

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

*Evaluación del Comportamiento Sísmico de Marcos de Acero
Diseñados de Acuerdo a NCh 433 Of 96*

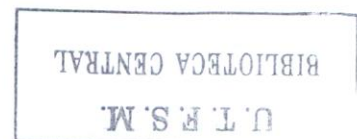
Memoria de titulación presentada por:

José Ricardo González Tardón

Como requisito parcial para optar al título de:
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Carlos Aguirre Ahumada

Valparaíso - Chile
Noviembre 2007



AGRADECIMIENTOS

A mis padres, José y María, por darme la oportunidad de estudiar la profesión de mis sueños.

A mi esposa Rossy por el apoyo, paciencia y comprensión durante todo este tiempo.

A mis hijos Pablo y José Daniel que me dieron la motivación para terminar este trabajo de años.

RESUMEN

El propósito de esta investigación es hacer una evaluación del comportamiento sísmico de los edificios de marco de acero diseñados por la norma chilena NCh433.Of96 cuando ellos se someten a sismos severos con las características de los que han azotado a nuestro país y otros países como USA, Japón y México en los últimos años. Además, se persigue determinar de forma teórica la capacidad de los marcos diseñados de acuerdo a los requerimientos de la norma chilena y si ella es adecuada a la demanda inelástica que le imponen los sismos, medida a través de las rotaciones plásticas de sus conexiones.

El análisis se basa en diseñar un conjunto de 5 edificios de marcos de acero resistentes por flexión de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos diseñados de acuerdo a los requerimientos de la norma NCh433.Of96. Para estudiar la capacidad final a carga lateral de los edificios se tomó uno de los ejes resistentes por flexión y se efectuó análisis no lineales con carga incremental de forma rectangular y triangular. También se realizó análisis dinámicos con los registros escalados para determinar la capacidad del marco y como se relaciona esta capacidad con la forma del registro.

Para estudiar la demanda de los sismos se realizaron análisis dinámicos con los registros de los sismos de Northridge, Kobe, México y Chile. Se evaluó la capacidad de los marcos considerando la capacidad a rotación plástica de las conexiones de acuerdo a valores resultantes de investigaciones experimentales sobre las uniones de momento desarrolladas en USA por diversos investigadores y se compararon los resultados con los ensayos realizados en la Universidad Técnica Federico Santa María.

Se efectúa una comparación entre la capacidad de los edificios de marco diseñados por la norma NCh433.Of96 y la demanda debida a los registros dinámicos estudiados. En base a la relación demanda-capacidad se determina el factor de reducción R del espectro de diseño elástico para distintos períodos y se comparan los resultados con edificios de tipo arriostrado concéntrico y excéntrico.

Palabras Claves:

Marcos de Acero, Diseño Sísmico, Análisis Dinámico, Demanda, Capacidad, Factores de Modificación de Respuesta, Análisis no lineal.

ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
 CAPÍTULO 1: REVISIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE MARCOS DE ACERO	 5
1.1 Antecedentes Generales	5
1.2 Diseño de Marcos en Chile	5
1.3 Diseño de Marcos en USA	6
1.4 Criterios de Diseño de Marcos de acuerdo a UBC	8
1.5 Criterios de Diseño de Marcos de acuerdo a NCh433.Of96	12
1.6 Criterios de Diseño de Marcos de acuerdo a NCh2369-2002	17
1.7 Comparación de Espectros de Diseño	22
1.8 Comparación de Deformaciones Admisibles	24
1.9 Comparación de Rigideces	25
 CAPÍTULO 2: CONEXIONES EN MARCOS DE ACERO	 27
2.1 Conexiones de Momento	27
2.2 Descripción del Problema de Uniones	29
2.2.1 Antecedentes	29
2.2.2 Tipos de Fallas	31
2.2.3 Causas de Falla en la Unión Soldada Viga-Columna	38
2.3 Capacidad de Rotación Plástica de las Conexiones	41
2.3.1 Antecedentes	41
2.3.2 Investigaciones Experimentales	42
2.4 Conexiones de Momento Mejoradas	50
2.5 Recomendaciones de Diseño según FEMA 350	56
2.5.1 Procedimientos de Pruebas de Calificación y Criterio de Aceptación	57
2.5.2 Conexiones de Momento Precalificadas	58
 CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LOS EDIFICIOS	 67
3.1 Antecedentes Generales	67
3.2 Estructuración de los Modelos	68
3.3 Bases de Diseño	70
3.4 Resultados del Diseño	71
3.4.1 Marco de 4 Pisos	71
3.4.2 Marco de 8 Pisos	72
3.4.3 Marco de 12 Pisos	73
3.4.4 Marco de 16 Pisos	73

3.4.5 Marco de 20 Pisos	74
3.5 Resumen de Diseño de los Edificios	75
3.6 Relación entre Número de pisos, Altura y Período	76
3.7 Desplazamientos de Piso	78
CAPÍTULO 4: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD	81
4.1 Introducción	81
4.2 Método de Análisis	82
4.3 Criterio de Falla Por Capacidad de Rotación Plástica	83
4.4 Análisis Plano	84
4.5 Limitaciones del Modelo	88
4.6 Análisis Incremental	89
4.6.1 Corte Basal v/s Desplazamiento de Techo	89
4.6.2 Capacidad de Desplazamientos	98
4.6.3 Mecanismo de Colapso y Rotación Plástica	103
4.7 Análisis Dinámico con Registros Escalados	107
CAPÍTULO 5: DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA	111
5.1 Introducción	111
5.2 Análisis Dinámico	111
5.3 Espectros de Aceleración	114
5.4 Demanda de Corte Basal	118
5.5 Demanda de Desplazamiento	125
5.6 Demanda de Rotación Plástica	134
CAPÍTULO 6: DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA	138
6.1 Introducción	138
6.2 Método 1	139
6.2.1 Método A: Análisis Modal Espectral v/s Capacidad Incremental	141
6.2.2 Método B: Demanda Dinámica Lineal v/s Carga Incremental	143
6.2.3 Método C: Demanda Dinámica lineal v/s Demanda Dinámica no Lineal	146
6.2.4 Método D: Demanda Dinámica lineal v/s Capacidad por Escalamiento De Registros	147
6.2.5 Método E: Demanda Dinámica lineal Máxima v/s Carga Incremental	149

6.3 Método Propuesto	151
----------------------	-----

CONCLUSIONES	153
---------------------	------------

ANEXOS

- Anexo A: Diagramas de Corte y Desplazamiento
- Anexo B: Rotaciones Plásticas
- Anexo C: Comparación Sistemas Estructurales de Marco
- Anexo D: Glosario

REFERENCIAS

INDICE DE TABLAS

CAPITULO I

Tabla 1.1 : Valores de R según Seismic Provisions y UBC-97	8
Tabla 1.2: Valores de los Parámetros T' , c y n	13
Tabla 1.3: Valor de la Aceleración Efectiva A_o	13
Tabla 1.4: Valores de los Parámetros T_o y p	14
Tabla 1.5: Valores de los Parámetros T' y n	17
Tabla 1.6: Deformación de Entrepiso D_s/D_h según Seismic Provisions y UBC-97	24

CAPITULO II

Tabla 2.1: Tipos de Daño en las Vigas	33
Tabla 2.2: Tipos de Daño en las Columnas	34
Tabla 2.3: Tipos de Daño en la Zona de Panel	35
Tabla 2.4: Tipos de Daño en la Placa de Corte	36
Tabla 2.5: Resumen de Rotaciones Plásticas y Mecanismos de Falla	44
Tabla 2.6: Características de Diseño y Detalles de Conexión	48
Tabla 2.7: Resumen de Rotaciones Plásticas y Mecanismos de Falla	49
Tabla 2.8: Límites de Deformación Angular de Entrepiso	57
Tabla 2.9: Mínima Capacidad de Deformación Angular de Entrepiso para OMF y SMF	58

CAPITULO III

Tabla 3.1: Dimensiones y Propiedades de Elementos (4 pisos)	72
Tabla 3.2: Dimensiones de Elementos (8 pisos)	72
Tabla 3.3: Dimensiones de Elementos (12 pisos)	73
Tabla 3.4: Dimensiones de Elementos (16 pisos)	74
Tabla 3.5: Dimensiones de Elementos (20 pisos)	74
Tabla 3.6: Resumen de Corte de Diseño	75
Tabla 3.7: Factor de Reducción R^* y R_{co}	75
Tabla 3.8: Desplazamientos de Diseño por Piso	79

CAPITULO IV

Tabla 4.1: Resultados Análisis Incremental en Marco de 4 pisos	91
Tabla 4.2: Resultados Análisis Incremental en Marco de 8 pisos	91
Tabla 4.3: Resultados Análisis Incremental en Marco de 12 pisos	92
Tabla 4.4: Resultados Análisis Incremental en Marco de 16 pisos	92
Tabla 4.5: Resultados Análisis Incremental en Marco de 20 pisos	93
Tabla 4.6: Resumen de Capacidad de Corte Basal con Análisis Incremental	94
Tabla 4.7: Resumen de Capacidad de Corte Basal/Peso Sísmico con Análisis Incremental	94
Tabla 4.8: Relación entre Q_u/Q_d	95
Tabla 4.9: Relación entre Q_p/Q_u , Q_u/Q_p , Q_p/Q_d y Q_u/Q_d	97
Tabla 4.10: Resumen de Desplazamientos con Análisis Incremental	99
Tabla 4.11: Resumen de Desplazamiento D_u y D_r v/s Desplazamientos de Diseño (D_d)	100
Tabla 4.12: Ductilidad Global de Desplazamiento sin Restricción v/s Ductilidad Global de Desplazamiento Restringida	101
Tabla 4.13: Desplazamiento de Techo y Desplazamiento de Entrepiso Máximo	102
Tabla 4.14: Capacidad de Corte con Escalamiento de Registros v/s Carga Incremental	108
Tabla 4.15: Capacidad de Desplazamiento con Escalamiento de Registros v/s Desplazamiento con Carga Incremental	108
Tabla 4.16: Factor de Amplificación de Registro de Aceleraciones	109

CAPITULO V

Tabla 5.1: Características de los Registros	111
Tabla 5.2: Valor máximo de Aceleración Espectral (a/g) de cada Sismo y Espectro Elástico	116
Tabla 5.3: Demanda v/s Capacidad de Corte Basal	119
Tabla 5.4: Relación entre la Demanda de Corte y el Corte de Diseño	124
Tabla 5.5: Demanda de Desplazamiento por Marco y Registro Sísmico	126
Tabla 5.6: Desplazamiento Máximo de Techo estimado según NCh433 v/s Desplazamiento de Techo con Registros	129
Tabla 5.7: Desplazamiento de Entrepiso (%) por Marco y Registro Sísmico	131
Tabla 5.8: Deformación de Techo Remanente (en cm y % de altura)	133
Tabla 5.9: Demanda de Rotación Plástica por Marco y Registro	134

CAPITULO VI

Tabla 6.1: Factor R_{μ} y Ω obtenidos con Análisis Incremental Rectangular	142
Tabla 6.2: Factor R_{μ} y Ω obtenidos con Análisis Incremental Triangular	142
Tabla 6.3: Demanda de Corte obtenida por Análisis Dinámico Lineal	143
Tabla 6.4a: Factor R_{μ} = Demanda Dinámica Lineal/ Capacidad con Carga Rectangular	144
Tabla 6.4b: Factor $R = R_{\mu} \Omega$ con carga rectangular	144
Tabla 6.5a: Factor R_{μ} = Demanda Dinámica Lineal / Capacidad con Carga Triangular	144
Tabla 6.5b: Factor $R = R_{\mu} \Omega$ con carga triangular	144
Tabla 6.6a: Factor R_{μ} = Demanda Dinámica Lineal / Demanda Dinámica no lineal	146
Tabla 6.6b: Factor $R = R_{\mu} \Omega$ con carga rectangular	146
Tabla 6.7: Capacidad de Corte obtenida por Escalamiento de Registros	148
Tabla 6.8a: R_{μ} = Demanda Dinámica Lineal/Capacidad de Corte (por Escalamiento de Registros)	148
Tabla 6.8b: Factor $R = R_{\mu} \Omega$ (con carga rectangular)	148
Tabla 6.9a: Factor R_{μ} = Corte Dinámico Máximo / Capacidad Carga Rectangular	149
Tabla 6.9b: Factor R_{μ} = Corte Dinámico Máximo / Capacidad Carga Triangular	150

ANEXOS

Tabla C.1a: Capacidad Marcos Arriostrados Concéntricos (8,16,24 y 32 p.)	xxxiii
Tabla C.1b: Capacidad Marcos Arriostrados Concéntricos (3 y 6 pisos)	xxxiii
Tabla C.2a: Demanda Marcos Arriostrados Concéntricos (4,8,16,24 y 32 p.)	xxxiii
Tabla C.2b: Demanda Marcos Arriostrados Concéntricos (3 y 6 pisos)	xxxiv
Tabla C.3a: Capacidad Marcos Arriostrados Excéntricos (4,8,16,24 y 32)	xxxv
Tabla C.3b: Capacidad Marcos Arriostrados Excéntricos (3 y 6 pisos)	xxxv
Tabla C.4a: Demanda Marcos Arriostrados Excéntricos (4,8,16,24 y 32 p.)	xxxv
Tabla C.4b: Demanda Marcos Arriostrados Excéntricos (3 y 6 pisos)	xxxv
Tabla C.5a: Capacidad Marcos de Momento (4, 8,12, 16,20)	xxxviii
Tabla C.5b: Capacidad Marcos de Momento (3 y 6 pisos)	xxxviii
Tabla C.6a: Demanda Marcos de Momento (4,8,12,16,20 p.)	xxxviii
Tabla C.6b: Demanda Marcos de Momento (3 y 6 pisos)	xxxviii

INDICE DE FIGURAS**CAPITULO I**

Figura 1.1:	<i>Espectro de Respuesta Elástico UBC-97</i>	9
Figura 1.2:	<i>Factor de Amplificación α</i>	15
Figura 1.3:	<i>Factor de Reducción R^*</i>	16
Figura 1.4:	<i>Espectro de Diseño Sísmico para Edificios de 4, 8, 12, 16 y 20 Pisos</i>	16
Figura 1.5:	<i>Espectro de Diseño Sísmico según NCh2369 para Marcos de Acero Dúctil con $R=5$ y $R=3$</i>	19
Figura 1.7:	<i>Espectro de Diseño Sísmico según UBC para Sistema Estructural SMF y Sistema Estructural OMF</i>	24
Figura 1.8:	<i>Espectros de Diseño Sísmico según UBC, NCh433 Y NCh2369</i>	24

CAPITULO II

Figura 2.1:	<i>Típica Conexión de Momento de Alma Apertada y Alas Soldadas:</i> <i>a) Elevación, b) Planta, c) Detalle</i>	29
Figura 2.2:	<i>a) Conexión con Soldadura Suplementaria en el Alma.</i> <i>b) Conexión con Angulo de Asiento</i>	30
Figura 2.3:	<i>Elementos de la Conexión Soldada</i>	33
Figura 2.4:	<i>Tipos de Daño en Vigas</i>	34
Figura 2.5:	<i>Tipos de Daño en Columnas.</i>	35
Figura 2.6:	<i>Tipos de Daño en la Zona de Panel</i>	36
Figura 2.7:	<i>Tipos de Daño en la Placa de Corte</i>	37
Figura 2.8:	<i>Tipos de Daño en la soldadura</i>	38
Figura 2.9:	<i>Especímenes 1, 2, 3, 4 y 5</i>	44
Figura 2.10:	<i>Especímenes 6, 7 y 8</i>	44
Figura 2.11a:	<i>Resumen de investigaciones con especímenes de $Z_f/Z = 0.70$</i>	46
Figura 2.11b:	<i>Resumen de investigaciones con especímenes de $Z_f/Z = 0.70$</i>	46
Figura 2.12:	<i>Detalles de conexión en probetas 1 y 2</i>	47
Figura 2.13:	<i>Detalle general de conexión modificada en probetas 5, 6 y 7</i>	48
Figura 2.14:	<i>Detalle de conexiones modificadas</i>	49
Figura 2.15:	<i>Conexión con Plancha</i>	52
Figura 2.16:	<i>Conexión con Atiesadores</i>	52
Figura 2.17:	<i>Conexión con Consola Inferior</i>	53
Figura 2.18:	<i>Conexión con Consola Inferior y Superior.</i>	53
Figura 2.19:	<i>Conexión Plancha Lateral (Alternativa 1)</i>	54
Figura 2.20:	<i>Conexión Plancha Lateral (Alternativa 2)</i>	54
Figura 2.21:	<i>Conexión con Ala de Viga Reducida</i>	55
Figura 2.22:	<i>Conexión Disipadora de Energía por Fricción</i>	55
Figura 2.23:	<i>Conexión con Empalme de Viga</i>	56

Figura 2.24:	<i>Conexión con Alma Agujereada</i>	57
Figura 2.25:	<i>Definición de Rotación Angular</i>	59
Figura 2.26:	<i>Conexión Ala No Reforzada – Alma Aperlada</i>	60
Figura 2.27:	<i>Detalle de Abertura de Acceso</i>	61
Figura 2.28:	<i>Conexión Ala No Reforzada – Alma Soldada</i>	62
Figura 2.29:	<i>Conexión Ala No Reforzada – Alma Soldada</i>	62
Figura 2.30:	<i>Conexión con Plancha sobre Alas</i>	63
Figura 2.31:	<i>Conexión Ala No Reducida</i>	64
Figura 2.32:	<i>Conexión Aperlada con Plancha Extrema Sin Atiesador</i>	64
Figura 2.33:	<i>Conexión Aperlada con Plancha Extrema Sin Atiesador</i>	64
Figura 2.34:	<i>Conexión con Ala Aperlada - Plancha Soldada</i>	66
Figura 2.35:	<i>Conexión con Ala Aperlada - Plancha Aperlada</i>	67

