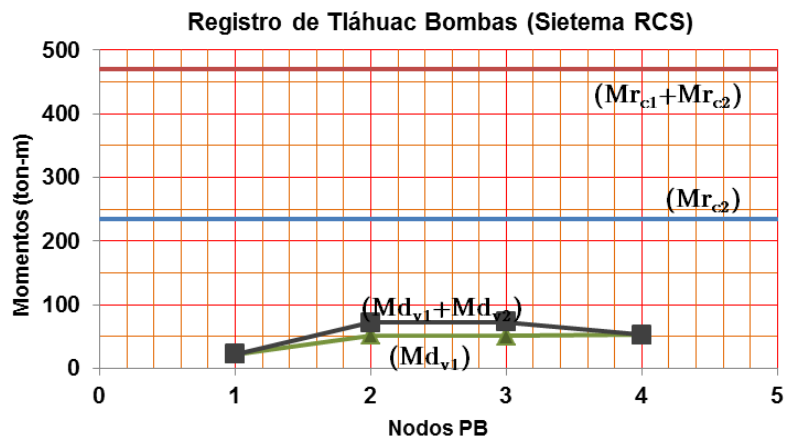


Figura A4.9 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de sistemas RCS

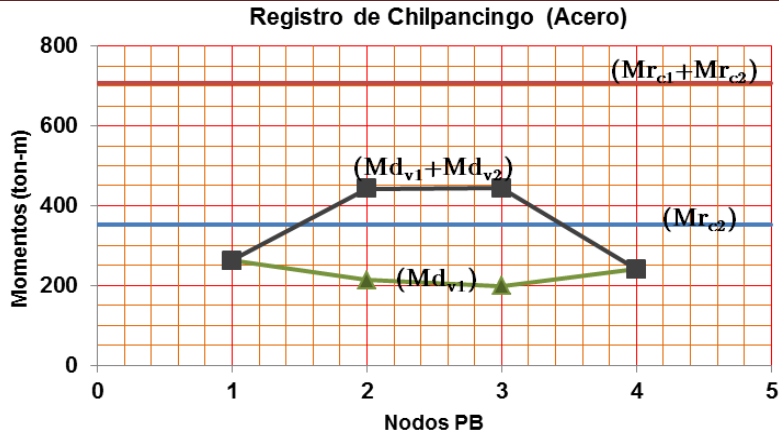


Figura A4.10 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 6 niveles de acero

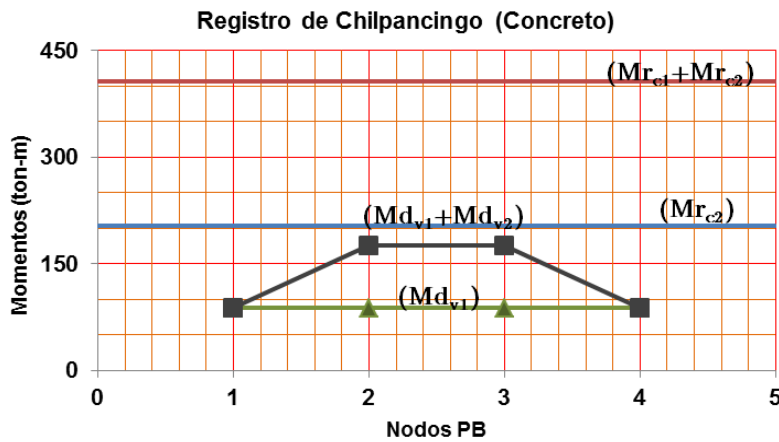


Figura A4.11 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 6 niveles de concreto

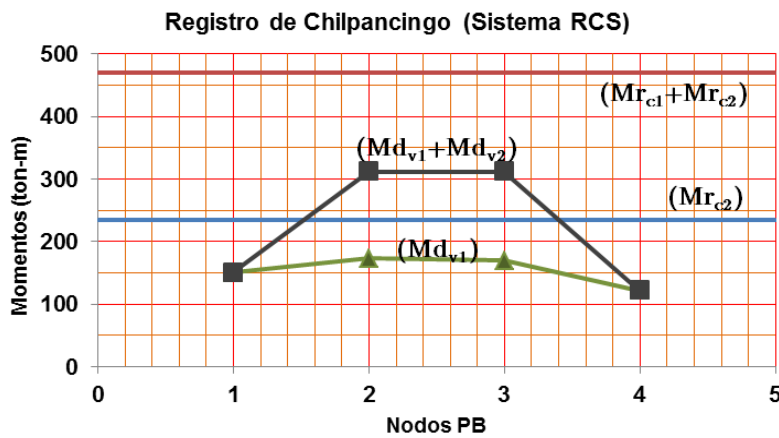


Figura A4.12 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 6 niveles de sistemas RCS

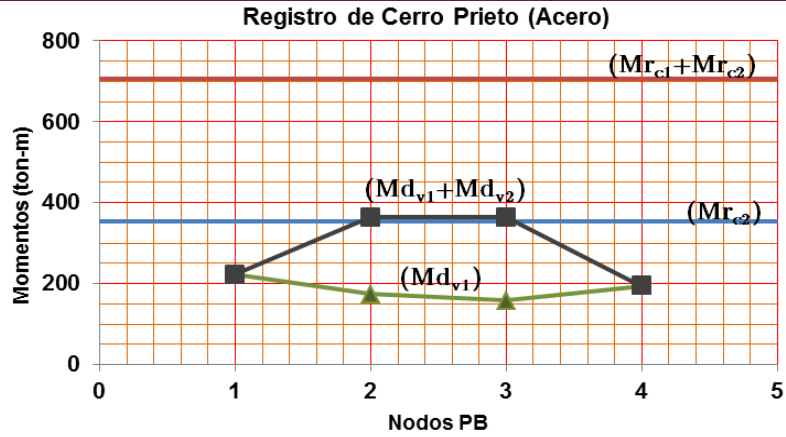


Figura A4.13 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 6 niveles de acero

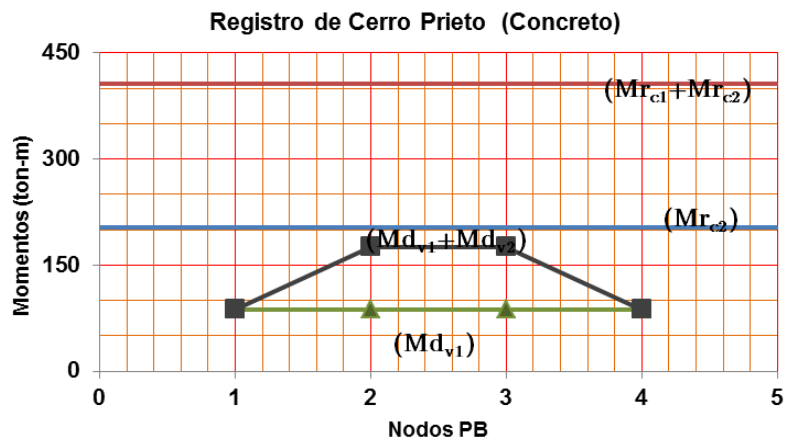


Figura A4.14 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 6 niveles de acero

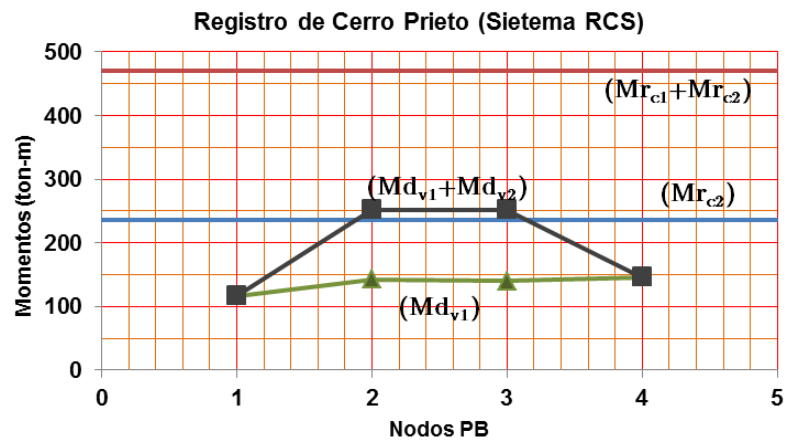


Figura A4.15 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 6 niveles de sistemas RCS

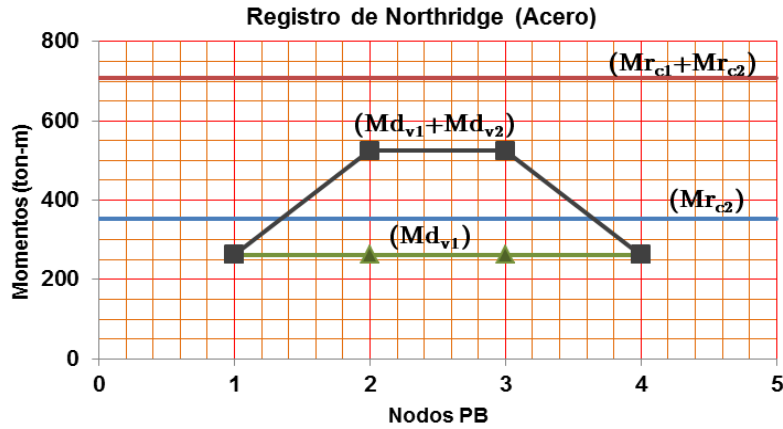


Figura A4.16 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 6 niveles de acero

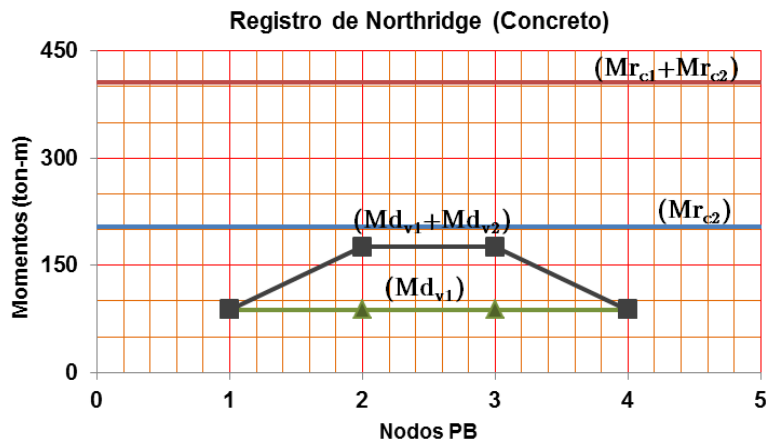


Figura A4.17 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 6 niveles de concreto