CAPITULO III

Figura 3.1:	<i>Planta típica en edificios</i>	70
Figura 3.2:	<i>Elevación Eje A-D de marco resistente en edificios de a) 4 pisos, b) 8 pisos, c) 12 pisos, d) 16 pisos, e) 20 pisos</i>	70
Figura 3.3:	<i>Diseño de eje resistente en edificio de 4 pisos</i>	72
Figura 3.4:	<i>Diseño de eje resistente en edificio de 8 pisos</i>	73
Figura 3.5:	<i>Diseño de eje resistente en edificio de 12 pisos</i>	74
Figura 3.6:	<i>Diseño de eje resistente en edificio de 16 pisos</i>	74
Figura 3.7:	<i>Diseño de eje resistente en edificio de 20 pisos</i>	75
Figura 3.8:	<i>Relación entre R^* y R_{co}^*</i>	77
Figura 3.9:	<i>Relación entre el Número de pisos del Edificio y Altura v/s Períodos</i>	78
Figura 3.10:	<i>Comparación de períodos de marcos diseñados con la NCh.433 v/s Marcos diseñados por la norma UBC</i>	79
Figura 3.11:	<i>Desplazamiento de piso en condición de diseño para Marcos de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos</i>	80

CAPITULO IV

Figura 4.1:	<i>Planta típica</i>	86
Figura 4.2:	<i>Curva Esfuerzo v/s Deformación del acero (idealizada)</i>	87
Figura 4.3:	<i>Curva Momento v/s Curvatura para vigas (idealizada)</i>	87
Figura 4.4:	<i>Gráfico esquemático de interacción Carga axial v/s Momento</i>	88
Figura 4.5:	<i>Carga lateral para análisis incremental</i>	90
Figura 4.6:	<i>Idealización curva Corte – Desplazamiento</i>	91
Figura 4.7:	<i>Curva de Capacidad para marco de 4 pisos</i>	92
Figura 4.8:	<i>Curva de Capacidad para marco de 8 pisos</i>	92
Figura 4.9:	<i>Curva de Capacidad para marco de 12 pisos</i>	93
Figura 4.10:	<i>Curva de Capacidad para marco de 16 pisos</i>	93
Figura 4.11:	<i>Curva de Capacidad para marco de 20 pisos</i>	94
Figura 4.12a:	<i>Capacidad de Corte de los marcos de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos (en Q/W)</i>	95
Figura 4.12b:	<i>Capacidad de Corte de los marcos de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos en relación al Corte de Diseño</i>	96
Figura 4.13:	<i>Definición de Sobrerresistencia elástica e inelástica</i>	97
Figura 4.14:	<i>Capacidad de Desplazamientos en marcos con (a) Conexiones Convencionales (b) Conexiones Mejoradas</i>	100
Figura 4.15:	<i>Capacidad de Desplazamientos en relación a Desplazamiento de Diseño (a) Cuociente D_r / D_d (b) Cuociente D_u / D_d</i>	101
Figura 4.16:	<i>Mecanismo de Colapso y Demanda de Rotación en Marco de 4 pisos</i>	104
Figura 4.17:	<i>Mecanismo de Colapso y Demanda de Rotación en Marco de 8 pisos</i>	104
Figura 4.18:	<i>Mecanismo de Colapso y Demanda de Rotación en Marco de 12 pisos</i>	105
Figura 4.19:	<i>Mecanismo de Colapso y Demanda de Rotación en Marco de 16 pisos</i>	105
Figura 4.20:	<i>Mecanismo de Colapso y Demanda de Rotación en Marco de 20 pisos</i>	106

CAPITULO V

Figura 5.1 :	<i>Registro de Viña del Mar S20W</i>	112
Figura 5.2 :	<i>Registro de Llolleo N10E</i>	112
Figura 5.3 :	<i>Registro de Northridge – Sylmar</i>	113
Figura 5.4 :	<i>Registro de Kobe N00E</i>	113
Figura 5.5 :	<i>Registro de México SCT N90E</i>	114
Figura 5.6 :	<i>Comparación de Espectros de Aceleración</i>	115
Figura 5.7 :	<i>Comparación de Espectro Dinámico de Viña S20W Y Llolleo N10E con Espectro de Diseño y Elástico de NCh433.Of96.</i>	117
Figura 5.8:	<i>Demanda de Corte Basal (Ton)</i>	119
Figura 5.9a:	<i>Relación Capacidad de Corte /Demanda de Corte (Con Carga Rectangular)</i>	120
Figura 5.9b:	<i>Relación Capacidad de Corte /Demanda de Corte (Con Carga Triangular)</i>	121

Figura 5.10:	<i>Demanda de Corte / Peso Sísmico</i>	121
Figura 5.11:	<i>Desplazamiento de Techo v/s Tiempo</i>	122
Figura 5.12:	<i>Desplazamiento de Techo Tiempo</i>	123
Figura 5.13:	<i>Rotación Plástica Llolleo</i>	123
Figura 5.14:	<i>Rotación Plástica Northridge Rotación Máxima = 0,03 Rad Rotación Máxima = 0,08 Rad</i>	123
Figura 5.15:	<i>Demanda de Corte / Corte de Diseño</i>	124
Figura 5.16:	<i>Demanda y Capacidad de Desplazamientos</i>	126
Figura 5.17:	<i>Desplazamiento de Techo v/s Tiempo con Registro de Llolleo</i>	127
Figura 5.18:	<i>Demanda de Desplazamientos/Altura del Edificio (%)</i>	128
Figura 5.19:	<i>(a) Desplazamiento de Techo (b) Cuociente Desplazamiento Anelástico/Desplazamiento Análisis Modal</i>	130
Figura 5.20:	<i>Factor de Desplazamiento F</i>	130
Figura 5.21:	<i>Desplazamiento Máximo de Entrepiso (%)</i>	131
Figura 5.22:	<i>Desplazamiento de Techo v/s Tiempo. Marco De 8 Pisos, Registro de Northridge</i>	136

CAPITULO VI

Figura 6.1:	<i>Respuesta Estructural General</i>	139
Figura 6.2:	<i>Factores de Reducción según Análisis con Espectro Elástico y Análisis Incremental.</i>	143
Figura 6.3:	<i>Factores de Reducción según Análisis Dinámico Lineal y Análisis Incremental con Carga Rectangular</i>	145
Figura 6.4:	<i>Factores de Reducción según Análisis Dinámico Lineal y Análisis Incremental con Carga Triangular</i>	145
Figura 6.5:	<i>Factores de Reducción según Análisis Dinámico Lineal y Análisis Dinámico No Lineal</i>	147
Figura 6.6:	<i>Factores de Reducción según Análisis Dinámico Lineal y Capacidad con Escalamiento de Registros</i>	149
Figura 6.7:	<i>Factores de Reducción según Máximo Corte Dinámico Lineal y Análisis Incremental</i>	150

ANEXOS

Anexo A

Figuras A.1	<i>Análisis Dinámico Edificio 4 Pisos</i>	i
A.1.1:	<i>Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Viña S20W</i>	
A.1.2:	<i>Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Viña S20W</i>	
A.1.3:	<i>Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Llolleo N10E</i>	
A.1.4:	<i>Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Llolleo N10E</i>	
A.1.5:	<i>Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Northridge</i>	

- A.1.6: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Northridge*
- A.1.7: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Kobe*
- A.1.8: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Kobe*
- A.1.9: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro México*
- A.1.10: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro México*

Figuras A.2 Análisis Dinámico Edificio 8 Pisos

vi

- A.2.1: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Viña S20W*
- A.2.2: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Viña S20W*
- A.2.3: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Llolleo N10E*
- A.2.4: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Llolleo N10E*
- A.2.5: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Northridge*
- A.2.6: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Northridge*
- A.2.7: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Kobe*
- A.2.8: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Kobe*
- A.2.9: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro México*
- A.2.10: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro México*

Figuras A.3 Análisis Dinámico Edificio 12 Pisos

xi

- A.3.1: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Viña S20W*
- A.3.2: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Viña S20W*
- A.3.3: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Llolleo N10E*
- A.3.4: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Llolleo N10E*
- A.3.5: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Northridge*
- A.3.6: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Northridge*
- A.3.7: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Kobe*
- A.3.8: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Kobe*
- A.3.9: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro México*
- A.3.10: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro México*

Figuras A.4 Análisis Dinámico Edificio 16 Pisos

xvi

- A.4.1: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Viña S20W*
- A.4.2: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Viña S20W*
- A.4.3: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Llolleo N10E*
- A.4.4: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Llolleo N10E*
- A.4.5: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Northridge*
- A.4.6: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Northridge*
- A.4.7: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Kobe*
- A.4.8: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Kobe*
- A.4.9: Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro México*
- A.4.10: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro México*

Figuras A.5	Análisis Dinámico Edificio 20 Pisos	xxi
A.5.1:	Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Viña S20W	
A.5.2:	Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Viña S20W	
A.5.3:	Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Llolleo N10E	
A.5.4:	Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Llolleo N10E	
A.5.5:	Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Northridge	
A.5.6:	Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Northridge	
A.5.7:	Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro Kobe	
A.5.8:	Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro Kobe	
A.5.9:	Corte Basal v/s Desplazamiento de techo Registro México	
A.5.10:	Desplazamiento de Techo v/s Tiempo Registro México	
Anexo B		
Figuras B.1	Rotaciones Plásticas Edificio 4 Pisos	xxvi
B.1.1:	Rotaciones Plásticas Viña	
B.1.2:	Rotaciones Plásticas Llolleo	
B.1.3:	Rotaciones Plásticas Northridge	
B.1.4:	Rotaciones Plásticas Kobe	
B.1.5:	Rotaciones Plásticas México	
Figuras B.2	Rotaciones Plásticas Edificio 8 Pisos	xxvii
B.2.1:	Rotaciones Plásticas Viña	
B.2.2:	Rotaciones Plásticas Llolleo	
B.2.3:	Rotaciones Plásticas Northridge	
B.2.4:	Rotaciones Plásticas Kobe	
B.2.5:	Rotaciones Plásticas México	
Figuras B.3	Rotaciones Plásticas Edificio 12 Pisos	xxviii
B.3.1:	Rotaciones Plásticas Viña	
B.3.2:	Rotaciones Plásticas Llolleo	
B.3.3:	Rotaciones Plásticas Northridge	
B.3.4:	Rotaciones Plásticas Kobe	
B.3.5:	Rotaciones Plásticas México	
Figuras B.4	Rotaciones Plásticas Edificio 16 Pisos	xxix
B.4.1:	Rotaciones Plásticas Viña	
B.4.2:	Rotaciones Plásticas Llolleo	
B.4.3:	Rotaciones Plásticas Northridge	
B.4.4:	Rotaciones Plásticas Kobe	
B.4.5:	Rotaciones Plásticas México	
Figuras B.5	Rotaciones Plásticas Edificio 20 Pisos	xxxi
B.5.1:	Rotaciones Plásticas Viña	
B.5.2:	Rotaciones Plásticas Llolleo	
B.5.3:	Rotaciones Plásticas Northridge	

- B.5.4:** Rotaciones Plásticas Kobe
B.5.5: Rotaciones Plásticas México

Anexo C

Figura C.1a: Demanda v/s Capacidad Marcos Concéntricos (8,16,24,32 pisos)	xxxiv
Figura C.1b: Demanda v/s Capacidad Marcos Concéntricos (3 y 6 pisos)	xxxiv
Figura C.2a: Demanda v/s Capacidad Marcos Excéntricos (8,16,24,32 pisos)	xxxvi
Figura C.2b: Demanda v/s Capacidad Marcos Excéntricos (3 y 6 pisos)	xxxvi
Figura C.3a: Demanda v/s Capacidad Marcos de Momento (4,8,12,16 y 20 pisos)	xxxviii
Figura C.3b: Demanda v/s Capacidad Marcos de Momento (3 y 6 pisos)	xxxviii
Figura C.4: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga rectangular) v/s Período	xxxix
Figura C.5: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga triangular) v/s Período	xxxix
Figura C.6: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga rectangular) v/s Número De Pisos.	xl
Figura C.7: Demanda de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos v/s Período	xli
Figura C.8: Demanda de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos v/s Número de Pisos	xli

Introducción

INTRODUCCIÓN

El 17 de Enero de 1994, un gran sismo azotó la ciudad de Los Angeles, California, en USA, teniendo su epicentro a 2 km al sur-suroeste del poblado de Northridge y a 32 km al oeste-noroeste de la ciudad de Los Angeles. El movimiento principal tuvo una magnitud de 6,7 grados en la escala de Richter y fue seguido de numerosas réplicas. El terremoto de Northridge causó lo que puede ser denominado como el mayor desastre natural en toda la historia de USA, y provocó daños en instalaciones públicas y privadas por un costo cercano a los 20.000 millones de dólares. Más de 40.000 viviendas fueron dañados o destruidos. Hubo al menos 57 personas muertas y aproximadamente 10.000 personas resultaron lesionadas [Bertero, 1994]. Más de 100 edificios de marco de acero con conexiones soldadas resultaron con fracturas en las uniones. Las estructuras dañadas abarcaron un amplio rango de alturas, desde 1 piso hasta 26 pisos, así como también edificios de distinta antigüedad, desde 30 años hasta edificios que recién se estaban construyendo. Las estructuras dañadas se encontraron en un amplio sector geográfico, incluyendo sitios en los cuales el terremoto tuvo una intensidad moderada. Aunque relativamente pocos edificios se encontraban en los sitios que experimentaron los mayores movimientos, el daño en ellos fue bastante severo.

El 17 de Enero de 1995 un gran terremoto de magnitud 7,2 grados en la escala de Richter afectó la región de Kansai en Japón, teniendo su epicentro en la ciudad de Kobe. El saldo de este terremoto fue de 5500 víctimas fatales, 27000 heridos y alrededor de 150.000 viviendas fueron dañadas, la mayoría de ellas eran de madera y más de 300.000 personas fueron evacuadas de las zonas devastadas por la acción del terremoto [Toyoda, 1995]. Alrededor del 90% de las víctimas fatales se debió al derrumbe de sus casas de madera. Varios puentes se cayeron y el sistema de transporte se paralizó. Se estima que el costo total de los daños materiales superó los 100.000 millones de dólares U.S., ello sin contar todas las pérdidas de vidas humanas provocadas por el derrumbe de distintas estructuras, muchas de las cuales habían sido construidas bajo los criterios de diseño de las más recientes normativas antisísmicas de Japón. Varios edificios de marco de acero resultaron dañados, aunque el número de estructuras de acero dañadas o colapsadas fue reducido si se lo compara con el número de estructuras de madera dañadas. En los edificios de acero afectados se observó varios tipos de fractura en las conexiones y en los elementos que conectan.

Estos dos últimos grandes terremotos que han afectado a Japón y Estados Unidos se han puesto como ejemplo ya que tienen en común el hecho de haber actuado en zonas densamente pobladas, de gran concentración de edificios altos de las más variadas características arquitectónicas y con distintos tipos de estructuración. Tanto la ciudad de Kobe en Japón, como Los Angeles en USA son ciudades que cuentan con edificios de moderna arquitectura y que han sido diseñados cumpliendo rigurosamente las normativas antisísmicas de sus respectivos países. Sin embargo, en vista de los cuantiosos daños materiales y fallas observadas en los edificios afectados por estos sismos es claro que las

normas antisísmicas actuales deben ser revisadas ya que no reflejan el comportamiento real de las estructuras de acero.

Una de las principales lecciones que dejaron los terremotos de Northridge [Popov, 1995] y Kobe es que después de ellos se hizo una revisión completa de los criterios de diseño de las estructuras de marco de acero, debido a que este tipo de estructuración sufrió numerosas fallas en las conexiones y arriostramientos durante el terremoto, y puso en evidencia que los criterios de diseño en acero usados en ese momento no eran apropiados cuando la estructura se somete a fuertes movimientos cíclicos como los que impone un sismo de gran intensidad. El sismo provoca grandes deformaciones en los edificios de marco, y ello va asociado a grandes demandas de ductilidad local, en particular las uniones viga-columna deben alcanzar grandes deformaciones sin fallar.

Generalmente, la capacidad de las uniones viga-columna ha sido examinada por medio de ensayos con carga cíclica que se va incrementando gradualmente. A partir de este tipo de ensayos se han obtenido estimaciones del comportamiento carga-deformación de las uniones. Sin embargo, durante un sismo se producen cargas cíclicas altamente variables en el tiempo, que pueden provocar un fuerte y rápido deterioro de la capacidad de la unión en cuanto a resistencia y capacidad de deformarse [Engelhardt & Husain, 1993]. La resistencia en estas condiciones es mucho menor que la resistencia teórica obtenida con ensayos estáticos y hace que la unión pueda fallar en forma frágil, limitando el comportamiento dúctil de los marcos a flexión aún cuando ellos hayan sido diseñados siguiendo las recomendaciones de las normas sísmicas de diseño en acero.

Estos terremotos demostraron que la típica conexión soldada viga-columna usada en los edificios de marcos, es mucho más susceptible de dañarse que lo que se suponía con anterioridad. Aunque muchas de las conexiones no sufrieron ningún daño, se detectó un amplio espectro de fallas frágiles inesperadas que iban desde grietas menores sólo observables por medio de ensayos no destructivos a fallas completas de la conexión [FEMA, 1995]. El descubrimiento de este tipo de fallas fue alarmante ya que a menudo tiene asociado muy poco daño arquitectónico, por lo cual se hace más difícil de detectar y, por lo tanto, de reparar para futuros sismos.