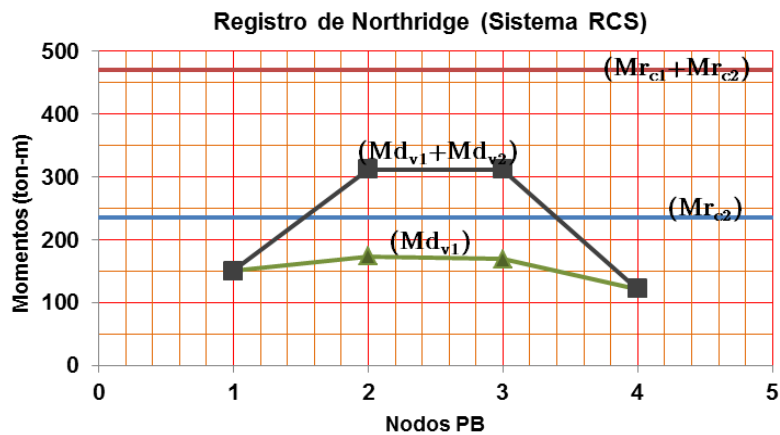


Figura A4.18 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 6 niveles de sistemas RCS

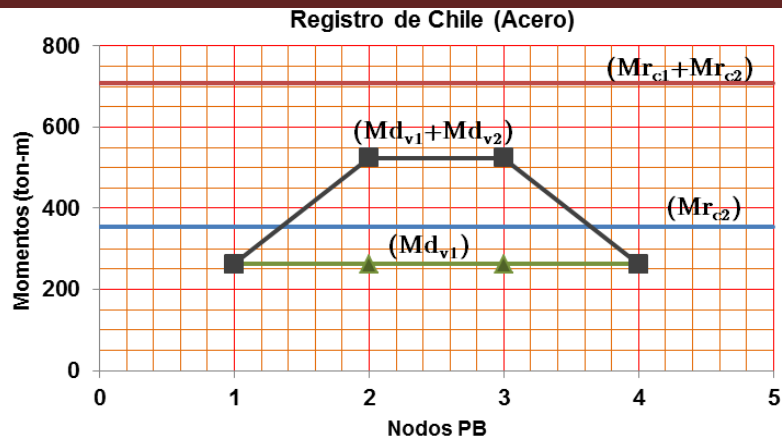


Figura A4.19 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 6 niveles de acero

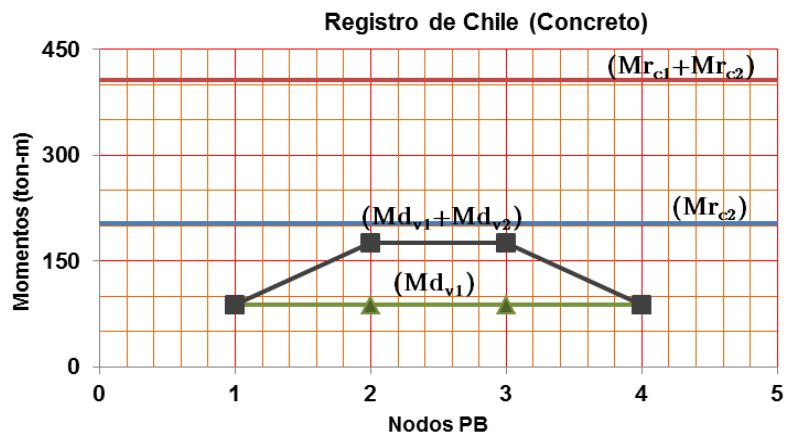


Figura A4.20 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 6 niveles de concreto

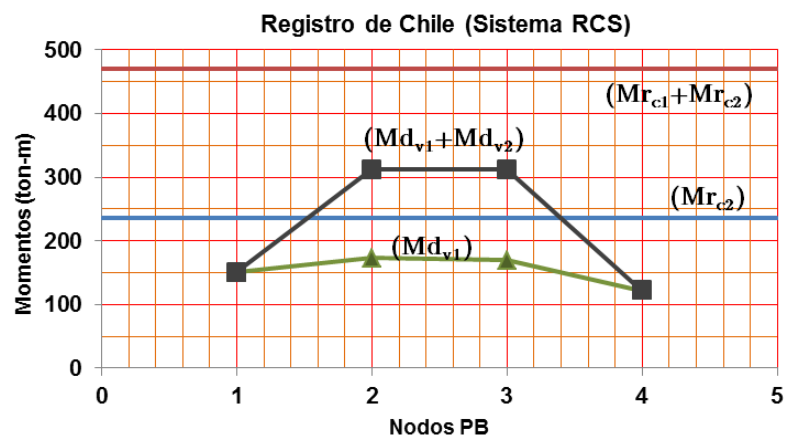


Figura A4.21 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 6 niveles de sistemas RCS

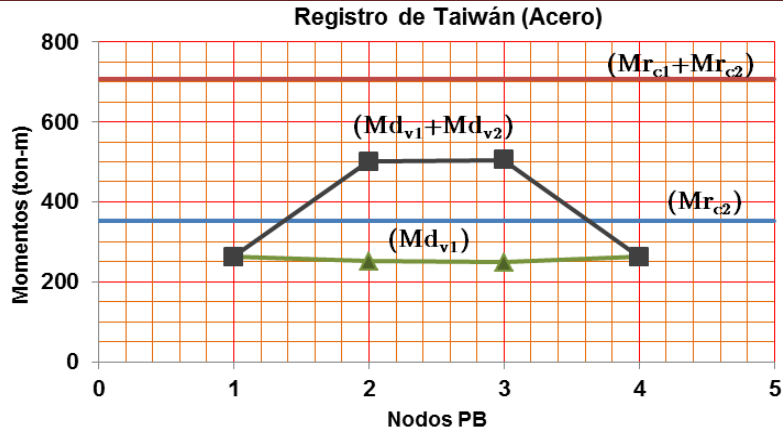


Figura A4.22 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 6 niveles de acero

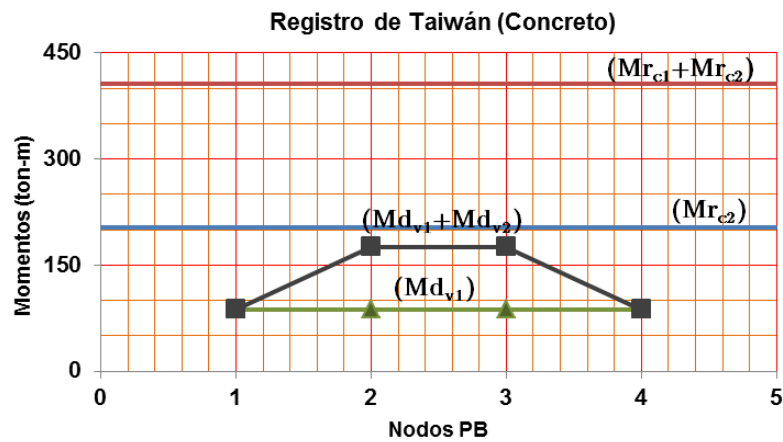


Figura A4.23 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 6 niveles de concreto

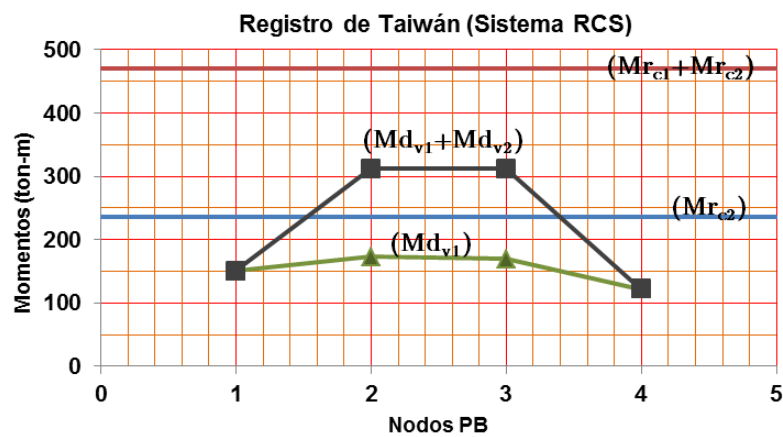


Figura A4.24 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 6 niveles de sistemas RCS

Tabla A4-9 Revisión de los momentos flexionantes en vigas y columnas de los marcos de 10 niveles.

PB	Elemento	Nodo	Acero Cerro Prieto					Concreto Cerro Prieto					RCS Cerro Prieto							
			Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis
Columna	1	5	-210.60	0.00E+00	409.00	1.2	530.96	3.00	41.08	0.00E+00	338.98	1.7	468.78	4.64	-203.60	0.00E+00	461.60	1.8	422.54	2.86
	5		-198.40	0.00E+00			530.96		297.90	0.00E+00			468.78		-258.00	0.00E+00			422.54	
	Viga		41	354.20	1.15E-02	354.20	354.19	202.00	4.13E-03	202.00	202.01	202.01	253.60	0.00E+00	253.60	295.90				
Columna	2	6	-338.60	0.00E+00	728.00	1.0	530.96	1.50	-126.40	0.00E+00	480.10	1.2	468.78	2.32	-200.70	0.00E+00	494.70	1.1	422.54	1.43
	6		-389.40	0.00E+00			530.96		-353.70	0.00E+00			468.78		-294.00	0.00E+00			422.54	
	Viga		41	354.20	1.67E-04	708.40	354.19	202.00	1.76E-03	202.00	202.01	202.01	218.80	0.00E+00	465.40	295.90				
Viga	42	354.20	1.37E-03	708.40	354.19	202.00	1.95E-03	202.00	202.01	202.01	246.60	0.00E+00	465.40	295.90						
Columna	3	7	-334.10	0.00E+00	727.40	1.0	530.96	1.50	-123.80	0.00E+00	478.50	1.2	468.78	2.32	-203.30	0.00E+00	493.40	1.1	422.54	1.43
	7		-393.30	0.00E+00			530.96		-354.70	0.00E+00			468.78		-290.10	0.00E+00			422.54	
	Viga		42	354.20	4.49E-04	708.40	354.19	202.00	1.92E-03	202.00	202.01	202.01	216.20	0.00E+00	464.90	295.90				
Viga	43	354.20	1.16E-03	708.40	354.19	202.00	1.74E-03	202.00	202.01	202.01	248.70	0.00E+00	464.90	295.90						
Columna	4	8	-224.70	0.00E+00	409.50	1.2	530.96	3.00	118.30	0.00E+00	334.80	1.7	468.78	4.64	-220.60	0.00E+00	456.80	1.8	422.54	2.86
	8		-184.80	0.00E+00			530.96		216.50	0.00E+00			468.78		-236.20	0.00E+00			422.54	
	Viga		43	354.20	1.01E-02	354.20	354.19	202.00	3.81E-03	202.00	202.01	202.01	253.10	0.00E+00	253.10	295.90				
Columna	1	5	-222.90	0.00E+00	407.70	1.2	530.96	3.00	-107.60	0.00E+00	280.00	1.4	468.78	4.64	258.30	0.00E+00	488.80	1.8	422.54	2.86
	5		-184.80	0.00E+00			530.96		-172.40	0.00E+00			468.78		230.50	0.00E+00			422.54	
	Viga		41	354.20	1.30E-02	354.20	354.19	202.00	7.36E-03	202.00	202.01	202.01	278.90	0.00E+00	278.90	295.90				
Columna	2	6	-348.60	0.00E+00	745.80	1.1	530.96	1.50	-126.40	0.00E+00	486.80	1.2	468.78	2.32	248.20	0.00E+00	543.80	1.1	422.54	1.43
	6		-397.20	0.00E+00			530.96		-360.40	0.00E+00			468.78		295.60	0.00E+00			422.54	
	Viga		41	354.20	2.61E-03	708.40	354.19	202.00	-2.48E-03	202.00	202.01	202.01	-261.80	0.00E+00	491.00	295.90				
Viga	42	354.20	4.79E-03	708.40	354.19	202.00	-3.05E-03	202.00	202.01	202.01	-229.20	0.00E+00	491.00	295.90						
Columna	3	7	-345.30	0.00E+00	744.60	1.1	530.96	1.50	-122.90	0.00E+00	485.70	1.2	468.78	2.32	243.60	0.00E+00	544.40	1.1	422.54	1.43
	7		-399.30	0.00E+00			530.96		-362.80	0.00E+00			468.78		300.80	0.00E+00			422.54	
	Viga		42	354.20	2.79E-03	708.40	354.19	202.00	-3.06E-03	202.00	202.01	202.01	-259.50	0.00E+00	491.70	295.90				
Viga	43	354.20	4.35E-03	708.40	354.19	202.00	-2.50E-03	202.00	202.01	202.01	-232.20	0.00E+00	491.70	295.90						
Columna	4	8	-236.30	0.00E+00	409.20	1.2	530.96	3.00	105.90	0.00E+00	278.40	1.4	468.78	4.64	248.90	0.00E+00	491.40	1.8	422.54	2.86
	8		-172.90	0.00E+00			530.96		172.50	0.00E+00			468.78		242.50	0.00E+00			422.54	
	Viga		43	354.20	1.23E-02	354.20	354.19	202.00	-7.22E-03	202.00	202.01	202.01	-267.30	0.00E+00	267.30	295.90				

PB	Elemento	Nodo	Acero Manzanillo					Concreto Manzanillo					RCS Manzanillo							
			Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis
Columna	1	5	115.00	0.00E+00	199.22	1.0	530.96	3.00	111.70	0.00E+00	433.90	2.1	468.78	4.64	-153.70	0.00E+00	343.70	2.0	422.54	2.86
	5		84.22	0.00E+00			530.96		322.20	9.85E-05			468.78		-190.00	0.00E+00			422.54	
	Viga		41	-192.40	8.60E+00	192.40	354.19	202.10	6.04E-02	202.10	202.10	202.01	172.10	0.00E+00	172.10	295.90				
PB	Elemento	Nodo	Acero Manzanillo					Concreto Manzanillo					RCS Manzanillo							
Columna	2	6	179.50	0.00E+00	376.40	1.0	530.96	1.50	-160.20	0.00E+00	575.40	1.4	468.78	2.32	-112.50	0.00E+00	384.20	1.3	422.54	1.43
	6		196.90	0.00E+00			530.96		-415.20	-1.53E-03			468.78		-271.70	0.00E+00			422.54	
	Viga		41	-207.70	0.00E+00	371.00	354.19	-202.10	-4.48E-02	202.01	138.40	0.00E+00	295.90							
			42	-163.30	0.00E+00	354.19	-202.10	-4.61E-02	202.01	166.30	0.00E+00	295.90								
PB	Elemento	Nodo	Acero Manzanillo					Concreto Manzanillo					RCS Manzanillo							
Columna	3	7	179.70	0.00E+00	377.50	1.0	530.96	1.50	-172.50	0.00E+00	575.80	1.4	468.78	2.32	-111.10	0.00E+00	381.80	1.3	422.54	1.43
	7		197.80	0.00E+00			530.96		-403.30	-1.60E-03			468.78		-270.70	0.00E+00			422.54	
	Viga		42	-196.10	0.00E+00	372.10	354.19	-202.10	-4.60E-02	202.01	135.90	0.00E+00	295.90							
			43	-176.00	0.00E+00	354.19	-202.10	-4.48E-02	202.01	166.40	0.00E+00	295.90								
PB	Elemento	Nodo	Acero Manzanillo					Concreto Manzanillo					RCS Manzanillo							
Columna	4	8	126.00	0.00E+00	230.30	1.0	530.96	3.00	208.20	0.00E+00	422.00	2.1	468.78	4.64	-98.97	0.00E+00	311.77	2.0	422.54	2.86
	8		104.30	0.00E+00			530.96		213.80	-2.09E-03			468.78		-212.80	0.00E+00			422.54	
	Viga		43	-223.40	0.00E+00	223.40	354.19	202.10	-5.64E-02	202.10	158.10	0.00E+00	158.10	295.90						
PB	Elemento	Nodo	Acero SCT					Concreto SCT					RCS SCT							
Columna	1	5	68.42	0.00E+00	119.76	1.0	530.96	3.00	17.86	0.00E+00	79.18	1.0	468.78	4.64	30.50	0.00E+00	133.80	1.0	422.54	2.86
	5		51.34	0.00E+00			530.96		61.32	0.00E+00			468.78		-164.30	0.00E+00			422.54	
	Viga		41	-119.60	0.00E+00	119.60	354.19	76.81	0.00E+00	76.81	137.70	0.00E+00	137.70	295.90						
PB	Elemento	Nodo	Acero SCT					Concreto SCT					RCS SCT							
Columna	2	6	112.30	0.00E+00	241.60	1.0	530.96	1.50	31.22	0.00E+00	120.04	1.0	468.78	2.32	7.85	0.00E+00	245.85	1.0	422.54	1.43
	6		129.30	0.00E+00			530.96		88.82	0.00E+00			468.78		-253.70	0.00E+00			422.54	
	Viga		41	-140.60	0.00E+00	241.40	354.19	74.40	0.00E+00	202.01	114.60	0.00E+00	295.90							
			42	-100.80	0.00E+00	354.19	45.24	0.00E+00	202.01	143.30	0.00E+00	295.90								
PB	Elemento	Nodo	Acero SCT					Concreto SCT					RCS SCT							
Columna	3	7	112.50	0.00E+00	242.70	1.0	530.96	1.50	31.17	0.00E+00	119.69	1.0	468.78	2.32	8.06	0.00E+00	245.24	1.0	422.54	1.43
	7		130.20	0.00E+00			530.96		88.52	0.00E+00			468.78		-253.30	0.00E+00			422.54	
	Viga		42	-133.60	0.00E+00	242.50	354.19	43.96	0.00E+00	202.01	112.90	0.00E+00	295.90							
			43	-108.90	0.00E+00	354.19	75.34	0.00E+00	202.01	142.60	0.00E+00	295.90								
PB	Elemento	Nodo	Acero SCT					Concreto SCT					RCS SCT							
Columna	4	8	79.42	0.00E+00	150.84	1.0	530.96	3.00	17.33	0.00E+00	74.27	1.0	468.78	4.64	-37.93	0.00E+00	100.07	1.0	422.54	2.86
	8		71.42	0.00E+00			530.96		56.94	0.00E+00			468.78		138.00	0.00E+00			422.54	
	Viga		43	-150.70	0.00E+00	150.70	354.19	74.25	0.00E+00	74.25	-103.70	0.00E+00	103.70	295.90						

PB	Elemento	Nodo	Acero Tlahuac Bombas					Concreto Tlahuac Bombas					RCS Tlahuac Bombas							
			Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis
Columna	1	5	-76.69	0.00E+00	148.73	1.0	530.96	3.00	34.47	0.00E+00	154.87	1.0	468.78	4.64	28.12	0.00E+00	113.78	1.0	422.54	2.86
	5		-72.04	0.00E+00			530.96		120.40	0.00E+00			468.78		-141.90	0.00E+00				
	Viga		41	148.70	0.00E+00	148.70	354.19	-154.90	0.00E+00	154.90	202.01	114.80	0.00E+00	114.80	295.90					
Columna	2	6	-109.20	0.00E+00	239.40	1.0	530.96	1.50	85.92	0.00E+00	298.42	1.0	468.78	2.32	11.88	0.00E+00	190.62	1.0	422.54	1.43
	6		-130.20	0.00E+00			530.96		212.50	0.00E+00			468.78		-202.50	0.00E+00				
	Viga		41	107.20	5.78E-02	239.40	354.19	-150.10	5.78E-02	298.40	202.01	82.76	0.00E+00	195.06	295.90					
Viga	42	132.20	6.31E-02	354.19	-148.30	6.31E-02	298.40	202.01	112.30	0.00E+00	195.06	295.90								
Columna	3	7	-109.00	0.00E+00	238.20	1.0	530.96	1.50	86.14	0.00E+00	299.14	1.0	468.78	2.32	12.24	0.00E+00	189.46	1.0	422.54	1.43
	7		-129.20	0.00E+00			530.96		213.00	0.00E+00			468.78		-201.70	0.00E+00				
	Viga		42	99.41	5.83E-02	238.21	354.19	-148.30	5.83E-02	299.10	202.01	81.88	0.00E+00	193.68	295.90					
Viga	43	138.80	6.25E-02	354.19	-150.80	6.25E-02	299.10	202.01	111.80	0.00E+00	193.68	295.90								
Columna	4	8	-65.69	0.00E+00	117.65	1.0	530.96	3.00	34.70	0.00E+00	155.60	1.0	468.78	4.64	54.44	0.00E+00	82.86	1.0	422.54	2.86
	8		-51.96	0.00E+00			530.96		120.90	0.00E+00			468.78		-137.30	0.00E+00				
	Viga		43	117.70	6.35E-02	117.70	354.19	-155.60	6.35E-02	155.60	202.01	82.87	0.00E+00	82.87	295.90					
Columna	1	5	-184.50	0.00E+00	367.50	1.0	530.96	3.00	-133.50	0.00E+00	326.00	1.6	468.78	4.64	266.90	0.00E+00	546.10	2.0	422.54	2.86
	5		-183.00	0.00E+00			530.96		-192.50	0.00E+00			468.78		279.20	0.00E+00				
	Viga		41	354.20	3.15E-03	354.20	354.19	202.00	4.02E-03	202.00	202.01	-270.80	5.98E-04	270.80	295.90					
Columna	2	6	-299.60	0.00E+00	680.70	1.0	530.96	1.50	-135.20	0.00E+00	509.80	1.3	468.78	2.32	-177.40	0.00E+00	516.10	1.2	422.54	1.43
	6		-381.10	0.00E+00			530.96		-374.60	0.00E+00			468.78		-338.70	0.00E+00				
	Viga		41	328.30	0.00E+00	678.10	354.19	202.00	1.23E-03	404.00	202.01	210.80	0.00E+00	447.40	295.90					
Viga	42	349.80	0.00E+00	354.19	202.00	1.41E-03	404.00	202.01	236.60	0.00E+00	447.40	295.90								
Columna	3	7	-295.40	0.00E+00	676.40	1.0	530.96	1.50	-135.90	0.00E+00	511.60	1.3	468.78	2.32	-174.70	0.00E+00	512.60	1.2	422.54	1.43
	7		-381.00	0.00E+00			530.96		-375.70	0.00E+00			468.78		-337.90	0.00E+00				
	Viga		42	319.30	0.00E+00	673.50	354.19	202.00	1.42E-03	404.00	202.01	206.20	1.71E-02	443.80	295.90					
Viga	43	354.20	3.17E-04	354.19	202.00	1.24E-03	404.00	202.01	237.60	1.48E-04	443.80	295.90								
Columna	4	8	-198.20	0.00E+00	368.40	1.0	530.96	3.00	-56.15	0.00E+00	327.05	1.6	468.78	4.64	-200.70	0.00E+00	444.80	2.0	422.54	2.86
	8		-170.20	0.00E+00			530.96		-270.90	0.00E+00			468.78		-244.10	0.00E+00				
	Viga		43	354.20	2.27E-03	354.20	354.19	202.00	3.84E-03	202.00	202.01	221.10	0.00E+00	221.10	295.90					