El daño observado con mayor frecuencia ocurrió en la soldadura de unión del ala inferior de las vigas con la columna. La falla corresponde a la rotura de la soldadura que une el ala de la viga con la columna de soporte, o el agrietamiento del material base del ala o alma de la viga o columna en el sector de la soldadura o muy cerca de ella. Una vez que se inicia la fractura, ella se propaga de diferentes maneras, afectando la resistencia de los elementos de la conexión [FEMA, 1995]. En algunos casos, se inició la fractura pero no progresó y podría no ser detectada por inspección visual. En otros casos, la fractura se extendió completamente por el sector de la soldadura penetrando a las alas de vigas o columnas, provocando la falla frágil en la conexión. Este tipo de falla se pudo observar solamente una vez removidos los revestimientos de vigas y columnas. El costo económico asociado con esta operación de búsqueda de conexiones dañadas y la reparación de ellas fue muy alto, y provocó toda una discusión en cuanto a determinar las razones del daño y cuál sería la solución para evitar que vuelvan a repetirse en futuros sismos.

Las investigaciones realizadas con posterioridad al terremoto de Northridge revelaron que las típicas conexiones soldadas son incapaces de suministrar las rotaciones plásticas que demanda un sismo severo y puso en tela de juicio las recomendaciones de diseño de los marcos de acero resistentes por flexión. Probablemente este tipo de fallas se había producido en anteriores terremotos, sin embargo, sólo se disponía de informes aislados de tales daños [FEMA, 1995].

Los estudios posteriores a los terremotos mencionados han permitido desarrollar nuevos tipos de conexiones capaces de suministrar altas demandas de deformación inelástica en sus elementos, adecuada al nivel de sollicitación sísmica [FEMA 350, 2000; FEMA 355-D, 2000].

Las estructuras de marco rígido basan su resistencia a acciones laterales en la capacidad de la conexión para permanecer sin colapsar cuando es sometida a rotaciones que llevan a los elementos más allá de los límites elásticos, por lo tanto, cuando las conexiones fallan se produce una degradación importante de la resistencia lateral del marco, la cual puede llevar a la estructura al colapso si esta falla propaga a las otras uniones. En el caso del terremoto de Northridge ningún edificio colapsó, pero las fallas causaron un daño económico altísimo tanto a edificios públicos como privados.

El impacto que tuvo en USA el descubrimiento de este tipo de falla en edificios diseñados de acuerdo a la normativa sismorresistente de la época, puso en evidencia la necesidad de una revisión a la normativa, ya que a través de ella no se pudo evitar la falla de las conexiones en acero y se hizo urgente la necesidad de una mayor investigación teórica y experimental de estos aspectos. Esta tarea estuvo a cargo de la *Federal Emergency Management Agency* [FEMA, 1995], la cual se encargó de recopilar información respecto del comportamiento sísmico de diversas configuraciones de uniones. Las conclusiones de tal investigación recomiendan modificar la práctica histórica de diseño de conexiones porque ella no entrega adecuada seguridad y no es apropiada en edificios en los cuales se espera una gran demanda inelástica. Los resultados de esta investigación se han incorporado en las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [AISC, 2002] y forman parte de los requerimientos de los actuales códigos de diseño de USA.

En Chile la experiencia en edificios de marcos de acero es escasa, aunque existe una creciente tendencia a construir edificios cada vez más altos, lo cual hace pensar en la necesidad de evaluar la normativa chilena de diseño en acero ante la ocurrencia de terremotos tan severos como el que afectó a la zona central del país en marzo de 1985. Aunque los sismos que se producen en Chile son de características diferentes a los ocurridos en Northridge y Kobe, existe poco conocimiento respecto de la verdadera resistencia de los edificios de marco y del comportamiento sísmico de los edificios diseñados por la actual normativa chilena en complemento con las normas de diseño norteamericanas.

Esta incertidumbre se debe al hecho de que en Chile normalmente los edificios de altura siempre se han construido de hormigón armado, por lo cual no es fácil encontrar información sobre el comportamiento de edificios de marco de acero que hayan sido

sometidos a sismos. Ello se une al hecho que no se tiene una norma propia específica para diseño de edificios de acero para uso habitacional. La norma NCh433.Of96 [INN, 1996] “*Diseño Sísmico de Edificios*” indica que mientras no se oficialice la norma NCh427 [INN, 1976] “*Especificaciones para el Cálculo, Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*”, deben usarse las últimas versiones de las Especificaciones de la AISC (*American Institute of Steel Construction*) y de la AISI [AISI, 1996].

En la NCh433.Of96 se define el nivel de solicitaciones de diseño sísmico para los edificios con sistema estructural de pórticos y sistemas arriostrados. Sin embargo, no se especifican requerimientos especiales a los marcos de acero para que ellos tengan un comportamiento dúctil durante los sismos. Los factores de reducción que definen el espectro de diseño de la norma solamente definen la sollicitación, pero no garantizan que la estructura tenga un buen comportamiento sísmico, especialmente de sus conexiones. Estos elementos deben ser diseñados siguiendo las recomendaciones de la norma AISC, la cual es el reflejo de las investigaciones realizadas en USA.

La actual norma NCh2369-2003 “*Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*” [INN, 2003] recoge la experiencia chilena en el diseño de este tipo de estructuras y en complemento con la normativa del AISC, define los requerimientos mínimos para el diseño de marcos dúctiles de acero considerando parámetros similares a la NCh433. Sin embargo, los edificios industriales no tienen las características propias de los edificios de habitación como es la distribución discreta y relativamente uniforme de masas en altura, diafragmas horizontales rígidos en diversos niveles y excentricidad relativamente reducida. Todo lo anterior hace que la filosofía de diseño sea distinta de los edificios de habitación, y por lo tanto, los requerimientos de resistencia también lo sean.

Capítulo N° 1

*Revisión de los Criterios de Diseño
de Marcos de Acero*

CAPÍTULO 1: REVISIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO EN MARCOS DE ACERO

1.1 ANTECEDENTES GENERALES

Los marcos de acero son estructuras cuya resistencia lateral reside fundamentalmente en la capacidad a flexión de los elementos y la capacidad de rotación de las uniones para deformarse sin fallar cuando se ha alcanzado la resistencia máxima en una sección.

Los marcos de acero han sido ampliamente usados en USA en la construcción de estructuras sismorresistentes debido a que en los ensayos de laboratorio han demostrado una gran ductilidad [Popov, Amin, Louie y Stephen, 1985; Popov, 1986; Popov y Bertero, 1973] y su comportamiento en los sismos pasados ha sido satisfactorio, especialmente cuando las conexiones se construían con pernos y remaches. Las estructuras de marco con remaches en las conexiones tienen gran capacidad de disipar energía debido, entre otros factores, a la fricción que se produce entre la cabeza del remache y el hormigón de la losa que se apoya sobre la viga. Esta disipación de energía es muy benéfica para la estructura durante un sismo ya que atenúa el movimiento y provoca menos daño en los elementos del marco.

Con la llegada de la soldadura, las conexiones se hicieron más rígidas y con mucho menos capacidad de deformación, lo cual ha derivado en modos de fallas de tipo frágil, tal como quedó reflejado después de los sismos de Northridge y Kobe [FEMA, 1995; Popov, 1995]. Esto ha llevado a poner en tela de juicio los criterios de diseño actualmente utilizados en los códigos norteamericanos, y consecuentemente en países como Chile que se basan en esta normativa para el diseño de edificios de acero.

1.2 DISEÑO DE MARCOS EN CHILE

Actualmente la única normativa para diseño en acero que ha sido emitida por el Instituto Nacional de Normalización (INN) es la norma NCh427 [INN, 1976], la cual desde su emisión no ha sido oficializada. En ausencia de una norma propia para diseño de edificios de acero, la norma chilena de diseño sísmico de edificios, NCh433.Of96 [INN, 1996], señala que mientras no se oficialice la NCh427, deben usarse las últimas versiones de las Especificaciones AISC, en sus versiones "*Allowable Stress Design (ASD)*" [AISC, 1989] o "*Load and Resistance Factors Design (LRFD)*" [AISC, 1999] y AISI "*Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*" [AISI, 1996] para el diseño de elementos formados en frío. En estas normas se establece la resistencia de los elementos diseñados en base a tensiones admisibles o factores de carga y resistencia, diseño de conexiones, diseño de soldadura, capacidad de pernos, etc. Estas normas deben ser complementadas con los requerimientos de las "*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*" de AISC [AISC, 2002]. Es decir, el detallamiento de conexiones y métodos de análisis debe hacerse según las normas norteamericanas, sin embargo, las cargas de diseño de los marcos y los requerimientos de deformaciones deben estar de acuerdo con la norma chilena de diseño sísmico NCh433.Of96, y

es justamente esta última norma donde no existe una clara indicación de la capacidad de disipación de energía de los distintos tipos de estructuras de acero, lo cual se refleja en el factor de modificación de respuesta del espectro elástico.

Las “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” recogen los resultados de las investigaciones efectuadas con posterioridad a los terremotos de Loma Prieta y Northridge, las cuales originaron requerimientos muy severos que se incluyeron en las posteriores revisiones a normas de construcción de edificios. Sin embargo, en Chile no se han observado las mismas fallas en las conexiones debido principalmente a la menor deformación sísmica y al no uso de perfiles laminados de gran espesor los cuales tienen grandes tensiones iniciales debido al proceso de fabricación. Por esta razón, las disposiciones propuestas en la NCh2369 “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales” [INN, 2003] se basan en la experiencia chilena, además de las recomendaciones de AISC.

En Chile el acero se emplea fundamentalmente en proyectos industriales, especialmente en la minería, en donde es el material por excelencia debido sencillamente a las ventajas que presenta en cuanto a velocidad de construcción, facilidad de transporte y mayor precisión en el montaje y fabricación de piezas. En el área de construcción habitacional, tradicionalmente se ha preferido el uso de hormigón armado y otros materiales. Las razones pueden estar en el costo de utilizar acero frente al hormigón armado, la gran flexibilidad que tienen los marcos de acero induce grandes deformaciones que deben ser controladas con mayor tamaño de las secciones; necesidad de la construcción en acero de mano de obra calificada y de métodos más sofisticados para la inspección, especialmente de las soldaduras de terreno. Otra de las ventajas es que no requiere mano de obra altamente calificada durante el montaje cuando las conexiones son apernadas, no así cuando las conexiones son soldadas.

1.3 **DISEÑO DE MARCOS EN USA**

En USA el diseño de las estructuras de acero se hace actualmente de acuerdo con las especificaciones “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” del AISC en conjunto con las especificaciones *AISC Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings (LRFD)*. Los requerimientos de las Seismic Provisions están orientados al diseño y construcción de miembros de acero estructural y conexiones en sistemas sismorresistentes de edificios en los cuales las fuerzas de diseño sísmico han sido determinadas sobre la base de varios niveles de disipación de energía en el rango de respuesta inelástico. Los criterios de diseño indicados en las Seismic Provisions deben ser aplicados en conjunto con el código de diseño de edificios utilizado en cada localidad. En USA hay actualmente muchos códigos de diseño en uso, dentro de los cuales están 2000 NEHRP Provisions (FEMA, 2000), ASCE 7 (ASCE, 2002), Uniform Building Code (UBC, 1997), SEAOC Seismic Provisions (SEAOC, 1999) e International Building Code (IBC, 2000). Todos estos códigos tienen sus propios parámetros para definir las fuerzas de diseño sísmicas, y están continuamente actualizándose para incorporar los más recientes resultados de investigaciones sobre estructuras de acero. La norma chilena NCh433 no exige que se diseñe con alguno de estos códigos en particular. Sin embargo, sí es obligatorio el uso de los requerimientos de las “*Seismic Provisions*”. El código UBC [ICBO, 1995] normalmente se emplea en Chile cuando es requerido por los criterios de

diseño en proyectos industriales, especialmente del área minera.

Las “*Seismic Provisions for Structural Buildings*” [AISC, 2002] distinguen 4 tipos de sistemas sismorresistentes de tipo marco:

a) Special Moment Frame (SMF):

Marco resistente por flexión especialmente detallado para suministrar un comportamiento dúctil. Se espera que estos marcos tengan significativa deformación inelástica durante el sismo de diseño. Para este tipo de estructura, las conexiones deben ser capaces de suministrar una deformación angular de entrepiso de al menos 0.04 rad, de los cuales 0.03 rad corresponden a rotación inelástica [AISC, 2002].

b) Intermediate Moment Frame (IMF):

Marco intermedio para el cual se espera que tenga una limitada capacidad de deformación inelástica en sus miembros y conexiones cuando ellos estén sometidos a movimientos sísmicos. En este tipo de estructura, las conexiones deben ser capaces de suministrar una deformación angular de entrepiso de al menos 0.02 rad, de la cual 0.01 rad corresponde a rotación inelástica.

c) Ordinary Moment Frame (OMF):

Marco ordinario cuyos miembros no satisfacen requisitos especiales para tener un comportamiento dúctil. Se espera que ellos tengan un mínimo de deformaciones inelásticas en sus miembros y conexiones cuando ellos estén sujetos a las fuerzas resultantes del movimiento del sismo de diseño.

d) Special Truss Moment Frame (STMF):

Son estructuras formadas por vigas enrejadas, en las cuales se espera que ocurra una significativa deformación inelástica en algunos elementos del enrejado durante el movimiento sísmico. Las columnas y segmentos del enrejado que están fuera de los elementos que presentan deformación inelástica deben ser diseñados para permanecer elásticos.

Los marcos ordinarios se utilizan en USA en zonas de baja sismicidad o en estructuras de poca importancia que no requieran un comportamiento dúctil. Los marcos especiales de momento se utilizan en zonas de alta sismicidad en que se requiere que la estructura tenga comportamiento dúctil durante un sismo severo, de tal modo de disipar energía por la formación de rótulas plásticas en las conexiones. Los marcos intermedios se utilizan en zonas de mediana sismicidad.

1.4 CRITERIOS DE DISEÑO DE ACUERDO A UBC Y SEISMIC PROVISIONS

La norma UBC [ICBO, 1997] distingue las siguientes condiciones básicas para el diseño de los marcos de acero.

a) **Solicitaciones de Diseño por Carga Estática**

La fuerza de corte total de diseño en una dirección dada debe ser determinada por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \quad (1-4)$$

La fuerza de corte total no necesita exceder de lo siguiente:

$$V = \frac{2.5C_a I}{R} W \quad (1-5)$$

La fuerza de corte total no debe ser menor que lo siguiente

$$V = 0.11C_a I W \quad (1-6)$$

Además, para la zona de mayor sismicidad (Zona Sísmica 4) el corte total no debe ser menor que lo siguiente:

$$V = \frac{0.8Z N_v I}{R} W \quad (1-7)$$

donde

C_v = Coeficiente Sísmico que depende de la zona sísmica (1, 2A, 2B, 3 ó 4) y el tipo de suelo ($S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$), tipo de sismo y distancia a la fuente de origen del sismo.

C_a = Coeficiente Sísmico que depende de la zona sísmica, el tipo de suelo, tipo de sismo y la distancia a la fuente de origen del sismo.

I = Coeficiente de importancia del edificio.

R = Coeficiente numérico que representa la sobrerresistencia y ductilidad global del sistema estructural de resistencia lateral. El valor de R se muestra en la *Tabla 1.1*

Tabla 1.1: Valores de R según Seismic Provisions y UBC-97

Sistema Estructural	R UBC-97	R Seismic Provisions
Special Moment Frames (SMF)	8,5	8,0
Intermediate Moment Frames (IMF)	-	4,5
Ordinary Moment Frames (OMF)	4,5	3,5
Special Truss Moment Frames (STMF)	6,5	7

W = Peso sísmico de la estructura.

Z = Factor por zona sísmica.

N_v = Coeficiente que depende de la cercanía a la fuente de origen del sismo.

T = Período fundamental de la estructura.

El período fundamental T puede calculado por algún método de análisis dinámico o ser aproximado por la expresión:

$$T = C_t(h_n)^{3/4} \quad (1-8)$$

donde:

$C_t = 0.035$ para marcos de acero (0.0853 en unidades SI)

$h_n =$ Altura del marco (en pies).

b) Solicitaciones de Diseño por Análisis Espectral

La fuerza de corte sísmica puede ser derivada a través de un análisis espectral a partir del espectro de respuesta elástico mostrado en la *Figura 1.1*

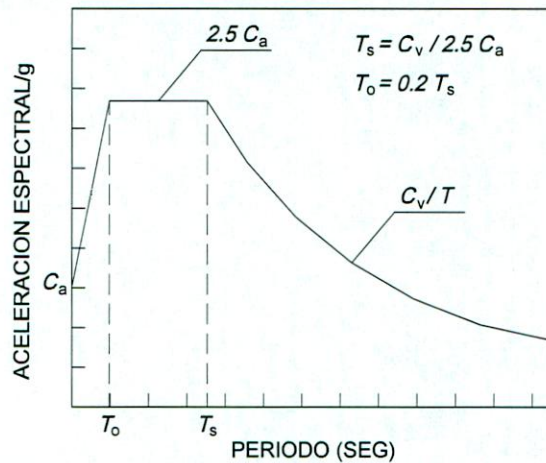


Figura 1.1: Espectro de Respuesta Elástico UBC-97

El espectro elástico puede ser reducido para propósitos de diseño, con la limitación de que el corte basal no puede ser menor que el obtenido con el espectro elástico dividido por el factor R . Para estructuras regulares el corte resultante no puede ser menor al 90% del corte obtenido por el método estático anteriormente descrito. Para estructuras irregulares, el corte resultante no debe ser menor al corte obtenido por el método estático.

c) Desplazamientos admisibles de Entrepiso

El desplazamiento máximo de respuesta inelástica de la estructura Δ_M causado por las fuerzas de diseño debe calcularse como:

$$\Delta_M = 0,7 R \Delta_S \quad (1-9)$$

donde:

$\Delta_S =$ Desplazamiento resultante de un análisis estático y elástico con las fuerzas de diseño definidas en el punto a).

El desplazamiento de entrepiso Δh calculado de esta manera, no debe exceder de 0,025 veces la altura del piso para estructuras que tienen un período fundamental de menos de 0,7 seg. Para estructuras que tienen un período fundamental de 0,7 seg o más, el desplazamiento de entrepiso no debe exceder de 0,020 veces la altura del piso.

d) Combinaciones de carga

El diseño estructural puede efectuarse empleando el método de tensiones admisibles (ASD) o el método de diseño por carga mayorada (LRFD).

e) Requerimientos para Special Moment Frames (SMF)

Los requerimientos que se detallan a continuación corresponden a un resumen de los recomendaciones de diseño especificadas por las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.

e.1) Resistencia de columnas

Cuando $P_u/\phi P_n$ sea mayor que 0.4 sin consideración de la carga sísmica mayorada, se debe satisfacer los siguientes requerimientos:

- a) La resistencia a compresión y tensión, sin considerar momentos de flexión, debe ser determinada usando las combinaciones de carga que incluyan la carga sísmica mayorada.
- b) La resistencia requerida no necesita ser mayor a:
 - La máxima carga que transfiere la columna considerando $1.1R_y$ veces la resistencia nominal en vigas y arriostramientos del edificio.
 - La resistencia de la fundación al levantamiento.

e.2) Uniones viga-columna

Todas las uniones viga-columna usadas en sistemas sismorresistentes deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- a) La conexión debe ser capaz de suministrar una deformación angular de entrepiso de al menos 0.04 rad.
- b) La resistencia a flexión requerida en la conexión determinada en la cara de la columna debe ser igual, al menos, al 80% del momento plástico nominal de la viga cuando la conexión tiene una deformación angular de entrepiso de 0.04 rad.
- c) La resistencia requerida a corte de la conexión debe ser determinada usando la combinación de carga $1.2D + 0.5L + 0.2S$, más la fuerza de corte resultante de aplicar un momento de $2[1.1R_y F_y Z / \text{distancia entre rótulas plásticas}]$. Donde R_y es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia nominal del acero.

e.3) Resistencia al corte de la zona de panel

La zona de panel es el área del alma de la columna delimitada por sus alas y la prolongación de las alas de la viga. La resistencia nominal a corte de la zona de panel R_v está dada por:

Cuando $P_u \leq 0.75 P_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (1-10)$$

donde:

- t_p = Espesor total de la zona de panel, incluyendo placas dobles.
- d_b = Altura de la viga.
- d_c = Altura de la columna.
- b_{cf} = Ancho de ala en columna.
- t_{cf} = Espesor de ala en columna.
- P_y = Resistencia axial nominal de fluencia = $F_y A_g$
- P_u = Resistencia axial requerida de la columna

Cuando $P_u \leq 0.75 P_y$ la resistencia de la zona de panel debe calcularse de acuerdo a la especificación LRFD.

e.4) Espesor de la zona de panel

El espesor de la zona de panel debe estar conforme a:

$$t \geq \left(\frac{d_z + w_z}{90} \right) \quad (1-11)$$

donde:

- t = Espesor del alma de la columna o doble placa
- d_z = Altura de la zona de panel.
- w_z = Ancho de la zona de panel entre las alas de la columna.

e.5) Dobles placas en la zona de panel y placas de continuidad

Las dobles placas deben estar soldadas a las alas de las columnas usando ya sea soldadura de penetración completa o soldadura de filete que permita desarrollar la resistencia de corte de diseño de la placa doble. Deberá disponerse placas de continuidad en el alma de la columna en la proyección de las alas de las vigas.

e.6) Limitaciones en vigas y columnas

No se permiten cambios bruscos en el ala de la viga en las zonas de rótulas plásticas. Además, tanto vigas como columnas deben satisfacer las limitaciones de ancho-espesor dadas en la Tabla I-8-1 de las *Seismic Provisions*.

e.7) Cuociente entre Momento de Columna y Viga

Se debe cumplir la siguiente relación en la conexión viga-columna.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (1-12)$$

donde

$\sum M_{pc}^*$ = Suma de momentos en la columna sobre y bajo la unión. Se calcula como la proyección de la resistencia nominal a flexión con una reducción por carga axial en la columna. Se permite tomar

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (1-13)$$

$\sum M_{pb}^*$ = Suma de momentos en la viga en la intersección de los ejes de la vigas y columna. Se calcula como suma de las resistencias a flexión esperadas de las vigas en la ubicación de la rótula plástica. Se permite tomar

$$\sum M^*_{pb} = \sum 1.1 R_y F_{yb} Z_b + M_v \quad (1-14)$$

M_v = Momento adicional debido a la amplificación del corte desde la posición de la rótula plástica hasta el eje de la columna.

A_g = Area total de la columna

F_{yc} = Mínima resistencia de fluencia en las columnas.

P_{uc} = Resistencia axial a compresión de la columna

Z_b = Módulo plástico de las vigas

Z_c = Módulo plástico de la columna

1.5 CRITERIOS DE DISEÑO DE MARCOS DE ACUERDO A NCH433.0f96

La norma NCh433 no especifica explícitamente condiciones especiales de diseño que aseguren un comportamiento dúctil en los marcos de acero. La norma determina los requerimientos de resistencia mínima y máxima de corte que debe tener la estructura y define los desplazamientos máximos de entrepiso y por torsión en condición de diseño elástico.

a) Solicitaciones de Diseño

La norma NCh433 establece que las solicitaciones de diseño pueden ser obtenidas a través de dos métodos de análisis: estático y modal espectral.

a.1 Análisis estático

El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_o = CIP \quad (1-15)$$

donde:

C = Coeficiente sísmico

I = Coeficiente de importancia relativo al uso del edificio

P = Peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado según lo indicado en la norma NCh433.

El coeficiente sísmico C, se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{A_o c (T' / T^*)^n}{gR} \quad (1-16)$$

en que:

c, n, T' = Son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, cuyos valores se muestran en la *Tabla 1.2*.

Tabla 1.2: Valores de los parámetros T', c y n

Tipo de Suelo	T' (seg)	c	n
I (Roca)	0,25	2,50	1,00
II (Grava, Arena Densa)	0,35	2,75	1,25
III (Grava, arena no saturada)	0,80	2,75	2,00
IV(suelo cohesivo saturado)	1,50	2,75	2,00

A_o = Aceleración efectiva máxima de acuerdo a la zonificación sísmica

Tabla 1.3: Valor de la aceleración efectiva A_o

Zona Sísmica	A_o
1	0,20g
2	0,30g
3	0,40g

T^* = Es el período del modo con mayor masa translacional equivalente en la dirección de análisis.

R = Factor de modificación de respuesta que refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados. $R=8$ para sistemas de pórtico de acero estructural.

En ningún caso el valor de C será menor que $A_o/6g$. El valor de C tampoco necesita ser mayor que $0,6 A_o/g$.

a.2 Análisis Modal Espectral

Para el caso de análisis modal espectral, la norma define un espectro de diseño (S_a) de la siguiente forma:

$$S_a = \frac{IA_o\alpha}{R^*} \quad (1-17)$$

donde:

S_a = Espectro de diseño (m/s^2)

I = Coeficiente relativo al edificio. Para edificios de uso habitacional $I = 1.0$

A_o = Aceleración máxima efectiva definida según la zonificación sísmica.

α = Factor de amplificación para cada modo de vibrar "n".

$$\alpha = \frac{1 + 4,5(T_n/T_o)^p}{1 + (T_n/T_o)^3} \quad (1-18)$$

donde:

T_n = Período de vibración del modo n.

T_o, p = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, según se muestra en la *Tabla 1.4*

Tabla 1.4: Valores de los parámetros T_o y p

Tipo de Suelo	T_o (seg)	p
I	0,15	2,0
II	0,30	1,5
III	0,75	1,0
IV	1,20	1,0

La Figura 1.2 muestra la variación del factor de amplificación α con el período de vibración para los 4 tipos de suelos (I, II, III y IV)

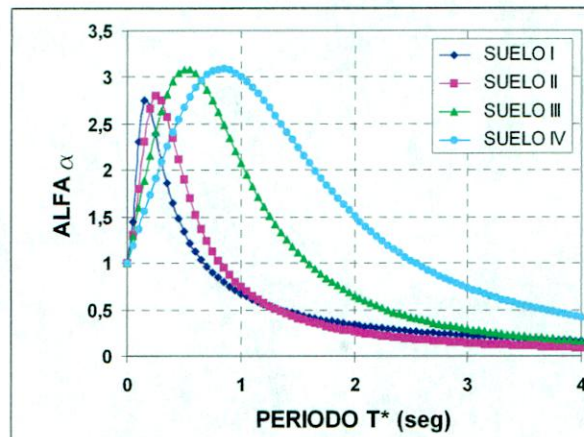


Figura 1.2: Factor de Amplificación α

R^* = Factor de Reducción que depende del período fundamental del edificio, del tipo de estructuración, del material y de las características del suelo de fundación.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (1-19)$$

donde:

T^* = Período del modo con mayor masa translacional en la dirección de análisis.

R_o = Factor de modificación de respuesta. Para sistemas estructurales del tipo pórticos de acero estructural se considera $R_o = 11$. La Figura 1.3 muestra el Factor de Reducción para los 4 tipos de suelos definidos por la NCh433.

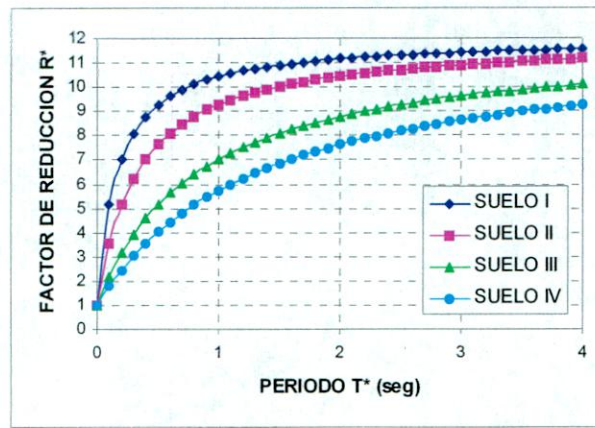


Figura 1.3: Factor de Reducción R^*

La Figura 1.4 muestra que el Factor de Reducción R^* es un valor variable y aumenta con el período, partiendo desde $R=1$ en $T=0$ y tendiendo a $R=R_0+1=12$ para períodos altos.

A partir de la Fórmula 1-27 que define el espectro de diseño S_a se puede representar la expresión S_a/gI (Fórmula 1-30), la cual es equivalente al coeficiente sísmico C del método estático. Basándonos en los resultados presentados en el Capítulo 3, Tabla 3.7 para el diseño del conjunto de marcos de acero de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos que son objeto de este estudio, se obtienen los espectros de diseño sísmico S_a/gI mostrados en la Figura 1.4, los cuales consideran tipo de suelo III y zona sísmica 3, según NCh433.

$$S_a/gI = \frac{A_0/g}{R^*} \alpha \quad (1-20)$$

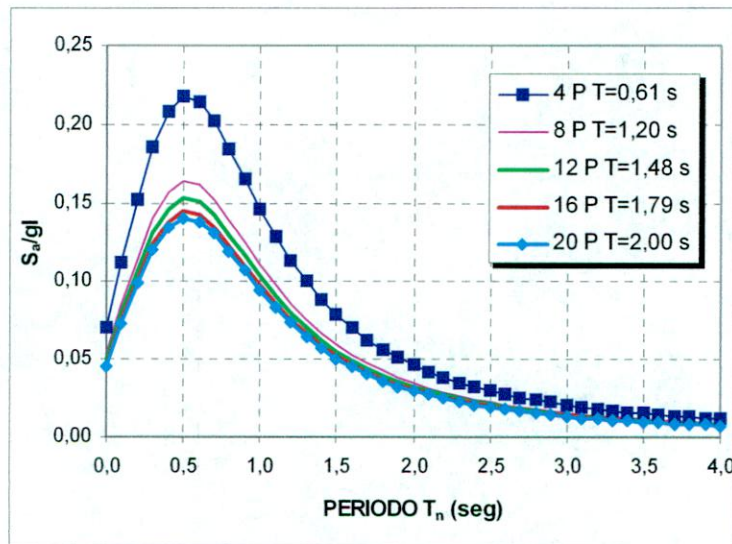


Figura 1.4: Espectro de Diseño Sísmico para Edificios de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos

b) Limitaciones a la fuerza de Corte Basal

Se consideran los siguientes valores mínimos y máximos del corte basal resultante en la dirección de la acción sísmica expresados en función del peso total del edificio (P).

$$Q_{\text{mínimo}} = (I A_o/6g) P = 0,066 P \quad (1-21)$$

$$Q_{\text{máximo}} = (I C_{\text{max}}) P = 0,168 P \quad (1-22)$$

donde

$$C_{\text{max}} = 0,35 S A_o/g \text{ y } S = 1,2 \text{ para suelo tipo III}$$

c) Combinaciones de Carga

Cuando el diseño se hace por el método de tensiones admisibles:

i) $D + L \pm E$ (1-23)

ii) $D \pm E$ (1-24)

Cuando el diseño se hace por el método de los factores de carga y resistencia:

i) $1,4 (D + L \pm E)$ (1-25)

ii) $0,9D \pm 1,4E$ (1-26)

donde:

D = Carga permanente

L = Sobrecarga de uso

E = Carga de sismo

d) Desplazamientos admisibles de entrepiso

La norma NCh433 determina un desplazamiento máximo de entrepiso igual a $0,002h$ (h =altura de entrepiso), medido en el centro de masas de dos pisos consecutivos y un aumento del desplazamiento por torsión de $0,001h$ entre dos pisos medido en cualquier punto de la planta.

e) Otros requerimientos

Actualmente no existe ni en la norma NCh433 ni en la NCh427 recomendaciones específicas sobre ductilidad o detallamiento de columnas y vigas de acero. La NCh427 especifica requerimientos de esbelteces límites para secciones plásticas similares a los recomendados por el UBC para secciones compactas, sin embargo, no se establecen requerimientos especiales de ductilidad que tengan una equivalencia en el UBC.

El Manual de Diseño de Estructuras de Acero del Instituto Chileno del Acero especifica diversas recomendaciones de diseño basadas en las especificaciones AISC y AISI, las normas chilenas y disposiciones de la práctica nacional que han sido probadas con éxito.

Dentro de las disposiciones especiales para el diseño de estructuras de acero se menciona que mientras no se oficialice la nueva versión de la norma NCh427 se deben usar las disposiciones contempladas en la NCh2369, complementadas con las disposiciones de la norma americana *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings, 1999 (AISC)* [AISC, 1999] ó alternativamente la norma *Specifications for Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design, (ASD)* [AISC, 1989].

1.6 CRITERIOS DE DISEÑO DE MARCOS DE ACUERDO A NCH2369-2002

A continuación se presentará un resumen de algunos elementos importantes de destacar respecto de la norma NCh2369-2003, la cual está orientada al diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, por lo cual no es completamente aplicable al diseño de edificios de acero para uso habitacional como son los marcos diseñados para esta investigación, sin embargo, en ella se introducen disposiciones especiales para el diseño de marcos dúctiles de acero, los cuales no se consideran en la NCh433.Of96 ni en la NCh427.

a) Solicitaciones de Diseño

La norma NCh2369 establece que el análisis sísmico se hará normalmente usando métodos lineales y en algunos casos el análisis se puede basar en la respuesta no lineal considerando acelerogramas reales o sintéticos. Los métodos lineales pueden ser de tres tipos: análisis estático o de fuerzas equivalente, análisis modal espectral y métodos especiales para estructuras con comportamiento elástico.

a.1 Análisis elástico estático

El esfuerzo de corte basal en la base se debe calcular según la siguiente expresión:

$$Q_o = CIP \quad (1-27)$$

donde:

Q_o = Esfuerzo de corte en la base de la estructura

C = Coeficiente sísmico definido por la *Fórmula 1-46*.

I = Coeficiente de importancia

P = Peso total del edificio sobre el nivel basal

El coeficiente sísmico se determina de la siguiente forma:

$$C = \frac{2,75 A_o (T'/T^*)^n (0,05/\xi)^{0,4}}{gR} \quad (1-28)$$

donde:

A_o = Aceleración efectiva máxima.

T',n = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación definidos en *Tabla 1.5*.

Tabla 1.5: Valores de los parámetros T' y n

Tipo de Suelo	T' (seg)	n
I	0,20	1,00
II	0,35	1,33
III	0,62	1,80
IV	1,35	1,80

T^* = Período fundamental de vibración en la dirección de análisis.

R = Factor de Modificación de Respuesta. Para estructuras de marcos dúctiles de acero con elementos no estructurales dilatados $R=5$ y con elementos no estructurales no dilatados e incorporados en el modelo estructural $R=3$

ξ = Razón de amortiguamiento. Para marcos de acero $\xi=0,02$.

a.2 Análisis modal espectral

Este tipo de análisis es válido para cualquier tipo de estructura. El análisis modal espectral se debe hacer según el siguiente espectro de diseño:

$$S_a = \frac{2,75 A_o I (T'/T^*)^n (0,05/\xi)^{0,4}}{R} \quad (1-29)$$

donde:

T = Período de vibración del modo considerado.

El valor de S_a no debe ser mayor que $I C_{\max} g$.

El esfuerzo de corte basal Q_o no debe ser menor que:

$$Q_{\min} = 0,25 I (A_o / g) P \quad (1-30)$$

A modo de ejemplo, se determinará el espectro de diseño que le correspondería a los edificios diseñados para esta investigación.

Para el diseño de los edificios se consideran los siguientes parámetros:

$A_o = 0,4$ para zona sísmica 3

Suelo tipo III, luego $T' = 0,62$ y $n = 1,8$

$\xi = 0,02$ para marcos soldados con o sin arriostramientos

R = 5 para marcos dúctiles con elementos no estructurales dilatados

3 para marcos dúctiles con elementos no estructurales no dilatados

La *Figura 1.5* muestra el espectro de diseño S_a normalizado por el factor $I g$ para estos dos sistemas estructurales de marco dúctil.