PB	Elemento	Nodo	Acero Northridge					Concreto Northridge					RCS Northridge								
			Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente dis	
Columna	1	5	317.30	0.00E+00	551.20	1.6	530.96	3.00	92.02	0.00E+00	411.92	2.0	468.78	4.64	326.80	0.00E+00	600.90	2.0	422.54	2.86	
	5		233.90	0.00E+00			530.96		319.90	0.00E+00			274.10		1.41E-04	422.54					
	Viga		41	-354.30			-5.01E-02		354.30	354.19			-202.10		-4.08E-02	202.10			202.01		295.90
Columna	2	6	408.50	7.88E-05	880.20	1.2	530.96	1.50	208.30	0.00E+00	612.00	1.5	468.78	2.32	-361.40	0.00E+00	750.60	1.3	422.54	1.43	
	6		471.70	8.38E-04			530.96		403.70	0.00E+00			468.78		-389.20	-6.47E-04			422.54		
	Viga		41	-354.30			-3.98E-02		708.60	354.19			-202.10		-3.77E-02	404.20			202.01		295.90
Viga	42	-354.30	-3.83E-02	708.60	354.19	-202.10	-3.79E-02	404.20	202.01	295.90	2.29E-02	295.90									
	Columna	3	7	414.40	1.08E-05	880.80	1.2	530.96	1.50	195.60	0.00E+00	609.40	1.5	468.78	2.32	-372.00	0.00E+00	749.10	1.3	422.54	1.43
		7		466.40	1.25E-03			530.96		413.80	0.00E+00			468.78		-377.10	-6.21E-04			422.54	
Viga		42		-354.30	-4.02E-02			708.60		354.19	-202.10			-3.80E-02		404.20	202.01			295.90	
Viga	43	-354.30	-3.79E-02	708.60	354.19	-202.10	-3.77E-02	404.20	202.01	295.90	2.25E-02	295.90									
	Columna	4	8	304.40	0.00E+00	550.90	1.6	530.96	3.00	120.30	0.00E+00	413.40	2.0	468.78	4.64	295.30	0.00E+00	582.70	2.0	422.54	2.86
		8		246.50	0.00E+00			530.96		293.10	0.00E+00			468.78		287.40	0.00E+00			422.54	
Viga		43		-354.30	-5.19E-02			354.30		354.19	-202.10			-4.13E-02		202.10	202.01			295.90	
Columna	1	5	254.00	0.00E+00	495.20	1.4	530.96	3.00	110.70	0.00E+00	411.60	2.0	468.78	4.64	384.00	2.45E-03	633.00	2.1	422.54	2.86	
	5		241.20	0.00E+00			530.96		300.90	0.00E+00			468.78		249.00	0.00E+00			422.54		
	Viga		41	-354.20			-4.09E-02		354.20	354.19			202.10		5.56E-02	202.10			202.01		295.90
Columna	2	6	362.30	0.00E+00	789.10	1.1	530.96	1.50	186.20	0.00E+00	601.40	1.5	468.78	2.32	-399.40	0.00E+00	788.60	1.3	422.54	1.43	
	6		426.80	0.00E+00			530.96		415.20	0.00E+00			468.78		-389.20	-1.63E-03			422.54		
	Viga		41	-354.20			-1.18E-02		708.40	354.19			202.10		4.48E-02	404.20			202.01		295.90
Viga	42	-354.20	-1.16E-02	708.40	354.19	202.10	4.61E-02	404.20	202.01	295.90	2.57E-02	295.90									
	Columna	3	7	372.90	0.00E+00	785.60	1.1	530.96	1.50	187.50	0.00E+00	590.80	1.5	468.78	2.32	-396.70	-8.69E-05	775.30	1.3	422.54	1.43
		7		412.70	0.00E+00			530.96		403.30	0.00E+00			468.78		-378.60	-1.50E-03			422.54	
Viga		42		-354.20	-1.32E-02			708.40		354.19	202.10			4.60E-02		404.20	202.01			295.90	
Viga	43	-354.20	-1.09E-02	708.40	354.19	202.10	4.48E-02	404.20	202.01	295.90	2.53E-02	295.90									
	Columna	4	8	241.00	0.00E+00	495.80	1.4	530.96	3.00	208.20	0.00E+00	412.00	2.0	468.78	4.64	311.20	0.00E+00	610.90	2.1	422.54	2.86
		8		254.80	0.00E+00			530.96		203.80	0.00E+00			468.78		299.70	0.00E+00			422.54	
Viga		43		-354.20	-4.15E-02			354.20		354.19	202.10			5.64E-02		202.10	202.01			295.90	

Nodo
Articulacion de la base en las columnas
Fluencia en las vigas
FMD obtenido de los analisis
Factor de diseño

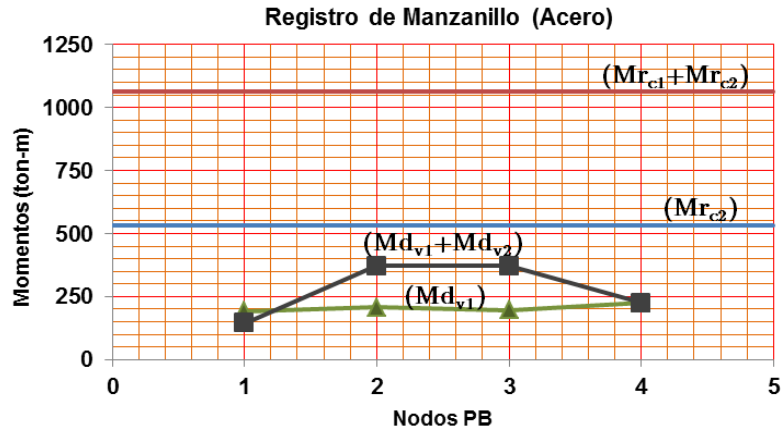


Figura A4.25 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 10 niveles de acero

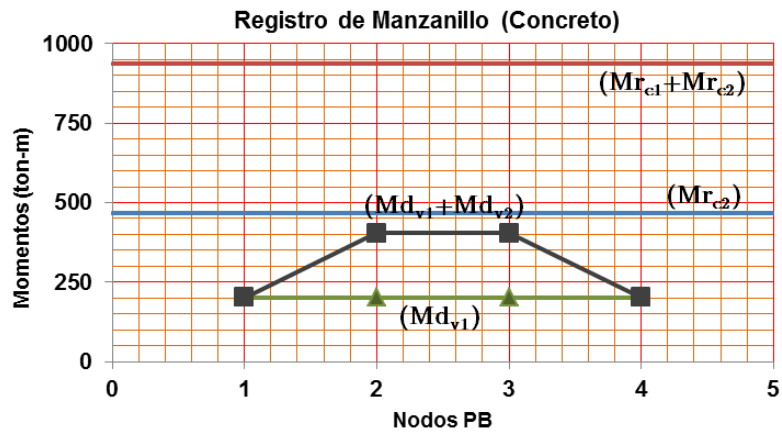


Figura A4.26 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 10 niveles de concreto

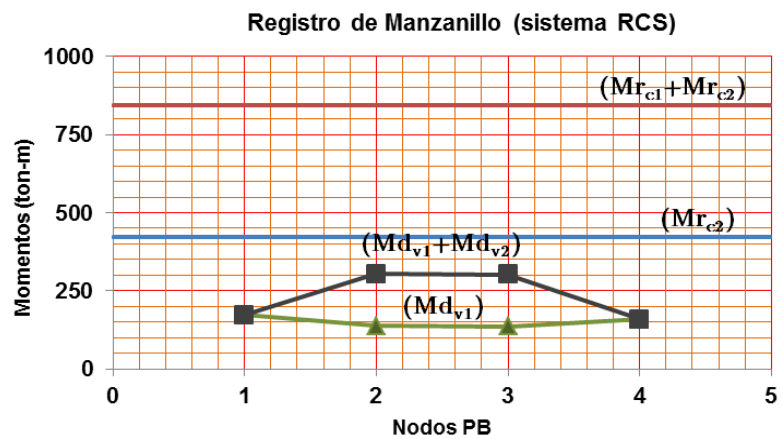


Figura A4.27 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Manzanillo en marco de 10 niveles de sistemas RCS.