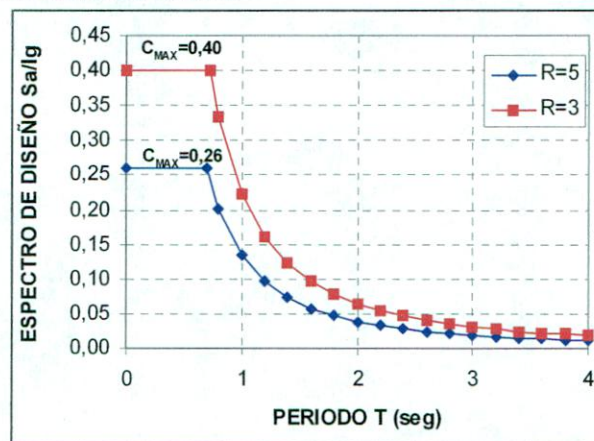


Figura 1.5: Espectro de Diseño Sísmico según NCh2369 para marcos de acero dúctil con $R=5$ y $R=3$

De acuerdo a la *Figura 1.5*, los marcos que consideran elementos no estructurales no dilatados de la estructura resistente deben ser diseñados con cargas mayores que cuando estos elementos están dilatados. De esta manera se castiga a la estructura aplicando una carga sísmica de diseño mayor, lo cual deriva en una estructura más rígida y con menores

desplazamientos durante el sismo. Es interesante destacar que las aceleraciones espectrales obtenidas con esta norma son mayores a los obtenidos para similares condiciones con la NCh433, lo cual refleja las diferencias entre una estructura industrial y un edificio, y de alguna manera recoge la experiencia posterior al terremoto de Northridge.

b) Combinaciones de carga

La carga sísmica debe combinarse con las cargas permanentes y sobrecargas de uso usando las siguientes reglas de superposición:

Cuando el diseño se hace por el método de tensiones admisibles:

i) $CP + aSC + SO + SA \pm \text{Sismo horizontal} \pm \text{Sismo vertical}$ (1-31)

ii) $CP + SA \pm \text{Sismo horizontal} \pm \text{Sismo vertical}$ (1-32)

En estas combinaciones las tensiones admisibles se pueden aumentar en 33,3% respecto de las tensiones normales de diseño.

Cuando el diseño se hace por el método de las cargas últimas:

i) $1,2 CP + aSC + SO + SA \pm b \text{ Sismo horizontal} \pm b \text{ Sismo vertical}$ (1-33)

ii) $0,9 CP + SA \pm b \text{ Sismo horizontal} \pm 0,3 \text{ Sismo vertical}$ (1-34)

donde

a = Factor que afecta a la sobrecarga SC determinada sin considerar ningún tipo de reducción. Se debe tomar igual a 1,0 a menos que se permita reducirlo en consideración a la probabilidad de ocurrencia simultánea con la acción de sismo.

b = Factor de amplificación de las cargas sísmicas que depende del tipo de material. Se debe considerar:

Estructuras o equipos de acero $b=1,1$

Estructuras o equipos de hormigón $b=1,4$

c) Disposiciones especiales para estructuras de acero

Esta norma incorpora disposiciones de diseño para que las estructuras de marco tengan un comportamiento sismorresistente satisfactorio considerando la experiencia con los sismos pasados ocurridos en Chile, por esta razón no se han acogido todas las recomendaciones de AISC y se ha preparado una norma basada en la práctica local. La norma AISC ha sido rigurosamente revisada después de las numerosas fallas frágiles detectadas en las uniones de vigas y columnas en los terremotos de Loma Prieta y Northridge, lo cual originó una serie de severas exigencias en el diseño de estas conexiones. Sin embargo, en Chile no se ha observado este tipo de fallas, probablemente porque los sismos en Chile son de distinta naturaleza que los sismos de USA, por lo cual la demanda de deformación es menor en nuestros edificios.

Entre las disposiciones más relevantes respecto del diseño de marcos se pueden destacar

las que se refieren al diseño de conexiones de marcos rígidos y los requerimientos de esbelteces límites de los elementos, los cuales constituyen los primeros intentos por normalizar el diseño de este tipo de estructuras en Chile. Entre ellas se destacan las siguientes:

c.1 Uniones de Marcos Rígidos

Las uniones de momento de marcos rígidos sismorresistentes deben ser del tipo TR, es decir, totalmente rígidas. Las uniones del tipo TR deben ser diseñadas de tal manera que la rótula plástica se desarrolle en la viga a una distancia prudente de la columna, lo cual se puede lograr reforzando la conexión o debilitando la viga en la posición deseada para la rótula plástica o una combinación de ellas. Ambas alternativas inevitablemente implican un aumento en los costos de fabricación.

No se permiten cambios bruscos del ancho de las alas de las vigas en los puntos en que se espera que se forme una rótula plástica, a menos que se trate de una reducción de viga, debidamente diseñada para inducir la formación de una rótula plástica en esa posición.

Para asegurar un comportamiento de viga débil-columna fuerte, se especifica que los marcos diseñados con R_1 mayores o iguales a 3, la suma de las capacidades resistentes a flexión de las columnas que concurren a un nudo debe ser mayor o igual a 1,2 veces la suma de las capacidades resistentes a flexión de las vigas conectadas.

$$\frac{\sum M_{columnas}}{\sum M_{vigas}} \geq 1,2 \quad (1-35)$$

El coeficiente R_1 corresponde a un factor que resulta de multiplicar el valor de R de la Tabla 5.6 de la norma por el cociente Q_o/Q_{min} , siempre que Q_o/Q_{min} sea menor o igual a 1, mientras que si Q_o/Q_{min} resulta mayor a 1 se toma $R_1=R$. El valor de R_1 corresponde al verdadero coeficiente por el cual se reduce el espectro de diseño elástico cuando el corte resultante es menor al corte mínimo Q_{min} y las cargas de diseño deben mayorarse para llegar al corte basal mínimo.

c.2 Relaciones de esbeltez ancho/espesor

Las secciones transversales de las columnas y vigas de marcos rígidos sismorresistentes deben calificar como compactas, de acuerdo a las relaciones ancho/espesor indicadas en la Tabla 8.1 de la norma NCh2369.

c.3 Conexiones

Las conexiones de momento entre vigas y columnas de marcos rígidos sismorresistentes deben tener, como mínimo, una resistencia igual a la de los elementos conectados. Es importante destacar que se debe diseñar en base a la resistencia real de los elementos que componen la viga, teniendo especial consideración con el esfuerzo de endurecimiento en el acero, lo cual hace que la capacidad de la sección pueda superar en más de un 40% la resistencia nominal de la sección [Gaylord E., Gaylord Ch. y Stallmayer J., 1992]. Si los elementos de conexión, ya sea pernos o soldadura, no han sido diseñados para la capacidad

máxima de la viga se producirá una falla prematura en estos elementos, la cual ocurre de manera frágil, especialmente en el caso de las conexiones soldadas.

En el caso de conexiones empernadas los pernos deben ser únicamente de alta resistencia, de calidad ASTM A325 ó ASTM A490, o sus equivalentes. Para las conexiones soldadas los electrodos y fundentes deben cumplir con la especificación AWS.

c.4 Deformaciones Sísmicas

Las deformaciones se deben determinar de acuerdo con:

$$d = d_o + R_l d_d \quad (1-36)$$

donde:

d = Deformación sísmica

d_o = Deformación debido a cargas de servicio no sísmicas

R_l = Factor de reducción R corregido por el factor Q_o/Q_{min} < 1.

d_d = Deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R.

A través de la *Ecuación 1-66* se trata de estimar los desplazamientos sísmicos reales de la estructura utilizando los resultados del análisis lineal elástico con espectro de diseño reducido. Otra forma de estimar los desplazamientos sísmicos de la estructura es utilizando métodos de análisis no lineal con acelerogramas de sismos conocidos o sintéticos.

Para el caso de sistemas de marcos de acero, las deformaciones calculadas por la *Fórmula 1-54* no deben exceder los siguientes valores:

d^{max} = 0,0075 h para marcos no arriostrados con rellenos de albañilería dilatados

d^{max} = 0,0150 h para otras estructuras

h = altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical.

1.7 COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO

A continuación se presentará un resumen de los espectros de diseño de las normas NCh433, UBC-97 y NCh2369. A modo de ejemplo, se presenta el espectro de diseño para una estructura del tipo SMF y otra del tipo OMF ubicada en la zona de mayor sismicidad (zona 4 UBC). Se supondrá un suelo medianamente duro (con valores de Standard Penetration Test entre 15 a 50) y que el sismo es de gran magnitud, por lo cual se lo clasifica como del tipo A, según Tabla 16-U, Capítulo 16, UBC.

Con las referencias anteriores se tiene:

$C_v = f(\text{Tipo de suelo, Zona sísmica, Distancia a la fuente de origen del sismo, tipo de sismo})$

Suelo tipo D	}	$C_v = 0,64 N_v$
Zona sísmica 4		
Sismo tipo A		$N_v = 2,0$
Distancia a la fuente del sismo < 2 km		Luego, $C_v = 1,28$

$C_a = f(\text{Tipo de suelo, Zona sísmica, Distancia a la fuente de origen del sismo, tipo de sismo})$

Suelo tipo D	}	$C_a = 0,44 N_a$
Zona sísmica 4		$N_a = 1,5$
Distancia a la fuente del sismo < 2 km		Luego,
Sismo tipo A		$C_a = 0,66$

De acuerdo a *Ecuación 1-5*, el corte no necesita ser mayor a

$$V_{MAXIMO} = \frac{2.5C_a I}{R} W$$

$I = 1,0$

$R = 8,5$ para SMF y $4,5$ para OMF

$$V_{MAXIMO} = (2,5 \times 0,66 / 8,5) W = 0,194 W \text{ para SMF}$$

$$V_{MAXIMO} = (2,5 \times 0,66 / 4,5) W = 0,367 W \text{ para OMF}$$

De acuerdo a *Ecuación 1-6* el corte basal debe ser mayor a

$$V_{MINIMO} = (0,11 C_a I) \times W = 0,073 W \text{ para SMF y OMF}$$

Además, las estructuras ubicadas en la zona sísmica 4 deben cumplir la *Ecuación 1-7*, donde

$$V_{MINIMO} = (0,8 Z N_v I / R) W \text{ con } Z = 0,4 \text{ para zona sísmica 4}$$

$$V_{MINIMO} = (0,8 \times 0,4 \times 2,0 \times 1 / 8,5) = 0,075 W \text{ para SMF}$$

$$V_{MINIMO} = (0,8 \times 0,4 \times 2,0 \times 1 / 4,5) = 0,142 W \text{ para OMF}$$

La *Figura 1.7* muestra el coeficiente sísmico de diseño para los SMF y OMS, para una estructura ubicada en zona sísmica 4 y suelo tipo D, según UBC.

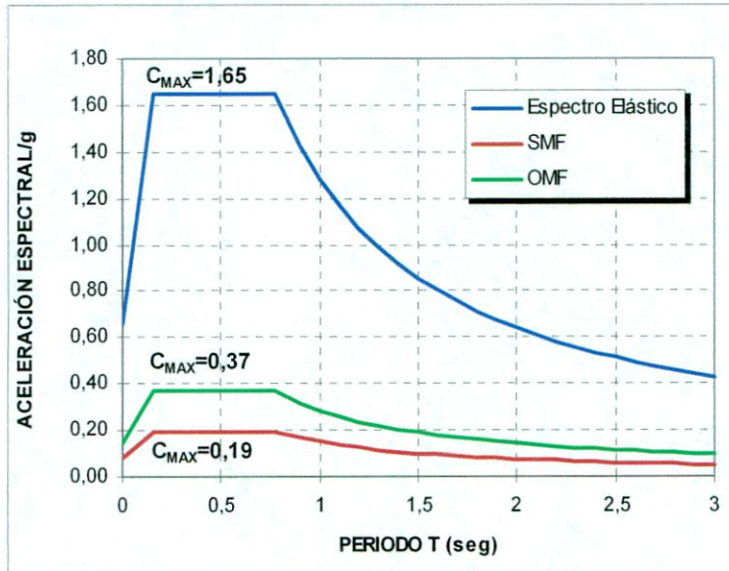


Figura 1.7: Espectro de Diseño Sísmico según UBC para Sistema estructural SMF y Sistema estructural OMF

En la figura 1.8 se comparan en un mismo gráfico los espectros de las 3 normas anteriormente señaladas. En el gráfico se muestra el espectro de diseño según NCh 433 para el edificio de marco de acero de 4 y 20 pisos, para lo cual se toma como referencia el espectro de diseño de la NCh433 mostrado en la *Figura 1.4* y el Factor de Reducción R^* mostrado en la Tabla 3.7 del Capítulo 3. Además, se muestra el espectro de diseño de la NCh2369 mostrado en la *Figura 1.5*. El espectro de diseño UBC ha sido dividido por 1.4 debido a que en la combinación de carga usando el método de tensiones admisibles se considera $E/1.4$ (Ecuaciones 1-20 a 1-22).

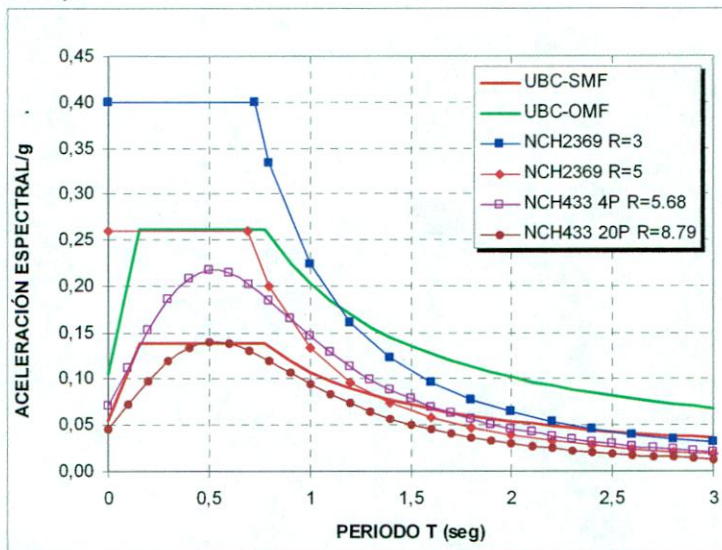


Figura 1.8: Espectros de Diseño Sísmico según UBC, NCh433 y NCh2369

En general, el espectro de la NCh433 para el marco de 20 pisos es el que presenta las menores aceleraciones espectrales. Los valores del espectro de la NCh433 para el marco de 20 pisos son comparables a los valores del espectro UBC para marcos especiales (UBC-SMF). Por otra parte, el espectro NCh433 para el marco de 4 pisos es mayor que el espectro UBC para marcos especiales pero menor que el espectro para marcos ordinarios. De lo anterior se desprende que el espectro dado por la NCh433 para los marcos entre 4 y 20 pisos se encuentra entre los espectros UBC para marco especial y marco ordinario.

El espectro de la NCh2369 con factor de Reducción $R=5$ presenta valores de aceleración similares a los prescritos para los marcos ordinarios según UBC hasta 0,7 (seg) de período. Sobre ese período es mayor el espectro dado por la NCh2369. Las mayores aceleraciones se obtienen con el espectro de la NCh2369 con $R=3$. Esto significa que las estructuras industriales son diseñadas para una fuerza sísmica mucho mayor que las aplicables en edificios habitacionales diseñados de acuerdo a la NCh433.

1.8 COMPARACIÓN DE DEFORMACIONES ADMISIBLES

El UBC limita el desplazamiento máximo inelástico esperado en la estructura a valores que dependen del tipo de estructura y de su período de vibración. De acuerdo lo indicado en la *Ecuación 1-9*, el desplazamiento máximo de respuesta inelástica (Δ_M) no debe exceder de $0,7 R \Delta_s$. Para estructuras de marco de acero, se obtienen los siguientes valores límites de desplazamiento:

$$\begin{aligned} \text{Para } T < 0,7 \text{ seg:} & \quad \Delta_M = 0,7 R \Delta_s < 0,025 \Delta h \rightarrow \Delta_s < 0,025/(0,7R) \Delta h \\ \text{Para } T > 0,7 \text{ seg:} & \quad \Delta_M = 0,7 R \Delta_s < 0,020 \Delta h \rightarrow \Delta_s < 0,020/(0,7R) \Delta h \end{aligned}$$

Considerando los factores R indicados en la *Tabla 1.1* para marcos de acero, se obtienen los siguientes valores de deformación admisible de entrepiso:

Tabla 1.6: Deformación de Entrepiso $\Delta_s/\Delta h$ según Seismic Provisions y UBC-97

Sistema Estructural	UBC-97		Seismic Provisions	
	T<0,7 seg	T>0,7 seg	T<0,7 seg	T>0,7 seg
Special Moment Frames (SMF)	0,0042	0,0034	0,0045	0,0036
Intermediate Moment Frames (IMF)	-	-	0,0080	0,0063
Ordinary Moment Frames (OMF)	0,0080	0,0063	0,0102	0,0082
Special Truss Moment Frames (STMF)	0,0055	0,0044	0,0051	0,0041

Esta deformación de entrepiso admisible Δ_s es mayor a la requerida por la NCh433, la cual limita el desplazamiento horizontal a $0,002 \Delta h$, siendo Δh la altura de entrepiso. Los valores recomendados por el UBC son comparables a los valores máximos de desplazamiento elástico indicados por la NCh2369, donde el desplazamiento máximo para marco no arriostrado es $0,0075 \Delta h$.

Se puede observar que la deformación admisible de entrepiso en los marcos ordinarios es casi el doble que en los marcos especiales. Es decir, en los marcos ordinarios se permite una mayor deformación durante la etapa de diseño, mientras que los marcos especiales deben ser diseñados bajo condiciones más exigentes de deformación. Además, tanto en OMF y SMF, para períodos sobre 0,7 seg la deformación admisible de entrepiso es menor, por lo cual, los edificios de mayor altura deben ser diseñados bajo condiciones más exigentes que los de baja altura. Este aumento en la exigencia de desplazamientos para edificios altos tiende a aumentar la rigidez de la estructura, lo cual tiende a compensar la menor rigidez en el edificio que resulta de utilizar fuerzas de diseño espectrales menores en edificios más altos.

A partir de la comparación de espectros de diseño y de las deformaciones, se puede concluir que los marcos Ordinarios (OMF) son diseñados con mayores cargas que los marcos especiales (SMF), sin embargo, se les permite mayor deformación de entrepiso durante la etapa de diseño. Los marcos especiales (SMF) son diseñados con cargas menores pero el requerimiento de deformación de entrepiso es alto. En ambos casos, ya sea OMF o SMF la exigencia de deformación admisible es mayor

La norma chilena no hace distinción alguna en la deformación admisible de entrepiso, ya sea que el marco se diseñe para comportamiento dúctil o no. Sin embargo, en los marcos de menor altura se aplica una fuerza de diseño mayor que en los de mayor altura debido a que el espectro de diseño es mayor en períodos bajos.

1.9 COMPARACIÓN DE RIGIDECES

Comparativamente, los marcos nacionales de baja altura resultan ser más rígidos que los marcos SMF diseñados por el UBC ya en los marcos nacionales se permite un menor desplazamiento de entrepiso y se aplican cargas de diseño mayores. Sin embargo, la comparación de los marcos nacionales de baja altura con los OMFs no es tan fácil debido a que en los OMFs se aplica una fuerza de diseño un poco mayor que en los marcos nacionales, sin embargo, el desplazamiento de entrepiso admisible está entre 4 a 5 veces el de la norma chilena. Esta gran desplazamiento de los OMFs hace que los marcos resulten más flexibles que los marcos diseñados por la NCh433.

En los marcos de mayor altura, los marcos nacionales son diseñados con fuerzas similares a especificadas por el UBC para SMFs, sin embargo, debido a que estos últimos son diseñados con mayor deformación admisible de entrepiso, resultan estructuras de menor rigidez lateral que los marcos nacionales. En el caso de los OMFs se aplica una fuerza de diseño casi el doble mayor que a los marcos nacionales de gran altura, pero también se permite una gran deformación de entrepiso. El resultado de esto es que nuevamente los marcos nacionales resultan ser más rígidos que los marcos diseñados por el UBC.

Se puede hacer una estimación muy simplificada de la relación de rigidez a partir del siguiente razonamiento. De acuerdo a la definición de rigidez:

$$\text{Rigidez (R)} = \text{Fuerza (F)} / \text{Desplazamiento (\Delta)} \quad (1-37)$$

Por definición,

$$R_{\text{UBC}} = F_{\text{UBC}} / \Delta_{\text{UBC}}$$

$$R_{\text{NCH}} = F_{\text{NCH}} / \Delta_{\text{NCH}}$$

De acuerdo a los valores de fuerza y desplazamiento en OMF:

$$F_{\text{UBC}} / F_{\text{NCH}} = 2 \quad \Rightarrow \quad R_{\text{NCH}} = F_{\text{NCH}} / \Delta_{\text{NCH}} = (F_{\text{UBC}} / 2) / (\Delta_{\text{UBC}} / 5.1) = 2,55 R_{\text{UBC}}$$

$$\Delta_{\text{UBC}} / \Delta_{\text{NCH}} = 5,1$$

De acuerdo a los valores de fuerza y desplazamiento en SMF:

$$F_{\text{UBC}} / F_{\text{NCH}} = 1,18 \quad \Rightarrow \quad R_{\text{NCH}} = F_{\text{NCH}} / \Delta_{\text{NCH}} = (F_{\text{UBC}} / 1,18) / (\Delta_{\text{UBC}} / 1,8) = 1,52 R_{\text{UBC}}$$

$$\Delta_{\text{UBC}} / \Delta_{\text{NCH}} = 1,8$$

En ambos casos, la rigidez de los marcos nacionales resulta mayor a la rigidez de los marcos diseñados por el UBC. Este es un análisis muy simplificado que considera una relación lineal entre fuerza y desplazamiento, pero que permite visualizar las diferencias en los criterios de diseño de ambas normativas.

Capítulo N° 2

Conexiones en Marcos de Acero

CAPÍTULO 2: CONEXIONES EN MARCOS DE ACERO

2.1 CONEXIONES DE MOMENTO

En este Capítulo se presenta una revisión de las conexiones de momento normalmente usadas en la práctica de diseño nacional y en USA. Además, se muestra un resumen de los tipos de fallas observadas después del terremoto de Northridge y las soluciones planteadas para mejorar la capacidad de deformación ante cargas cíclicas como se presentan durante los sismos de gran intensidad.

En las estructuras de marco rígido las uniones viga-columna se conectan con suficiente rigidez y resistencia para transmitir los momentos y cortes de diseño con una pequeña o ninguna rotación relativa entre los miembros. El corte de la viga es transferido a la columna por una plancha vertical soldada en taller a la columna y apernada o soldada en terreno al alma de la viga. El momento de flexión, por otra parte, se transmite esencialmente en la forma de un par de fuerzas en las alas de la viga, aunque también el alma puede transmitir cierto porcentaje menor del momento dependiendo de la forma en que se conecta el alma de la viga.

Las conexiones rígidas son una necesidad en los sistemas estructurales del tipo marco debido a que la estructura no tiene otro mecanismo de resistencia a las cargas laterales. En este sistema estructural, las conexiones deben ser lo suficientemente resistentes para desarrollar el momento plástico en las vigas adyacentes a las columnas. Las conexiones rígidas siempre son ventajosas en caso de que un edificio quede sujeto a cargas accidentales por explosiones, sismos, viento o cargas más grandes que las de diseño debido a que permite una redistribución de cargas.

Existen dos tipos básicos de unión de momento: un tipo de unión es aquella en que la viga se introduce en la dirección fuerte a flexión de la columna, ella se denomina conexión viga-ala de columna y el otro tipo de unión a momento ocurre cuando la viga se introduce en el eje débil de la columna, ella se denomina unión viga-alma de columna. La práctica común en el diseño de marcos de acero es dimensionar la estructura resistente de un edificio en base a uniones del tipo viga-ala de columna. Este tipo de conexión se prefiere debido a que durante un sismo en la conexión se desarrollan grandes deformaciones inelásticas en la forma de fluencia por flexión de la viga y/o fluencia por corte en la zona de panel, lo cual contribuye a disipar la energía con que actúa el movimiento sobre el edificio. Por otra parte, en lugar de los marcos con conexiones viga-alma de columna se prefiere el uso de riostras como mecanismo resistente a las cargas laterales sísmicas o derivadas de la acción del viento.

En la práctica, no se puede evitar el introducir conexiones del tipo viga-alma de columna, especialmente en el encuentro de una columna de esquina que recibe dos vigas de marcos perpendiculares.

La *Figura 2.1* muestra la conexión de momento de uso más frecuente en la práctica de construcción en USA y, por lo tanto, también en la práctica nacional. Las ventajas de esta conexión son facilidad y rapidez de montaje, economía en el uso de materiales y la

confiabilidad que ofrece la resistencia de los pernos para transmitir la fuerza de corte. En esta conexión, las alas de la viga son soldadas a la columna usando soldadura de penetración completa con bisel simple, mientras que el alma de la viga se une a la columna por medio de una placa soldada en el ala de la columna. La unión de la placa al alma de la viga puede ser apernada o soldada. Las alas transmiten los momentos de flexión de la viga a la columna y el corte se transmite por el alma. Los principales códigos sísmicos de USA habían adoptado este detallamiento como conexión estándar para marcos dúctiles de momento, sin embargo, después del terremoto de Northridge ha sido fuertemente cuestionada debido a la gran cantidad de fallas frágiles observadas, lo cual ha llevado a que este tipo de conexión haya sido objeto de severas revisiones para mejorar su capacidad de rotación plástica.

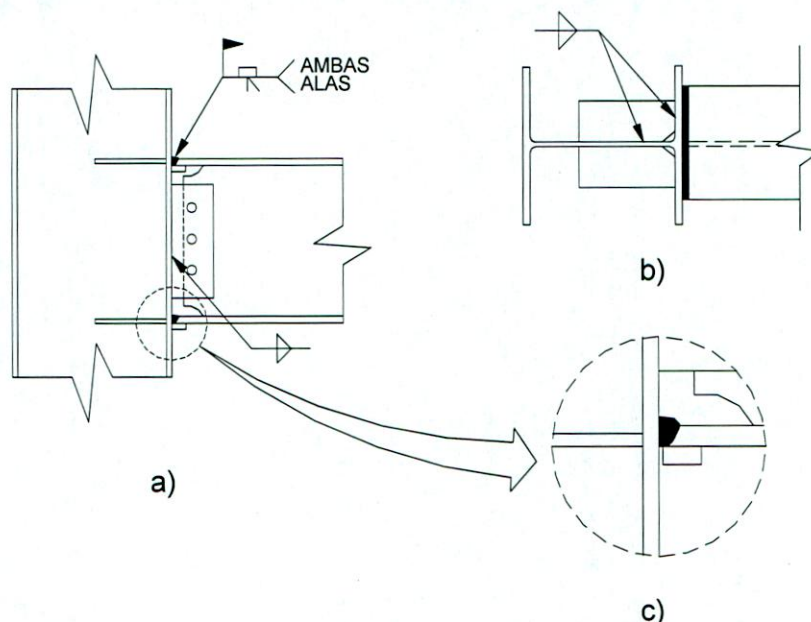


Figura 2.1: Típica conexión de momento de alma apernada y alas soldadas: a) Elevación, b) Planta, c) Detalle

Existen distintas variantes para las conexiones de corte. En algunos casos, se suele reemplazar la placa simple del alma por un ángulo de asiento dispuesto como elemento de apoyo resistente al corte vertical (ver *Figura 2.2.b*), aunque esta solución es menos frecuente y la solución más frecuente es usar una conexión como la mostrada en la *Figura 2.1*. La norma americana AISC recomienda usar en algunos casos una soldadura suplementaria dispuesta en el extremo superior e inferior de la plancha de corte (ver *Figura 2.2.a*). Con ello se pretende aumentar la capacidad del alma para tomar momento y mejorar el comportamiento ante carga sísmica. En todos los casos se debe disponer de atiesadores de continuidad de las alas y planchas de refuerzo en el alma de la columna cuando sea necesario para evitar el pandeo local de la zona de intersección de la viga y la columna. Esta área de alma se denomina zona de panel. Esta zona de panel permite la disipación de energía por deformación durante los sismos severos.

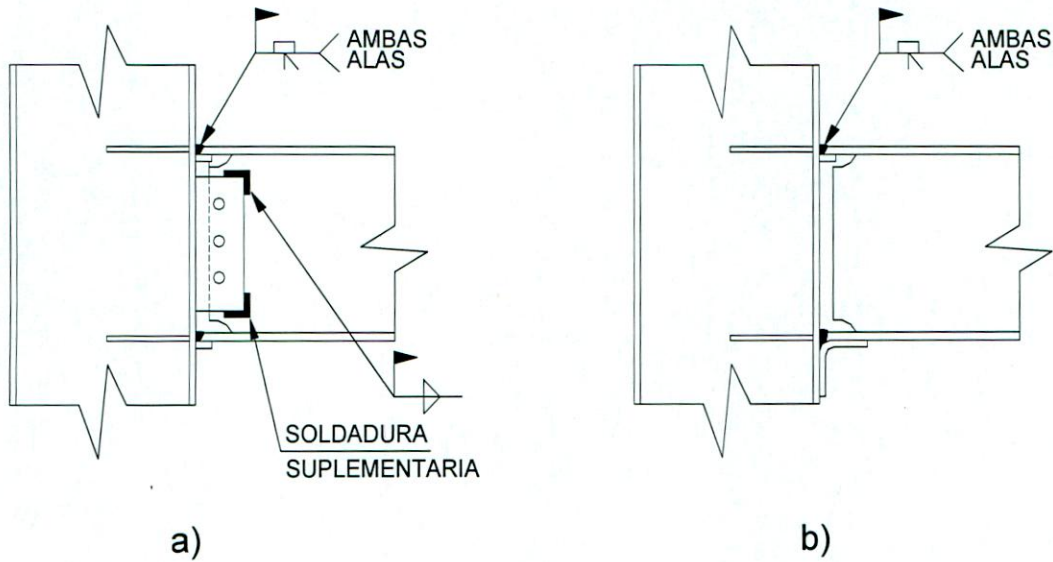


Figura 2.2: a) Conexión con soldadura suplementaria en el alma.
b) Conexión con ángulo de asiento

Una de las características principales de este detallamiento es la utilización de una barra de respaldo (backup) como complemento de la soldadura de penetración completa. Su uso está ampliamente difundido en la práctica usual de construcción y se emplea para dar apoyo a la soldadura cuando ella se deposita en la interface ala de viga y el elemento soportante. Este elemento queda unido solidariamente a la viga por medio de la soldadura que se deposita en ella, sin embargo, la parte de la barra de respaldo que queda debajo del ala de la viga no queda soldada y se convierte en una potencial grieta que posteriormente puede propagarse ya sea a la columna o hacia la viga. Este elemento debería retirarse al finalizar la soldadura pero en la práctica ello no siempre se hace.

2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE UNIONES

2.2.1 ANTECEDENTES

El terremoto de Northridge causó un daño sin precedentes en las conexiones viga-columna de modernos edificios estructurados en base a marcos de acero. El daño fue principalmente en la forma de fracturas en la vecindad de la soldadura del ala de la viga que llega a la conexión, y en las columnas en todo el entorno de la conexión viga-columna. Las investigaciones posteriores realizadas en el área afectada por el sismo revelaron la falla en las conexiones en numerosos edificios, muchos de los cuales eran relativamente nuevos, pues fueron construidos después de 1980. Los daños descubiertos en las conexiones debido al terremoto de Northridge revelaron un comportamiento no dúctil, y aparecieron serias dudas respecto de los actuales métodos y estándares para el diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de acero. Previo al descubrimiento de este tipo de falla se pensaba que los marcos soldados de acero eran prácticamente invulnerables a los sismos, debido a que rara vez

se habían reportado daños en sismos pasados y no había registro de que un sismo provocara la falla en un edificio construido con los estándares de diseño vigentes en ese momento.

Una evaluación preliminar del comportamiento de los edificios de acero realizada en los días posteriores al sismo concluyó que ninguno de ellos colapsó o presentaban fallas importantes. Sin embargo, con el correr de las semanas los mismos ocupantes empezaron a descubrir deformaciones permanentes en elementos estructurales, mal funcionamiento de ascensores, problemas de vibraciones o excesivo corrimiento de las juntas de construcción. Debido a los recubrimientos que se aplican a los edificios de esqueleto de acero, no se habían detectado fallas locales importantes que hasta entonces habían estado ocultas por elementos arquitectónicos, tales como paneles interiores, cielos falsos o recubrimientos de materiales aislantes del fuego [Bertero, 1994]. Las posteriores investigaciones revelaron grietas en las alas de las columnas, las cuales en algunos casos se propagaban incluso hasta el alma de la columna. En los edificios en construcción fue más fácil detectar las fallas ya que las vigas y columnas aún estaban a la vista. En ellos se descubrió arriostamientos que fallaron por pandeo local, deformaciones remanentes en el alma de la columna en la zona de conexión (zona de panel), grietas tanto en la columna como en la viga que llega a la conexión. En fin, los marcos de acero presentaron un conjunto de modos de falla que sólo habían sido detectados en ensayos de laboratorio, pero que, sin embargo, también pueden darse ante sollicitaciones sísmicas de fuerte intensidad. En el caso del terremoto de Northridge, afortunadamente, ninguno de estos sistemas estructurales colapsó y no se perdieron vidas humanas por este motivo. El terremoto fue de corta duración, lo cual probablemente evitó que el daño estructural fuese mayor, sin embargo, persiste la pregunta de cómo se hubiera comportado el edificio si el terremoto hubiese tenido una mayor duración.

Al igual que en el terremoto de Northridge, el terremoto de Kobe en Japón (Enero de 1995), reveló la existencia de una gran cantidad de modos de falla frágiles en las estructuras de acero [Matso, 1995; Toyoda, 1995]. Alrededor de un 70% de los edificios de acero dañados corresponden a estructura tipo marco. En Japón es común el empleo de columnas tipo cajón y el uso de columnas y vigas de ala ancha, y es justamente en estos elementos donde se observaron las fallas más importantes. Las zonas más susceptibles a daño se encuentra en la unión viga-columna, en los empalmes entre columnas y en las columnas de las bases. Del total de fallas observadas, más del 50% de ellas ocurrió en la unión viga-columna, presentando una gran variedad de modos de falla.

El daño observado en las conexiones soldadas puede ser dividido en dos categorías:

- a) Conexiones que fallaron sin ningún signo de deformación plástica en la zona de transmisión de carga de la viga a la columna. La fractura se inició antes de tener una deformación plástica observable, lo cual era esperable en un diseño sismorresistente.
- b) Conexiones que fallaron con significativa fluencia plástica o pandeo local en la vecindad de la unión viga-columna. La deformación plástica ocurrió en los miembros adyacentes a la zona de fractura.

El primer tipo de falla se presentó fundamentalmente en antiguos edificios que tenían bajos niveles de calidad en su construcción, poco espesor en las soldaduras o soldaduras de penetración parcial.

El segundo tipo de falla se presentó en edificios construidos con las prácticas de diseño más recientes y ella se presentó después de una significativa deformación plástica, tanto en columnas como en vigas.

La similitud de las fallas observadas tanto en Northridge como en Kobe nos indica que este es el modo de falla normal de las conexiones de momento construidas con la práctica de diseño de esos años. Después de estudiar las causas de las fallas frágiles en las uniones, se han introducido cambios en las normas de diseño de USA y Japón tendientes a evitar que se repitan en el futuro [FEMA 350, 2000; FEMA 355-D, 2000].