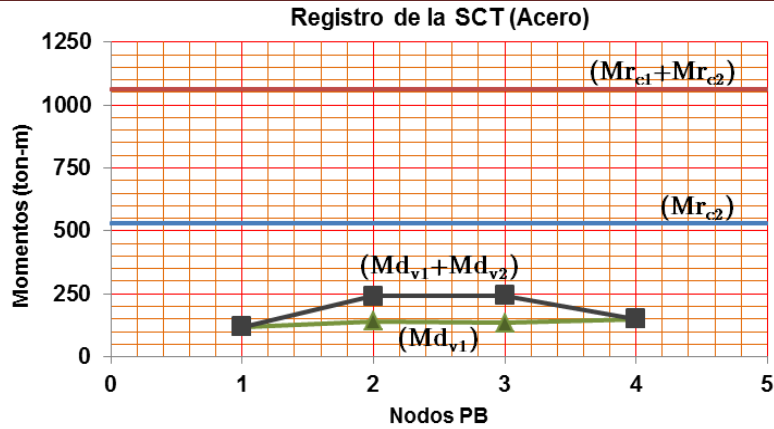


Figura A4.28 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 10 niveles de acero

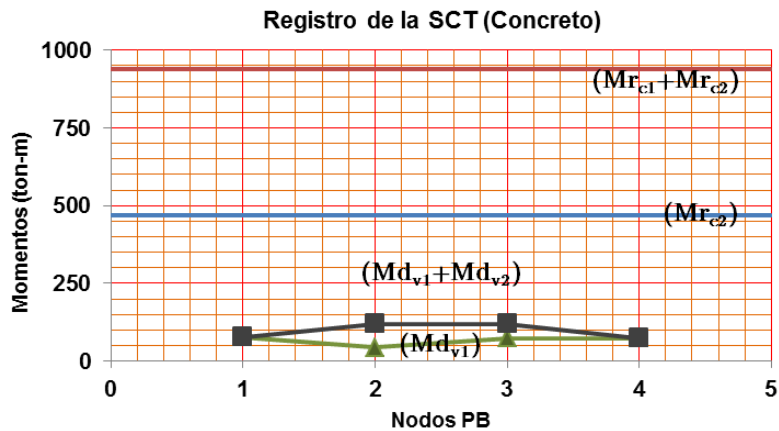


Figura A4.29 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 10 niveles de concreto

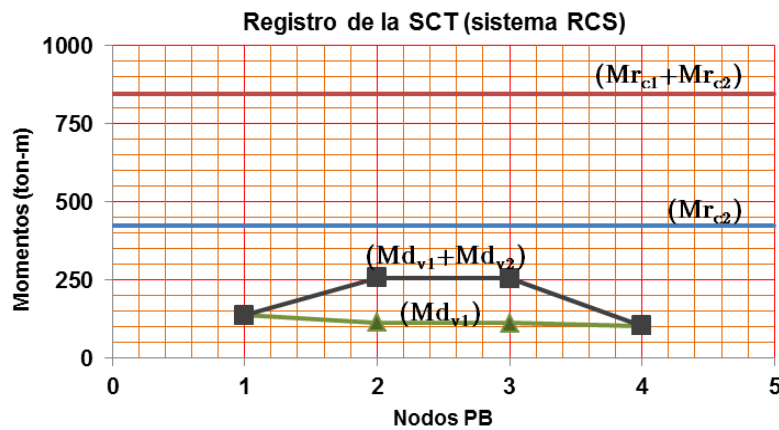


Figura A4.30 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marco de 10 niveles de sistemas RCS

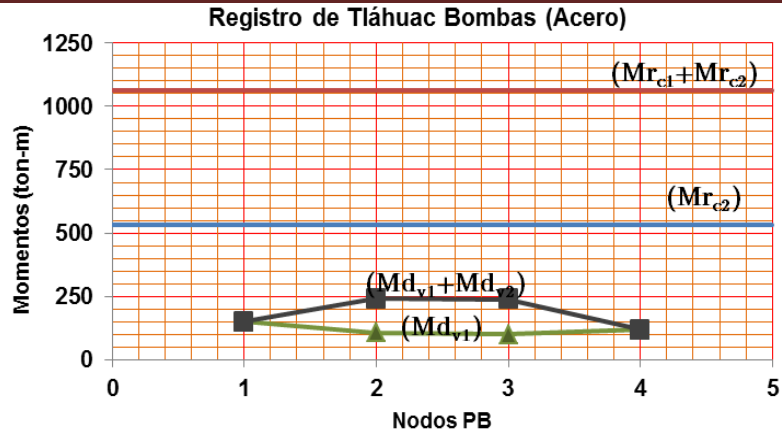


Figura A4.31 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 10 niveles de acero

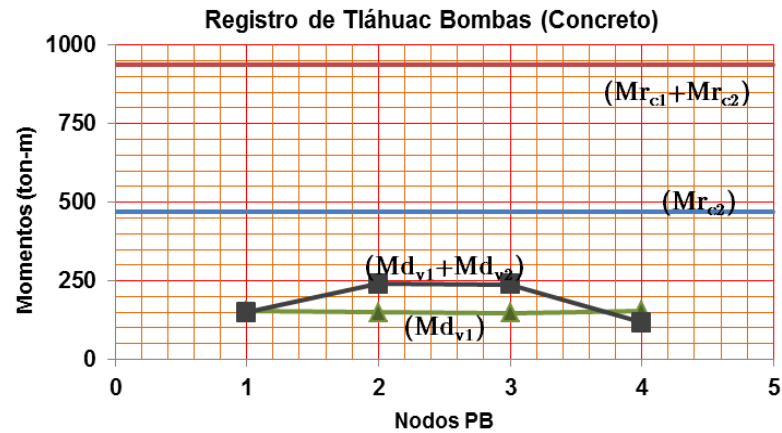


Figura A4.32 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de concreto

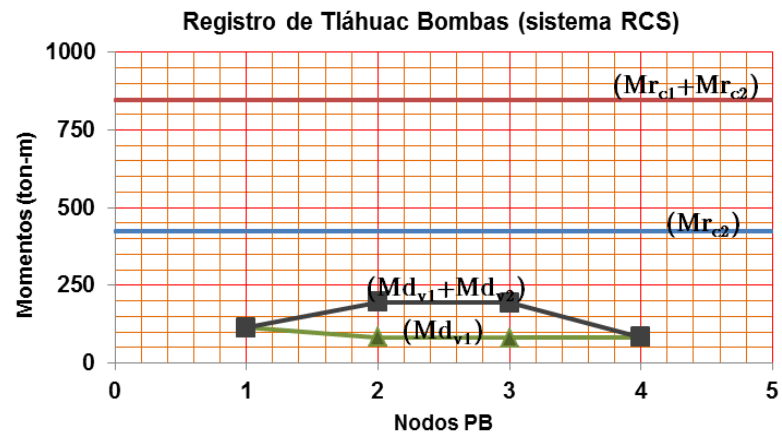


Figura A4.33 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Tláhuac Bombas en marco de 6 niveles de sistemas RCS

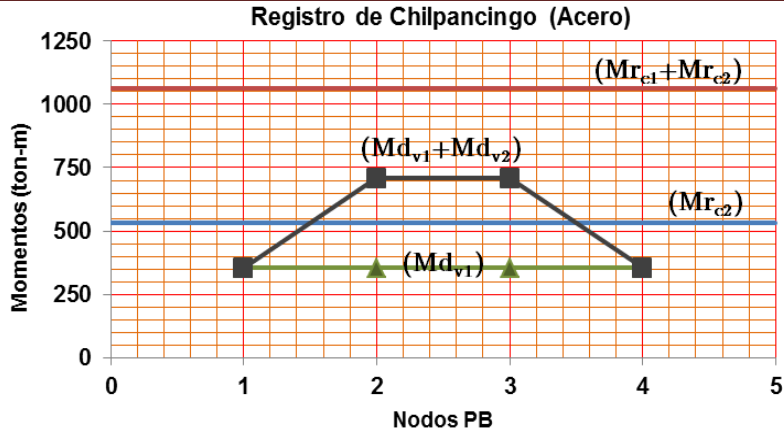


Figura A4.34 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 10 niveles de acero

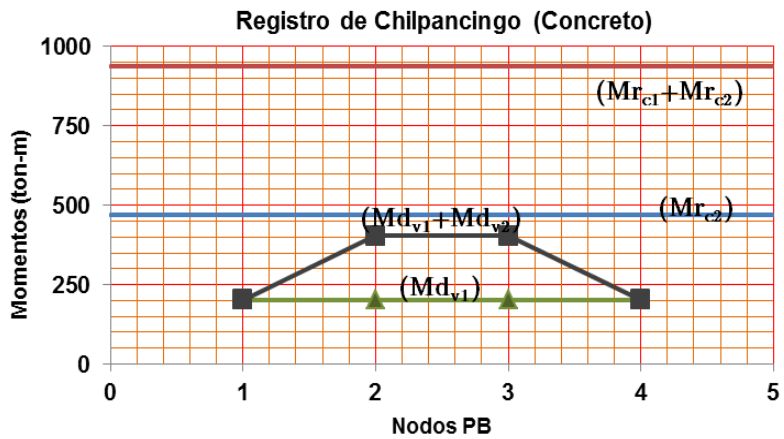


Figura A4.35 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 10 niveles de concreto

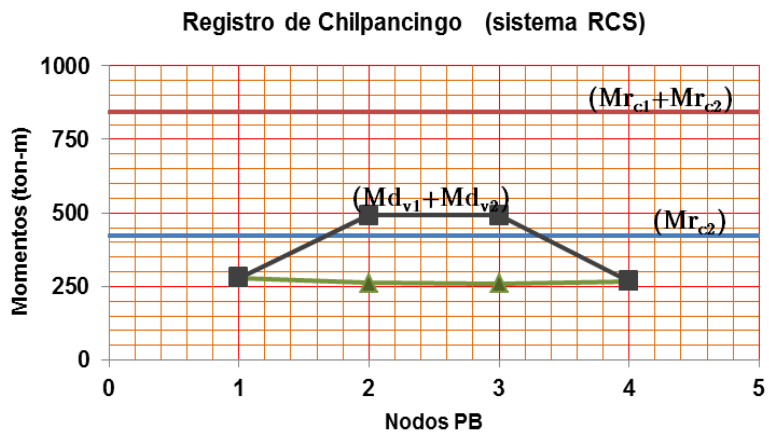


Figura A4.36 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chilpancingo en marco de 10 niveles de sistemas RCS

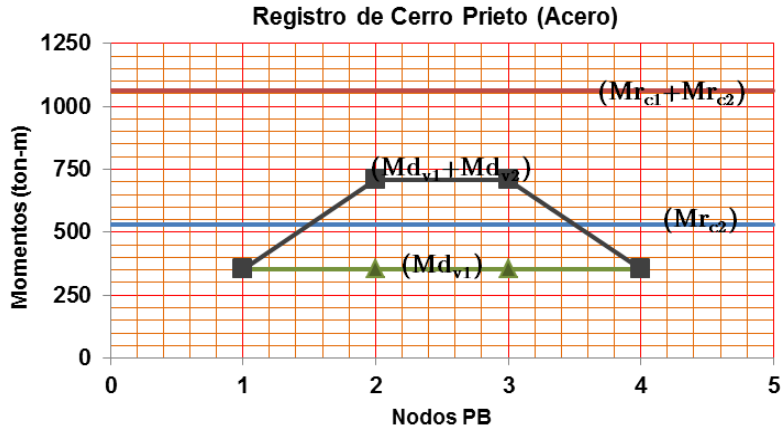


Figura A4.37 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 10 niveles de acero