2.2.2 TIPOS DE FALLAS

Los tipos de falla observados en los edificios de acero pueden agruparse en 4 categorías [Bertero, 1994]:

- a) Falla debido al pandeo local y/o completo de los miembros estructurales principales.
- b) Falla de las conexiones de los arriostramientos a las placas gousset.
- c) Falla en las placas bases de columnas, anclajes y pedestales de hormigón armado, particularmente la dramática fractura de placas bases de gran espesor.
- d) Falla en las uniones viga-columna de los marcos especiales resistentes a momento (Special Moment Frames SMF).

La revisión de resultados de investigaciones previas al terremoto de Northridge revela que la mayoría de los tipos de fallas ya habían sido observadas en pasados terremotos o en investigaciones experimentales anteriores. Sin embargo, esta fue la primera vez que se detectaron tan diversos tipos de fallas locales de conexiones soldadas viga-columna. A continuación se describirán las características de los tipos de fallas observadas en los elementos de acero, para luego describir en detalle el problema de las conexiones soldadas.

a) Falla debido al pandeo completo o local de los miembros

Este tipo de falla fue observada en numerosos edificios y existe evidencia de su ocurrencia en terremotos anteriores, por lo que su aparición no constituyó sorpresa para los diseñadores en acero. Este tipo de falla afecta principalmente a los arriostramientos y corresponde a un modo conocido y aceptable de deformación cuando no hay fractura del elemento. Respecto de este tipo de falla existe abundante literatura y ha sido ampliamente discutida por distintos investigadores.

b) Falla en la conexión de arriostramientos

Muchas fallas fueron observadas en las soldaduras de placas gousset utilizadas para la conexión de los arriostramientos a los elementos principales. Probablemente existen varias razones para que se produzca este tipo de falla: insuficiente fusión al momento de soldar las planchas, inadecuado diseño de la soldadura y el uso de planchas excesivamente débiles o muy flexibles. A todo lo anterior se debe agregar que muchas veces estos elementos de conexión no son diseñados para la capacidad de los elementos que se conectan, sino que por las fuerzas de diseño según norma, las cuales son excedidas largamente en un movimiento sísmico de gran magnitud.

c) Falla en las placas bases de columnas

Sólo en unos pocos edificios se presentó este tipo de colapso de la placa base de las columnas. Este tipo de falla también era conocido, sin embargo, nunca antes se había presentado en placas de tanto espesor. Investigaciones posteriores al terremoto de Northridge dan cuenta de la falla de placas de hasta 10 cm de espesor. La fractura de la placa base parece deberse al efecto combinado de distintos factores: esfuerzos perpendiculares a la placa inducidos por el diferencial de contracción de la soldadura de la columna y por las fuerzas sísmicas, los altos esfuerzos de tensión en el plano de la placa debido a la flexión producida en ella por las fuerzas axiales desarrolladas por la columna y los arriostramientos que llegan a la base. Todos estos factores crean altas concentraciones de esfuerzos en estos elementos, los cuales finalmente provocan la falla cuando a ellos se une un fuerte movimiento de la estructura producto del sismo.

d) Falla en las uniones soldadas viga-columna

Sin lugar a dudas, la falla dominante tanto en número como en consecuencia fue la que ocurrió en las conexiones de los marcos rígidos especiales resistentes a flexión denominados Special Moment Frames (SMF) cuyas características se indicaron en la *Sección 1.3* y afectó principalmente a las conexiones del tipo mostrado en la *Figura 2.3* [Bertero, 1994].

La *Figura 2.3* se ilustra los elementos principales de la conexión soldada:

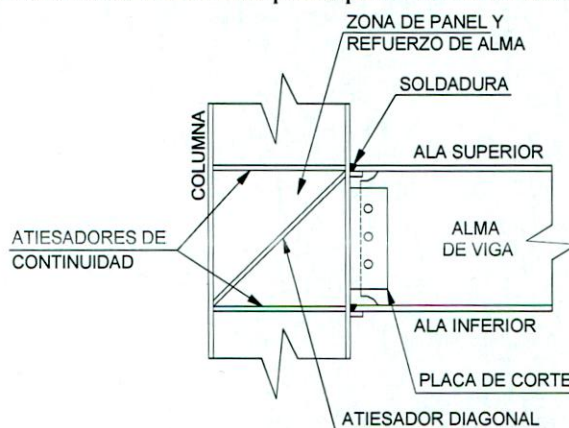


Figura 2.3: Elementos de la conexión soldada

- i) Zona de Panel: Sector del alma de la columna que queda en frente de la viga que llega a la conexión y está limitado por los atiesadores de continuidad.
- ii) Plancha de refuerzo de alma: También llamado placa doble corresponde a un refuerzo soldado al alma de la columna en la zona de panel.
- iii) Placa de Corte: Elemento que permite la transmisión de la fuerza de corte desde la viga a la columna.
- iv) Placas o atiesadores de continuidad: Atiesadores ubicados en el alma de la columna que actúan como elementos de continuidad de las alas de la viga.

El daño en la conexión puede clasificarse dependiendo de la zona afectada [Fema, 1995] como:

- d.1) Daño en la viga
- d.2) Daño en la columna
- d.3) Daño en la zona de panel
- d.4) Daño en la placa de corte
- d.5) Daño en la soldadura

d.1) Daño en la viga

El daño en la viga puede ser de diferentes tipos. En la *Tabla 2.1* referida a la *Figura 2.4* se ilustra los varios tipos de daño observados. La condición 5 es similar a la de tipo 3 y/o 4, pero ocurre en ambas alas.

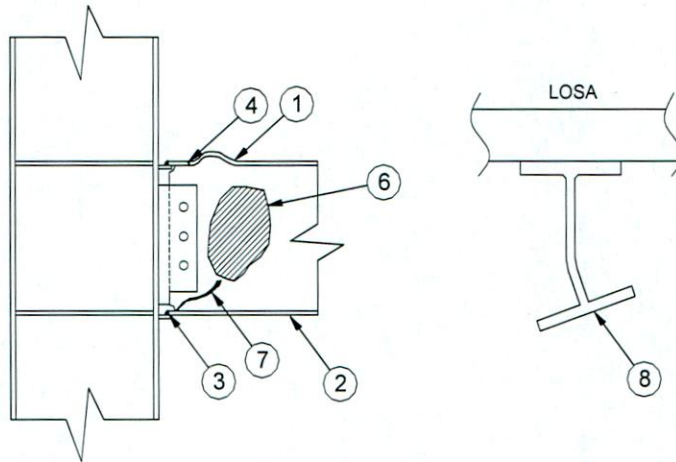


Figura 2.4: Tipos de daño en vigas

Tabla 2.1: Tipos de daño en las vigas

TIPO	DESCRIPCIÓN
1	Pandeo local del ala (sup. o inf.)
2	Fluencia del ala (sup. o inf.)
3	Fractura del ala en la zona de soldadura (sup. o inf.)
4	Fractura del ala fuera de la zona de soldadura (sup. o inf.)
5	Fractura del ala (sup. o inf.) (Consiste en daño tipo 3 y/o 4)
6	Fluencia o pandeo del alma
7	Fractura del alma
8	Pandeo de la sección por torsión lateral

El daño tipo 2 es el de menor importancia. Es de difícil detección y se reconoce por la formación de líneas visibles en el material que atraviesan el ala. El daño tipo 1 puede resultar en una significativa pérdida de resistencia plástica de la viga. En secciones plásticas esta pérdida ocurre gradualmente. La concentración de esfuerzos que se produce luego del pandeo local del ala puede derivar en la fractura del ala como en el daño tipo 4. Una vez que ocurre esta fractura, el ala de la viga pierde rápidamente toda capacidad de tensión bajo carga continua o reversible, pero puede mantener cierta capacidad en compresión. Lo mismo ocurre

en el daño tipo 3, pero en este caso, la fractura se produce en la zona debilitada que recibe el calor durante el proceso de soldadura. Los otros tipos de daño son menos frecuentes.

d.2) Daño en la columna

En la *Tabla 2.2* se definen siete tipos de daño en el ala de la columna [Fema, 1995], los cuales se ilustran en la *Figura 2.5*. El daño en la columna normalmente se traduce en la degradación de la resistencia de la columna a cargas verticales y a cargas laterales.

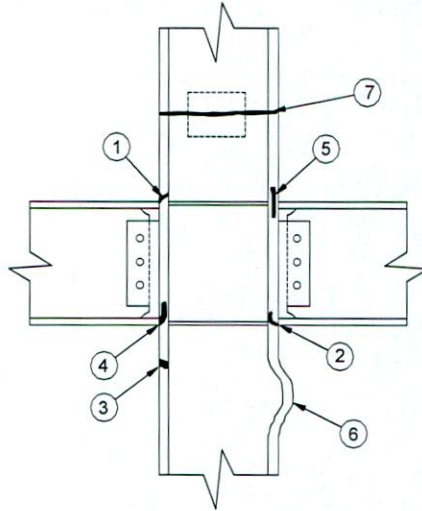


Figura 2.5: Tipos de daño en columnas.

Tabla 2.2: Tipos de daño en las columnas

TIPO	DESCRIPCIÓN
1	Incipiente grieta en ala
2	Extensión del daño 1
3	Grieta total o parcial del ala fuera del área de soldadura
4	Grieta total o parcial del ala en el área de soldadura
5	Grieta por "lamellar tearing"
6	Daño por pandeo local del ala
7	Falla en el empalme de la columna

El daño tipo 1 consiste en pequeñas grietas dentro del ala de la columna. El daño tipo 2 es una extensión del daño tipo 1, en la cual la falla se prolonga por el ala a partir de la grieta inicial. El daño tipo 3 y 4 son grietas que afectan el ala de la columna y pueden extenderse a la zona de panel. El daño tipo 5 es una grieta que se presenta al interior del ala y la cual está alineada con la dirección del ala. Este fenómeno denominado "lamellar tearing" se produce por la existencia de esfuerzos residuales de tensión debido a la presencia de pequeñas inclusiones no metálicas paralelas a la superficie del metal. Este tipo de falla es detectado solamente por medio de ensayos no destructivos y ya se sabía de este tipo de falla con anterioridad. Este tipo de daño contribuye a la extensión de la grieta en el daño tipo 2. El daño tipo 7 y 6 son menos frecuentes.

d.3) Daño en la zona de panel

En la *Tabla 2.3* se definen nueve tipos de daño en la zona de panel de la columna y zonas adyacentes [Fema, 1995], los cuales se ilustran en la *Figura 2.6*.

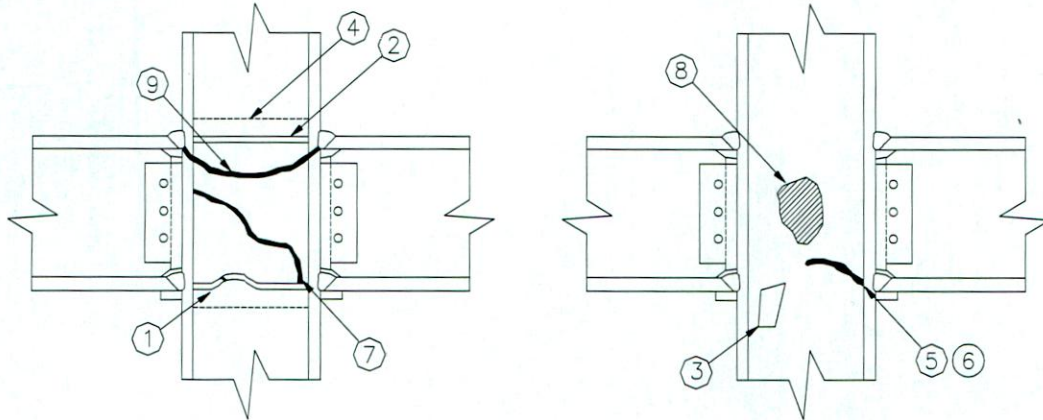


Figura 2.6: Tipos de daño en la zona de panel

Tabla 2.3: Tipos de daño en la zona de panel

TIPO	DESCRIPCIÓN
1	Fractura, pandeo o fluencia de la placa de continuidad
2	Fractura en la soldadura de la placa de continuidad
3	Fluencia o deformaciones dúctiles en el alma
4	Fractura de doubles placas soldadas
5	Fractura parcial en doubles placas
6	Fractura parcial en el alma
7	Fractura completa en el alma o doubles placas
8	Pandeo del alma
9	Columna dividida

La fractura de las placas de continuidad o atiesadores tiene relativamente poca consecuencia sobre la estructura. La fractura de doubles placas es más significativa porque resulta en la pérdida de efectividad de la doble placa y la fractura puede propagarse al material de la columna. Aunque la fluencia al corte de la zona de panel (daño tipo 3) es bastante común, bajo grandes deformaciones de corte se generan significativos esfuerzos secundarios en el ala de la viga unida a la columna que finalmente inducen la formación de la falla frágil en la soldadura de la viga-columna. Por esta razón, la disipación de energía por fluencia al corte de la zona de panel debe ser limitada para no dañar otras zonas de la conexión.

Las fracturas tipos 5, 6 y 7 son potencialmente susceptibles de aumentar y convertirse en las de tipo 9, resultando en la completa desconexión de la columna. Cuando ocurre esta falla, la columna pierde totalmente la capacidad de tensión y la capacidad al corte es seriamente limitada. La fractura tipo 7 se puede evitar diseñando adecuadamente el refuerzo de doble placa de acuerdo a lo indicado en las *Seismic Provisions*. Para tal efecto se recomienda que las doubles placas deben ser soldadas a las alas y alma de la columna.

d.4) Daño en la placa de corte

En la *Tabla 2.4* se describen ocho tipos de daño en la placa de corte soldada a la columna y apernada a la viga [Fema, 1995], los cuales se ilustran en la *Figura 2.7*. El daño severo en la placa de corte a menudo indica que otros elementos han sido dañados como columna, vigas, zona de panel o daño en la soldadura.

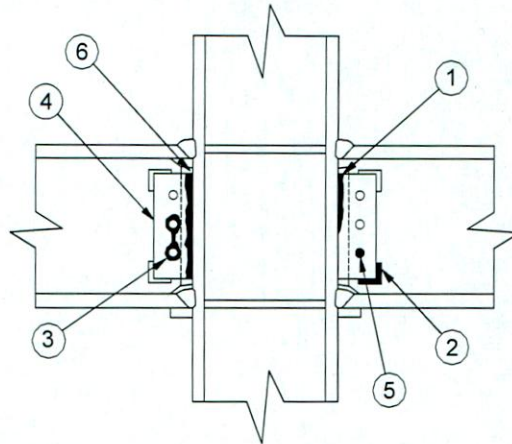


Figura 2.7: Tipos de daño en la placa de corte

Tabla 2.4: Tipos de daño en la placa de corte

TIPO	DESCRIPCIÓN
1	Grieta parcial en la soldadura a columna 1.1 Las alas de la viga están sin daño 1.2 Las alas de la viga están agrietadas
2	Fractura en la soldadura suplementaria de la placa de corte 2.1 Las alas de la viga están sin daño 2.2 Las alas de la viga están agrietadas
3	Fractura de la placa en los pernos o severa distorsión
4	Fluencia o pandeo de la placa de corte
5	Pernos perdidos o dañados
6	Fractura completa de la soldadura a la columna

La falla en la placa de corte siempre es considerada como de importancia debido a que puede provocar la pérdida en la capacidad de la viga para transmitir las cargas gravitacionales. El daño severo en la placa no ocurre a menos que un daño severo ocurra en la conexión.

d.5) Daño en la soldadura

La *Figura 2.8* ilustra seis tipos de daño en la soldadura. Esta clase de daño es la más comúnmente reportada en los informes posteriores al terremoto de Northridge [Fema, 1995]. Estos tipos de falla se presentan en la mayoría de los casos en el ala inferior. Aproximadamente un 25% del total del daño en la soldadura ocurre en el ala superior, y la mayoría de las veces, ocurre cuando el ala inferior ya ha sido dañada. La naturaleza de este tipo de daño hace que ella sea repentina y frágil, y es el modo de falla más común en las conexiones soldadas. En la mayoría de los casos se producen grietas pequeñas que son muy difíciles de detectar, aún con métodos de ultrasonido, lo cual deja a la conexión debilitada para futuros sismos.

Cuando la soldadura se daña, el ala de la viga pierde toda capacidad de transmitir carga de tracción y, por lo tanto, la capacidad a flexión de la viga disminuye significativamente. Las investigaciones en este sentido indican que la resistencia residual es aproximadamente un 20% de la resistencia de la conexión no dañada. Cuando las cargas provocan compresión en el ala se mantiene gran parte de la resistencia original, sin embargo, pueden sobrecargarse los elementos de la conexión que resisten las fuerzas de corte.