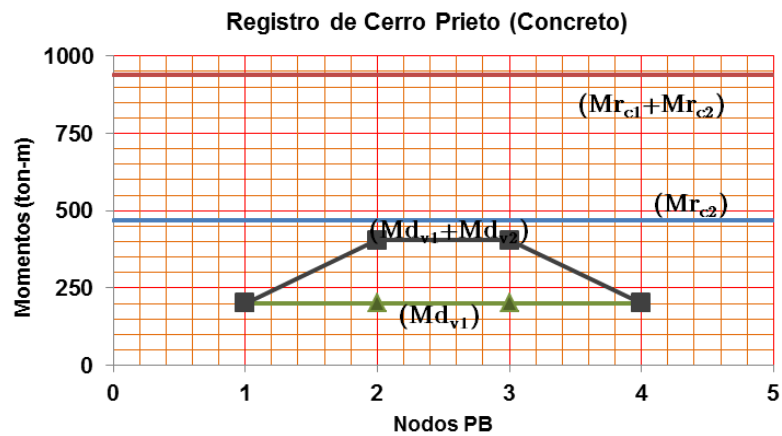


Figura A4.38 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 10 niveles de acero

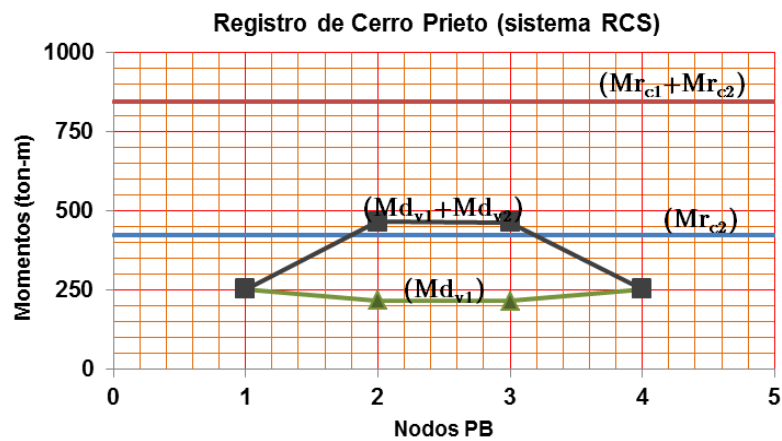


Figura A4.39 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Cerro Prieto en marco de 10 niveles de sistemas RCS

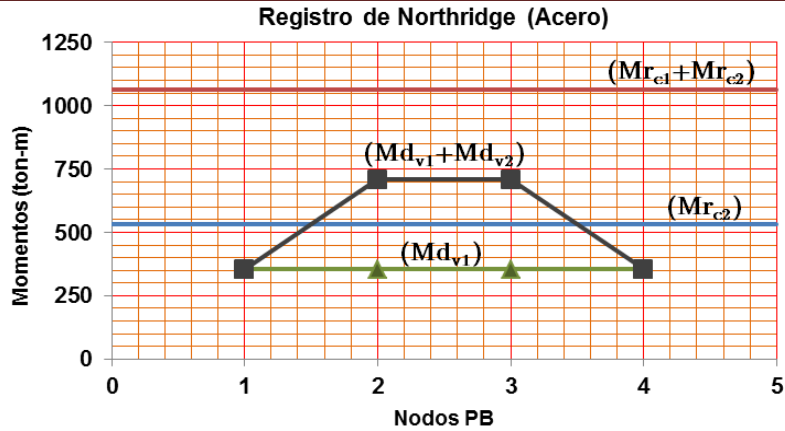


Figura A4.40 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 10 niveles de acero

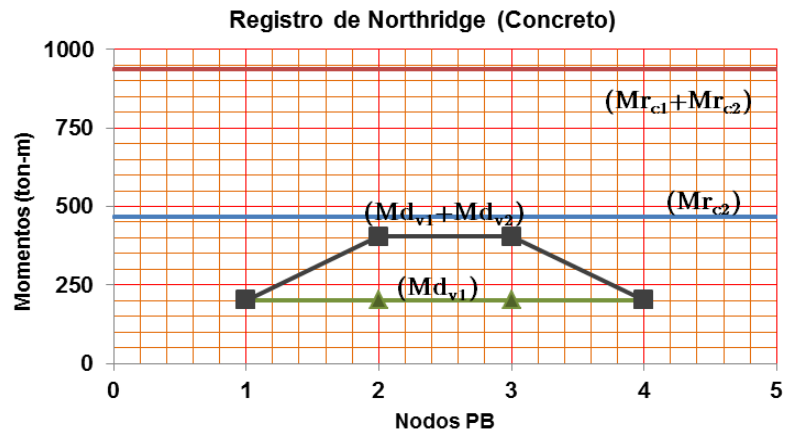


Figura A4.41 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 10 niveles de concreto

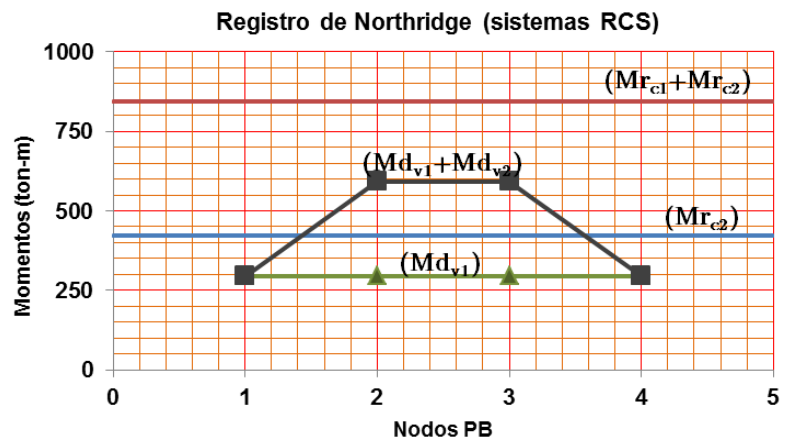


Figura A4.42 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Northridge en marco de 10 niveles de sistemas RCS

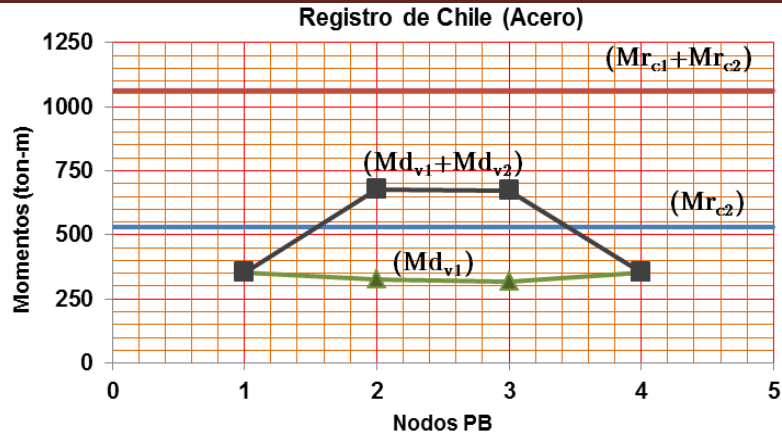


Figura A4.43 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 10 niveles de acero

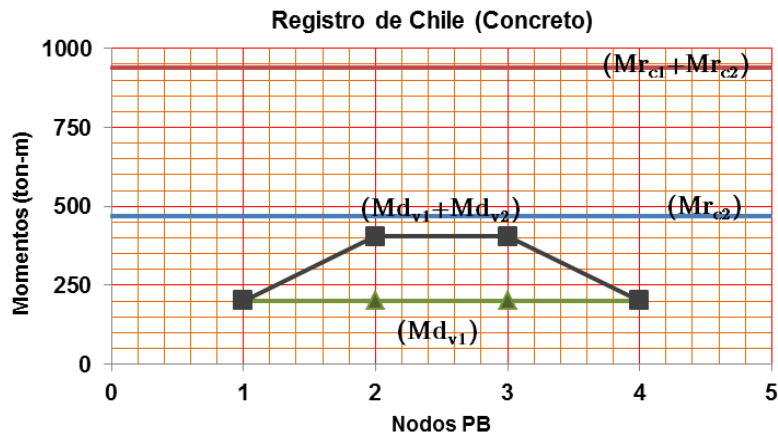


Figura A4.44 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 10 niveles de concreto

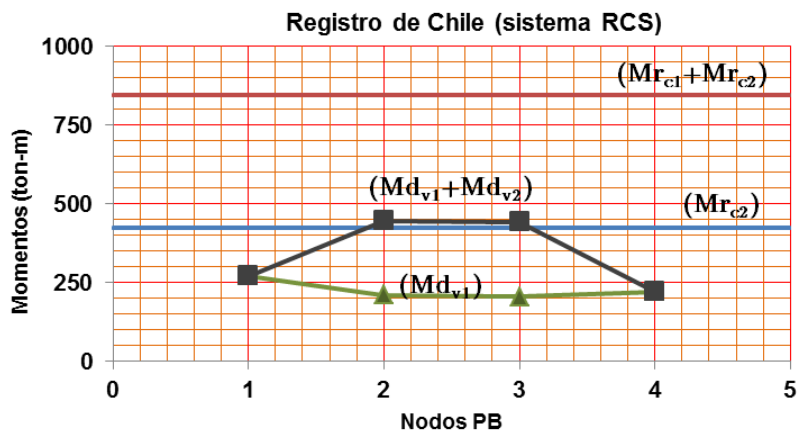


Figura A4.45 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Chile en marco de 10 niveles de sistemas RCS

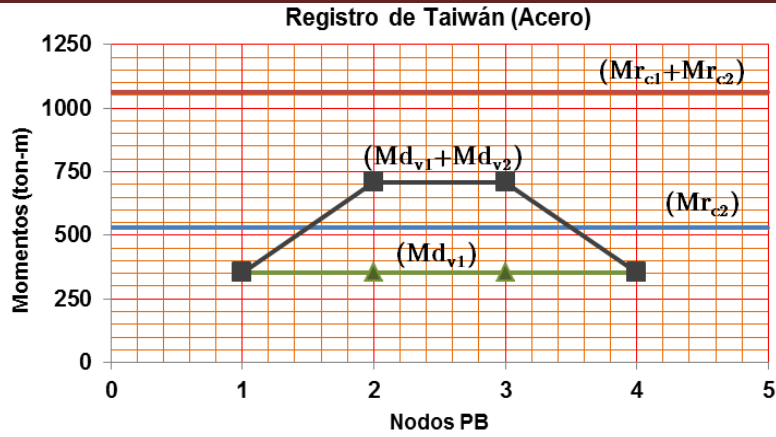


Figura A4.46 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 10 niveles de acero

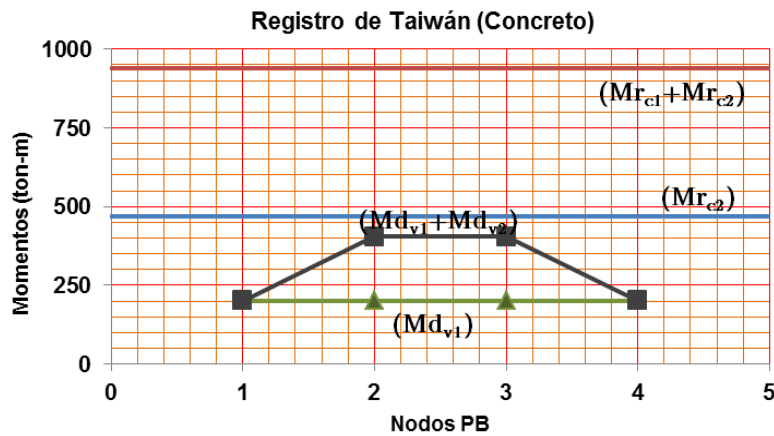


Figura A4.47 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 10 niveles de concreto

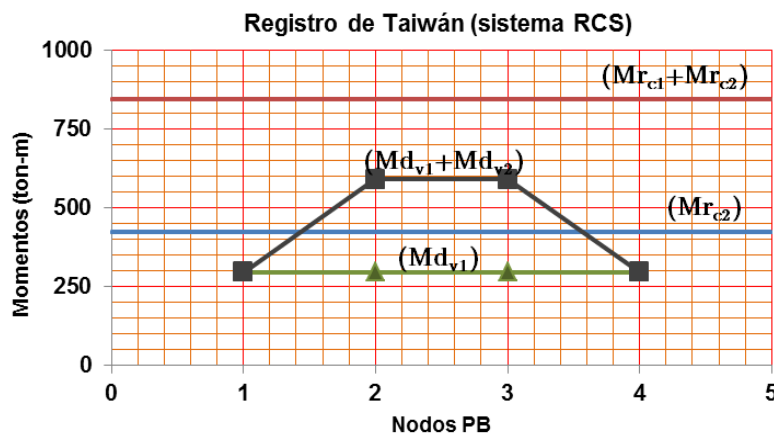


Figura A4.48 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de Taiwán en marco de 10 niveles de sistemas

Tabla A4-10 Revisión de los momentos flexionantes en vigas y columnas de los marcos de 20 niveles

PB	RCS SCT							
	Elemento	Nodo	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente
Columna	13	19	231.9	1.42E-03	4.45E+02	1.2	536.44	3.0
	19		213.1	2.96E-04			536.44	
Viga	11		-362.2	-1.51E-01	3.62E+02		361.97	
PB	RCS SCT							
	Elemento	Nodo	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente
Columna	14	20	423.1	2.56E-03	8.18E+02	1.1	536.44	1.5
	20		394.7	3.65E-03			536.44	
Viga	11		-362.2	-5.80E-02	7.24E+02		361.97	
	12		-362.2	-6.21E-02		361.97		
PB	RCS SCT							
	Elemento	Nodo	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente
Columna	15	21	422.9	2.63E-04	8.20E+02	1.1	536.44	1.5
	21		396.8	0.00E+00			536.44	
Viga	12		-362.2	-6.24E-02	7.24E+02		361.97	
	13		-362.2	-6.25E-02		361.97		
PB	RCS SCT							
	Elemento	Nodo	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente
Columna	16	22	422.8	0.00E+00	8.20E+02	1.1	536.44	1.5
	22		396.9	0.00E+00			536.44	
Viga	13		-362.2	-6.28E-02	7.24E+02		361.97	
	14		-362.2	-6.20E-02		361.97		
PB	RCS SCT							
	Elemento	Nodo	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente
Columna	17	23	422.7	0.00E+00	8.17E+02	1.1	536.44	1.5
	23		394.2	0.00E+00			536.44	
Viga	14		-362.2	-6.27E-02	7.24E+02		361.97	
	15		-362.2	-5.70E-02		361.97		
PB	RCS SCT							
	Elemento	Nodo	Md	Rotación	ΣM	Cociente	Mr	Cociente
Columna	18	24	232	6.63E-03	4.45E+02	1.2	536.44	3.0
	24		212.8	8.96E-03			536.44	
Viga	15		-362.2	-1.48E-01	3.62E+02		361.97	

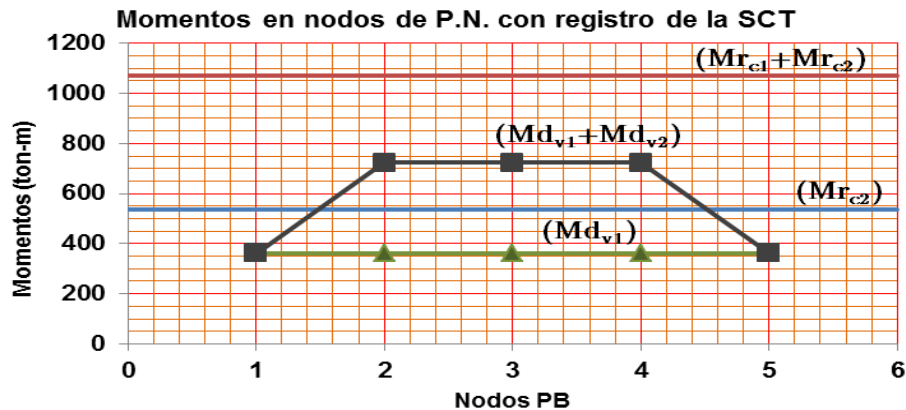


Figura A4.49 Comparación de momentos demandantes vs resistentes en nodos de P.N con registro de la SCT en marcos de 20 niveles de sistemas RCS

Notación

Símbolo	Descripción
A_{bt} y A_{bc}	Área de las barras longitudinales de la columna a tensión y/o a compresión
f'_c	Esfuerzo de compresión del concreto
FRM_{c1}	Factor de relación de momentos, dependiente de la respuesta dinámica inelástica del marco cuando se sujeta a movimientos sísmicos
F_{yb}	Esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales de las columnas
F_{yc}	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero
F_{ye}	Esfuerzo de fluencia
h_{vr}	Separación entre las barras longitudinales de la columna a tensión y compresión
L_p	Longitud máxima no soportada lateralmente para que un miembro a flexión pueda desarrollar un momento plástico
M_{c1} y 2	Momento de la columna
M_{c1}	Capacidad del momento máximo de la columna 1
M_{c2}	Capacidad del momento máximo de la columna 2
M_{pcc}	Resistencia nominal a la flexión
$M_{u_{c1}}$	Es la capacidad del momento máximo de la columna 1
M_{u_v}	Momento debido a la amplificación del cortante en la articulación plástica
M_{u_v}	Momento último de la viga plastificado
P_{rc}	Fuerza axial necesaria
P_{uc}	Fuerza axial de compresión de diseño
Q_B	Cortante en la base.
$Q_{j,i}$	Cortante promedio
V_v	Cortante de la viga debido a la carga
W_{SD}	Energía potencial en un sistema
$\delta_{j,i}$	Distorsiones relativas
$\Delta W_{j,i}$	Absorción de energía en la i-ésima unión viga-columna.
ΔW_{SD}	Absorción de energía del sistema
ζ_{eqF}	Factor de amortiguamiento equivalente del edificio.
$\zeta_{eqj,i}$	Factor de amortiguamiento equivalente
ζ_{eq1}	Amortiguamiento Equivalente
ΣM_c^*	Sumatoria de momentos de las columnas por encima y por debajo de la articulación en la intersección de viga-columna
ΣM_e	Suma al paño del nudo de los momentos resistentes con factor de resistencia igual a uno
ΣM_g	Suma al paño del nudo de los momentos resistentes dos con un factor de resistencia igual a uno
ΣM_{nb}	Sumatoria de los momentos en las caras del nudo a flexión de las vigas.
ΣM_{nc}	Sumatoria de los momentos en las caras del nudo a flexión de las columnas
$\Sigma M_{p,exp}^*$	Sumatoria de los momentos en las vigas de acero dado
ΣM_{pc}^*	Sumatoria de los momentos en las dos columnas concurrentes en la junta
ΣM_{pcc}^*	Sumatoria de los momentos de las columnas por encima y por debajo de la articulación en la intersección de la viga y la columna dada
ΣM_{pv}^*	Sumatoria de los momentos en las vigas concurrentes en la junta
ΣM_{u_v}	Suma de las capacidades máximas a flexión de las vigas adyacentes a la columna 1 cuando se forman articulaciones plásticas en las vigas.
ΣM_v	Momento total de las vigas en momento máximo.
ΣM_{vexp}^*	Sumatoria de momentos en las vigas de acero o de concreto con revestimiento
A_{sh}	Área de la sección transversal de las barras de refuerzo en cada capa de amarre

A_{tie}	Área calculada de los amares
C_d	Coefficiente de rigidez relativa y la curvatura de refuerzo
C_{urn}	Esfuerzos nominales a compresión
F_{up}	Esfuerzo de tensión específico
F_{up}	Esfuerzo de tensión específico de la placa de soporte
F_{yfp}	Esfuerzo de fluencia en los patines de la viga
K_r	Rigidez degradada de descarga
T_{urn}	Esfuerzos nominales a tensión
V'_c	Esfuerzo provisto por el concreto
V_{cfn}	Esfuerzo nominal del mecanismo del campo de compresiones en el concreto
V_{cfn}	Esfuerzo máximo del campo de compresión
V_{sn}	Esfuerzo nominal en la zona del panel
V_{sn}	Esfuerzo cortante nominal del panel de acero
a_c	Distancia de la zona de soporte del concreto
b'_p	Ancho de las placas extendida de soporte
d_b	Diámetro de la barra vertical
d_f	Distancia centro a centro de los patines de las vigas
d_o	0.25d de la altura de la placa extendida
d_w	Peralte del alma de acero
t_{sp}	Espesor del acero en el panel
ΔF_{bar}	Cambio en la fuerza en las barras verticales
$\Delta \ddot{r}_g$	Incremento de la aceleración del terreno
$\Delta \ddot{r}_r$	Incremento de la aceleración relativa al terreno
A_c	Área total de la columna
ACI	Instituto Americano del Concreto
AISC	Instituto Americano de Construcción en Acero
ASCE	Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles
C	Niveles de agrietamiento
cm	Centímetros
CP	Cubre Placas
cQ	Carga lateral aplicada
d	Profundidad de la viga de acero medida paralela a la columna
d_c	Peralte del alma de una sección
h	Ancho de la columna medido paralelamente a la viga
h	Peralte de la columna de concreto paralela a la viga
K_L	Rigidez de recarga
K_U	Rigidez de descarga
mm	Milímetros
M_p	Momento plástico
MPa	Megapascales
M_{uv}	Momento debido a la amplificación del cortante
M- Φ	Relación momento-curvatura
n	El número de articulaciones incluyendo bases de las columnas de un edificio.
N	Newtons
N-mm	Newton-milímetros
NTC	Normas Técnicas Complementarias
P_u	Fuerza necesaria para la estabilidad
P- Δ	Efecto derivado de la carga axial
Q	Factor de comportamiento sísmico
Q'	Factor de comportamiento sísmico reducido por ductilidad
R	Rotación relativa del miembro

rad	Radianes
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
T _a	Periodo característico del espectro de diseño
T _i	Periodo en segundos del primer modo
T _j	Periodo en segundos del segundo modo
Y	Niveles de fluencia
Z	Módulo de sección plástico, mm ³ (cm ³)
Z _c	Módulo de sección plástico de la columna
α	Coefficiente para la matriz de masas
β	Coefficiente para la matriz de rigidez instantánea
δ	Desplazamiento horizontal en el sistema (1GDL).
δ _b	Distorsiones Relativas de vigas
δ _c	Distorsiones Relativas de columnas
δ _j	Distorsiones Relativas
δ _p	Distorsiones Relativas de la zona de panel
ΔP	Incremento de la carga
ξ	Amortiguamiento atribuido a cada material
R	Coefficiente modificado de respuesta sísmica
b	El ancho de la columna medido a la viga
b _i	Ancho interior en el panel
b _i	Ancho interior en el panel
b _j	Ancho efectivo
b _j	Ancho efectivo
b _o	Ancho exterior en el panel
b _o	Ancho exterior en el panel
j _h	Longitud efectiva de la unión
x	Altura de las placas FBP extendidas
y	Ancho mayor de las placas FBP extendidas
μ	Factor de ductilidad de desplazamiento
φ	Factor de resistencia utilizado en fórmulas

Referencias

- American Concrete Institute, ACI (2008). "**Building Code Requirements for Structural Concrete**", ACI-318-08, Farmington Hills, MI., USA
- American Institute of Steel Construction, AISC (2010). "**Load and Resistance Design Specification for Structural Steel Buildings**", 2nd Ed., Chicago, IL, USA.
- American Institute of Steel Construction, AISC (2010). "**Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**", Chicago, IL, USA.
- ASCE Guidelines (1994). "**Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns**," Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 120(8), pp. 2330-2357.
- ASCE (2002). "**Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**", SEIIASCE 7-02, ASCE, Reston, VA, 2002 and 2005.
- Azis, T. (1976) "**Inelastic Dynamic Analysis of Building Frames**"; Report R76-37, Departamento de Ingeniería Civil, MIT; Cambridge, Massachusetts.
- Baba, N. y Nishimura, Y., (2004) "**Elastic-plastic behavior of reinforced concrete column-steel beam joints under bi-directional loading**". 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada. Paper 1305.
- Cheng, C. T. y Chen, C. C. (2004), "**Test and behavior of steel beam and reinforced concrete column connections**". Proc. 13th World Conf. on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada. Paper 422.
- Cordova, P. P. y Deierlein, G. G. (2005) "**Validation of the seismic performance of composite RCS frames: full-scale testing, analytical modeling, and seismic design**". The John A. Blume Earthquake Engineering Center Dept. of Civil and Environmental Engineering Stanford University.
- Chopra, A. K. (1995) "**Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering**", Prentice-hall, USA.
- Deierlein, G. G., Yura, J.A. y Jirsa, J.O. (1988). "**Design of Moment Connections for composite Framed Structures**", PMFSEL Report No. 88-1, University of Texas at Austin, Texas.
- Deierlein, G. G., Sheikh, T.M., Yura, J.A. y Jirsa, J.O. (1989). "**Beam-Colmnn Moment Connections for Composite Frames: Part 2**", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 115, November 1989, pp. 2877-2896.
- Deierlein, G.G. (2000). "**New Provisions for the Seismic Design of Composite and Hybrid Structures Earthquake Spectra**", EERI, 16(1), pp. 163-178.
- Deierlein, G.G. y Noguchi, H. (2004). "**Overview of US-Japan Research on the Seismic Design of Composite Reinforced Concrete and Steel Moment Frame Structures**", Journal of Structural Engineering, ASCE, 130(2), pp. 361-367.

-
- El Hafez, M. B. y Powell, G. H. (1973), "**Computer Aided Ultimate Load Design of Unbraced Multistory Steel Frames**", Report No EERC 73-3, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, February.
 - Fargier-Gabaldón, L. B. y Parra-Montesinos, G. J. (2006) "**Behavior of reinforced concrete column–steel beam roof level t-connections under displacement reversals**", Journal of structural engineering, ASCE.
 - Federal Emergency Management Agency FEMA-273 (1997). "**NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", American Society of Civil Engineers, 1997.
 - Federal Emergency Management Agency FEMA-350 (2000). "**Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings**", SAC Joint Venture, June 2000.
 - Federal Emergency Management Agency FEMA-351 (2000). "**Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings**", SAC Joint Venture, July 2000.
 - Federal Emergency Management Agency FEMA-356 (2000). "**Prestandard and Commentmy for the Seismic Rehabilitation of Buildings**" ASCE, November 2000.
 - Gaceta Oficial del Distrito Federal, NTC Diseño (2004), "**Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones**", Tomo II, No.103 BIS. México D.F.
 - Gaceta Oficial del Distrito Federal, NTC Concreto (2004), "**Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto**", Tomo I, No.103 BIS. México D.F.
 - Gaceta Oficial del Distrito Federal, NTC Metálicas (2004), "**Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas**", Tomo I, No.103 BIS. México D.F.
 - Gaceta Oficial del Distrito Federal, NTC Sismo (2004), "**Normas técnicas complementarias para diseño por sismo**", Tomo II, No.103 BIS. México D.F.
 - Gaceta Oficial del Distrito Federal, Reglamento (2004) "**Reglamento de construcciones para el Distrito Federal**", México, D.F.
 - Geardau Corsa (2010), "**Construcción compuesta acero-concreto**" El acero hoy.
 - Higginbotham, M. (1971), "**Computational Procedures for Nonlinear Structural Dynamics**", CE 299 Report, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
 - Kaba, S. y Mahin, S. (1982); "**Refined Modeling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis**"; Report UCB/EERC/84/03, Universidad de California; Berkeley.
 - Kuramoto, H. y Nishiyama, I. (2001). "**Equivalent Damping Factor of Composite RCS Frames**" ACI special publications, 196-6.

-
- Kuramoto, H. y Nishiyama, I. (2004) "**Seismic Performance and Stress Transferring Mechanism of Through-Column-Type Joints for Composite Reinforced Concrete and Steel Frames**" Journal of Structural Engineering ©ASCE/ February.
 - Liang, X., Parra-Montesinos G. J. y Wight J. K. (2004) "**Seismic behavior of RCS beam-column-slab subassemblies designed following a connection deformation-based capacity design approach**". 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada. Paper 300.
 - Liang, X. y Parra-Montesinos G. J. (2004). "**Seismic Behavior of Reinforced Concrete Column-Steel Beam Subassemblies and Frame Systems**". journal of structural engineering © ASCE.
 - Mehanny, S. S. y Deierlein, G. G. (2000) "**Modeling of assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams**" The John A. Blume Earthquake Engineering Center Dept. of Civil and Env. Eng., Stanford University.
 - Nagao, T., Tanaka, T. y Nanba, H. (2004) "**Performance of beam-column connections in Steel Structures**". 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada. Paper 1235.
 - Newmark, N. M. (1959), "**A method of Computation for Structural Dynamics**", Proceedings, ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division.
 - Noguchi H. y Uchida K. (2000), "**Fem analysis of hybrid structural frames with R/C columns and steel beams**" 12 World Conference on Earthquake Engineering.
 - Panagiotakos, T. B. y Fardis, M. N. (2001). "**Deformations of Reinforced Concrete at Yielding and Ultimate**," ACI Structural Journal, Vol. 98, No.2, March-April 2001, pp. 135-147.
 - Park y Paulay (1980), "**Estructuras de Concreto Reforzado**", Editorial Limusa, S.A., México.
 - Pinheiro L. y Silveira R. A. M. (2005) "**Behavior of Reinforced Concrete Column-Steel Beam Roof Level T-Connections under Displacement Reversals**" Latin American Journal of Solids and Structures
 - Ping-Chun Wang (1966), "**Numerical and Matrix Methods in Structural Mechanics with Applications to Computers**", John Wiley and Sons INC.
 - Pique, J. (1976) "**On the Use of Simple Models in Nonlinear Dynamic**"; Report R76-43, Departamento de Ingeniería Civil, MIT.
 - Saiidi, M., y Sozen, M. A. (1979), "**Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures**", Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No. 465, University of Illinois, Urbana, August.
 - Scott, B. D., Park, R. y Priestley M. (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.
-

-
- Sheikh, T.M., Deierlein, G.G., Yura, J.A. y Jirsa, J.O. (1989). "**Beam-Column Moment Connections for Composite Frames: Part 1**," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 115, No. 11, Nov. 1989, pp. 2858-2876.
 - Sudhakar, A. (1972), "**Computer Program for Small Displacement Elasto Plastic Analysis of Plane Steel and Reinforced Concrete Frames**", Graduate Student Report, University of California, Berkeley.
 - Swaddiwudhipong, S. y Jiang, D. (2001) "**Experimental study on behavior of steel-reinforced concrete joints**". ACI special publications, 200-43.
 - Umemura, H. y Takizawa, H. (1982), "**Dynamic Response of Reinforced Concrete Building**"; Asociación Internacional de Puentes y Estructuras de Ingeniería, IABSE; Suiza.
 - Wakabayashi M. y Martínez R. E. (1988) "**Diseño de Estructuras Sismorresistentes**" McGraw-Hill Interamericana de México S.A.
 - Wilson, E. L. (1969), "**A Method of Analysis for the Evaluation of Foundation-Structure Interaction**", Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, January, pp. A-6, 87– 46, 99.