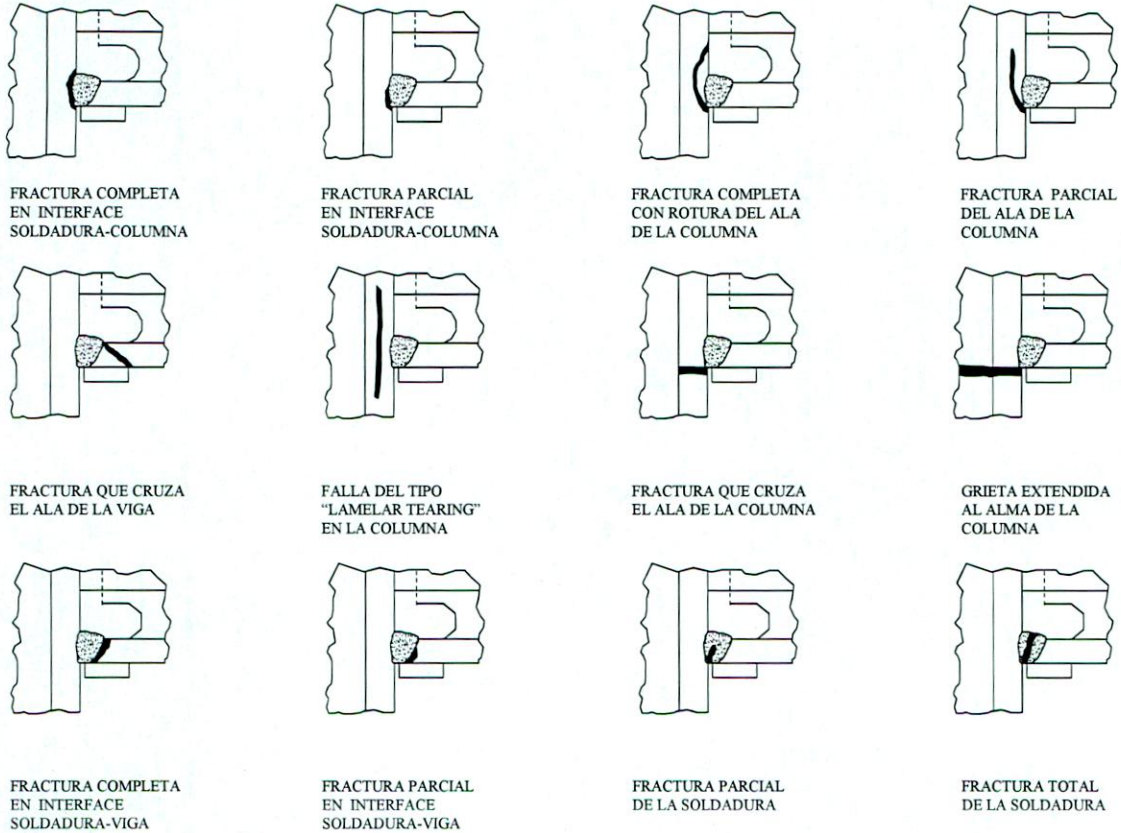


Figura 2.8: Tipos de daño en la soldadura

La mayoría de las fracturas mostradas en la *Figura 2.8* inicialmente fueron calificadas como "inesperadas" o vistas por primera vez. Sin embargo, estos tipos de fallas ya habían sido advertidas en pruebas experimentales realizadas desde la década de 1960 [Bertero, 1994; Popov, 1995; Popov y Bertero, 1973], pero en esos momentos fueron calificadas como pruebas defectuosas porque siempre se pensó que las conexiones de acero debían comportarse en forma dúctil, y sólo se estudiaron los especímenes de buen comportamiento. Contrariamente a lo que se pudiera pensar, en muchos casos la falla se inició a muy bajos niveles de demanda de rotación plástica en la conexión o de deformación de la zona de panel y en algunos casos se presentó mientras la estructura aún permanecía en el rango elástico. Pruebas de laboratorio efectuadas en la Universidad de Texas [Engelhardt y Husain, 1993] con posterioridad al terremoto sugieren que la típica conexión soldada usada antes del terremoto de Northridge era incapaz de suministrar rotaciones plásticas más allá de 0,010 rad para todos los rangos de alturas de vigas, mientras que las demandas de rotación plástica en un sismo severo son del orden de 0,015 rad o más. Esto está indicando claramente que se debe revisar

la práctica de diseño de marcos de acero con conexiones de momento y buscar soluciones de conexiones que tengan mayor capacidad de rotación plástica, o simplemente, evitar el diseño de marcos estructurales en zonas de alta sismicidad. Las pruebas experimentales efectuados por Hernández [Hernandez, 2000] en la Universidad Técnica Federico Santa María indican que estas mismas conexiones son capaces de mejorar notablemente su comportamiento aplicando ciertos refuerzos en su diseño (conexiones mejoradas), como ser el uso de atiesadores de alma y placas de continuidad. Los resultados de esta investigación se muestran más adelante en la *Sección 2.3.2.b*.

Tal vez la más importante lección aprendida del terremoto de Northridge es la identificación de este tipo de falla local de las uniones viga-columna soldadas de los marcos de momento, la cual hace que las conexiones se comporten de manera muy frágil si no son diseñadas adecuadamente.

2.2.3 CAUSAS DE FALLA EN LA UNIÓN SOLDADA VIGA-COLUMNA

Es interesante destacar que la mayoría de las fallas locales ocurrieron en la región cercana a la soldadura de unión del ala inferior de la viga con la columna. Ello parece indicar que este tipo de falla fue inducida por el efecto combinado de los esfuerzos internos en el acero generados por la soldadura en el ala de la viga, la presencia de escoria en la soldadura, y el estado de tensión causado por la respuesta del edificio ante el movimiento sísmico, entre otros.

De acuerdo a Bonowitz y Youssef [Popov, 1995], sobre un 50% de las fallas fueron en la soldadura inferior, un 18% en la soldadura superior, y un 15% en la columna a la altura del ala inferior de la viga. El porqué la falla ocurrió principalmente en la vecindad del ala inferior de la viga y no en el ala superior es algo que necesita ser investigado, pero se sospecha que la interacción entre el ala superior y la losa de piso puesta sobre la viga, hace que el ala superior de la viga esté sometida a menores esfuerzos que el ala inferior. La colaboración de la losa de piso hace que el eje neutro de la sección esté desplazado hacia arriba, y por lo tanto, de acuerdo a la mecánica clásica resultan menores esfuerzos en el ala superior.

Es común en las uniones soldadas el uso de barras de respaldo (backup) puestas debajo de la soldadura, tanto en el ala superior como en el inferior. Esta barra se dispone como apoyo de la soldadura para mantenerla en su posición mientras ella se endurece. Tal como lo ilustra la *Figura 2.1(c)*, este elemento va soldado al ala de la viga pero no va unido directamente a la columna, sino que queda una milimétrica separación entre la barra y el ala de la columna, la que en la práctica se convierte en una potencial grieta artificial que fácilmente puede propagarse al interior del ala de la columna o la viga provocando una falla frágil de ductilidad casi nula. Los reportes de las investigaciones en terreno realizadas con posterioridad al terremoto de Northridge señalan que la remoción de las barras de respaldo ha revelado la acumulación de una considerable cantidad de escoria en la soldadura inferior, lo cual provoca una falta de fusión en los elementos a conectar. En tales casos, la presencia de la escoria hace que la falla de la conexión se presente muy rápidamente y a muy bajas cargas en la unión.

Además, se debe considerar el efecto de la discontinuidad de la soldadura del ala inferior, la cual se ve interrumpida por el alma de la viga, siendo fuente de imperfecciones y puntos débiles de la soldadura. Ello no ocurre en el ala superior porque la soldadura puede extenderse en todo el ancho de la viga sin interrupciones, reduciendo con ello la probabilidad de imperfección en la unión del ala de la viga con la columna de llegada. La falta de continuidad de la soldadura inferior puede ser superada eliminando el pedazo de alma de la viga que obstaculiza la trayectoria de la soldadura, introduciendo muescas en el alma ("scallop" en la literatura de USA). Aún así, la soldadura se interrumpe y se realiza dos veces, generando un punto de discontinuidad en el cual la soldadura podría no quedar bien terminada o comenzada, dando origen a grietas que posteriormente pueden propagarse en todo el ancho de la soldadura o bien introducirse en el material base.

Después que se desarrollaron las grietas en el ala inferior de la viga, se han visto grietas adicionales en la soldadura vertical de la placa de corte o en la misma placa de corte a lo largo de la línea de pernos, ello debido a los sobreesfuerzos en la parte más baja del alma provocados por la falla del ala que tiende a transmitir los esfuerzos hacia el resto de la sección.

Otra muy importante razón para la fractura de la soldadura en las conexiones puede ser atribuido al comúnmente aceptado procedimiento de diseñar la unión basándose en la resistencia nominal del material [Popov, 1995]. Por ejemplo, para el típico acero ASTM A36 usado en USA se presumió durante muchos años que tenía un mínimo punto de fluencia de 36 ksi (2500 kg/cm²), sin embargo, basado en miles de pruebas de fábrica (más de 36.570 pruebas) se determinó que el principal punto de fluencia varía entre 36 y 72,4 ksi (2500 a 5095 kg/cm²) [Timoshenko y Gere, 1986], dependiendo de la forma de la sección, con un valor medio de 49,2 ksi (3460 kg/cm²). Es decir, la resistencia del acero a la fluencia es bastante mayor a lo normalmente supuesto. Asimismo, la resistencia última de tales secciones varía entre 66 y 88 ksi (4650 a 6200 kg/cm²), los cuales son valores comparables a los aceros de alta resistencia. El límite de fluencia para el acero es un valor mínimo garantizado, por lo cual es razonable esperar tensiones de fluencia mayores. El problema se presenta cuando se diseñan los elementos de la conexión, tales como soldaduras, pernos, placas de continuidad y otras planchas de refuerzo, considerando como tensión máxima del acero la tensión nominal de fluencia, lo cual provoca que estos elementos queden diseñados para resistir tensiones menores a las que pueden transmitir los elementos de acero de las vigas y columnas. Esto se traduce en la falla prematura de estos elementos en los cuales descansa toda la resistencia de la conexión.

Sin lugar a dudas si un elemento tiene una gran resistencia, las fuerzas generadas durante el sismo tenderán a llevar al elemento a su máxima capacidad, pero si la soldadura no ha sido diseñada para transmitir esta carga simplemente fallará y no se alcanzará a desarrollar la resistencia total de la unión. Si bien es cierto que el acero tiene mayor resistencia que la supuesta, en diseño sísmico es preferible un acero más dúctil en lugar de uno más resistente para así evitar la falla repentina por esta causa.

Este problema se ve incrementado por el hecho que después que el acero alcanza la fluencia se produce un incremento en la resistencia conocido como esfuerzo por endurecimiento, el cual aumenta el momento plástico de la sección en un porcentaje que puede

ser estimado conservadoramente en un 25%. Es decir, es factible esperar por este concepto fuerzas en las alas de la viga del orden de un 25% mayor que las necesarias para alcanzar la capacidad nominal de la sección. La falta de información de la resistencia real del acero es una gran desventaja al momento de diseñar la conexión.

A lo anterior se suma el fenómeno de aumento de las tensiones de fluencia y última del acero cuando los esfuerzos se aplican a alta velocidad [Toyoda, 1995], lo cual hace que la conexión sea más resistentes. La carga dinámica que actúa durante un sismo genera esfuerzos muy altos en la estructura, los cuales puede llegar a ser tres o cuatro veces mayores si la carga se aplicara en forma estática.

Otro de los factores que pueden influir en la falla de la conexión es el comportamiento de los pernos de corte ante cargas de gran magnitud. Se ha visto experimentalmente que bajo sobrecargas extremas los pernos deslizan y la fuerza en exceso aplicada a la conexión se transfiere como impacto instantáneamente a las soldaduras, los cuales son los elementos más rígidos del sistema y no cuentan con la ductilidad necesaria para deformarse sin fallar. En el diseño de la conexión, a veces, se considera la contribución de los pernos en la resistencia a flexión, sin embargo, esta contribución no es real puesto que al momento de alcanzar la resistencia última de la conexión estos pernos ya han deslizado y no colaboran significativamente a la flexión. Una mejora en los criterios de diseño de las conexiones sería introducir conceptos de diseño por capacidad en complemento con el tradicional diseño por tensiones admisibles.

Las investigaciones también se han centrado en el estudio del método de soldadura y el tipo de electrodo utilizado para este tipo de conexión. De acuerdo al trabajo de Delgadillo [2002] existe evidencia suficiente para afirmar que el tipo de electrodo utilizado en la soldadura de las alas de la viga a las alas de la columna tiene gran influencia en el comportamiento de la unión. Las pruebas de laboratorio presentadas en este trabajo indican que las uniones que utilizan electrodo de clasificación AWS E70T-4, el cual no tiene requisitos de tenacidad mostraron un comportamiento deficiente, con fallas frágiles en la soldadura misma o en la zona afectada de la viga o columna. De acuerdo a las *Seismic Provisions* se exige que todas las soldaduras usadas en miembros y conexiones en sistemas sismorresistentes deben ser hechas con un metal que produzca soldaduras que tengan un mínimo de dureza de 27 J a menos de 29°C.

Por lo general, en las uniones de los marcos a flexión se emplea un proceso de soldadura denominado "soldadura al arco". Los electrodos ocupados en este proceso producen metales soldados con relativamente poca dureza o resistencia. Además, el electrodo produce altos esfuerzos residuales cerca de la base de la soldadura y hace que ella sea más propensa al agrietamiento durante un sismo.

Los estudios realizados en terreno después del terremoto han demostrado que no basta con hacer pruebas de ultrasonido o radiográficas a las soldaduras para determinar si ellas están bien hechas. Después de remover la barra de respaldo en algunas conexiones se descubrieron grietas y otros defectos que no habían sido detectados por la inspección, aún cuando se había

seguido rigurosamente el procedimiento de inspección por ultrasonido. De allí se concluye que la inspección con ultrasonido en las zonas de barra de respaldo no garantizan la resistencia de la soldadura. A pesar de ello, un alto porcentaje de la revisión de la soldadura se apoyan sólo en este tipo de pruebas para la detección de soldaduras defectuosas, descuidando muchas veces el seguimiento riguroso de los procesos de soldadura.

2.3 CAPACIDAD DE ROTACIÓN PLÁSTICA DE LAS CONEXIONES

2.3.1 ANTECEDENTES

La rotación plástica de las vigas junto a la fluencia al corte de la zona de panel de las columnas son los mecanismos más importantes de disipación de energía en las estructuras del tipo marco de acero. La rotación plástica corresponde al giro inelástico que tiene la conexión viga-columna cuando se ha plastificado la sección de la viga. En esta condición, los esfuerzos internos de la viga han alcanzado el esfuerzo de fluencia del acero y la sección se deforma sin aumento significativo de la carga. El mecanismo de disipación de energía también puede ser a través de la plastificación de las columnas, como en el caso de los marcos diseñados por el concepto de viga fuerte-columna débil [Roeder, Schneider y Carpenter, 1993; Schneider y Roeder, Schneider, Roeder y Carpenter, 1993]. Sin embargo, se ha demostrado que los marcos de columna fuerte-viga débil tienen mejor capacidad de disipación de energía porque la plastificación no se concentra sólo en unos pocos elementos. Además, la plastificación de las columnas se traduce en el daño a la columna para transmitir las cargas gravitacionales de la estructura y puede derivar en la falla de todas las columnas de un piso.

Durante un sismo severo es esperable que una gran cantidad de vigas se plastifique en los extremos, que es donde se tienen los mayores esfuerzos de flexión. Por tal motivo, es de vital importancia para la resistencia lateral del marco que la conexión sea capaz de deformarse en forma dúctil, manteniendo la rigidez hasta que el sismo disminuya en intensidad o hasta que los ocupantes del edificio logren ponerse a resguardo del colapso de la estructura.

De acuerdo a lo observado en los edificios de marco afectados por el sismo de Northridge y en las posteriores pruebas experimentales en conexiones soldadas ha quedado demostrado que las conexiones estándar comúnmente usadas (*Figuras 2.1 y 2.2*) no son capaces de suministrar el adecuado nivel de rotación plástica para sismos severos. Se estima que para sismos severos y bajo los estándares de diseño de la norma norteamericana la demanda de rotación plástica en las conexiones debe ser de 0,020 rad ó más; sin embargo, las pruebas experimentales posteriores al sismo de Northridge indican que la capacidad de la conexión típica en la mayoría de los casos no alcanza este nivel de rotación plástica, e incluso en algunas ocasiones la rotación plástica no superó los 0,005 rad, lo cual indudablemente es insuficiente para mantener la resistencia de la conexión durante un sismo de gran intensidad. Ello quedó claramente demostrado por la gran cantidad de conexiones dañadas por el terremoto de Northridge, en las cuales muchas veces se alcanzó la falla con muy poca evidencia de fluencia en las alas de las vigas o en la zona de panel de las columnas.

La demanda de rotación plástica que imponen los sismos chilenos a los edificios diseñados por la norma NCh433.Of96 es diferente a los requerimientos de sismos norteamericanos en sus edificios, según quedó demostrado en el Capítulo 5 “Determinación de la Demanda”. Tanto la normativa de diseño como la forma de los registros sísmicos son distintos, por lo cual es esperable valores diferentes para la demanda de rotación plástica. Por otro lado, también es esperable que se obtengan distintos valores de capacidad de rotación plástica en conexiones diseñadas con acero y prácticas de construcción nacionales. Respecto de este último aspecto es importante destacar los resultados obtenidos en pruebas experimentales realizadas en la Universidad Técnica Federico Santa María en conexiones a escala realizadas utilizando materiales y práctica nacional de diseño.

2.3.2 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES

Las investigaciones experimentales que se han efectuado para determinar la capacidad de rotación plástica de las conexiones se han realizado estudiando el comportamiento aislado de especímenes viga-columna de tamaño natural. Las pruebas consisten en aplicar una carga en un extremo de la viga de tal manera de inducir esfuerzos de flexión en la conexión aumentando la carga hasta alcanzar la falla. La carga se aplica gradualmente y de forma cíclica, vale decir, se invierte la dirección de la carga para simular las fuerzas aplicadas durante un sismo. Este método de ensayo con carga cíclica permite estimar la capacidad inelástica de la conexión, aún cuando las fuerzas sísmicas que actúan sobre la unión viga-columna en un terremoto son esencialmente dinámicas, muy variables en el tiempo, con distinta frecuencia y magnitud.

El Departamento de Obras Civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María elaboró un programa de ensayos de conexiones soldadas sujetas a carga cíclica, utilizando distintas soluciones propuestas. Los resultados de estos y otros ensayos se muestran a continuación.

a) Ensayos en Universidad de Texas

M. D. Engelhardt y A. S. Husain [Engelhardt y Husain, 1993] realizaron pruebas experimentales con carga cíclica sobre 8 conexiones de acero a escala real del tipo ala soldada-alma apernada. El objetivo de los ensayos fue evaluar la necesidad de soldadura suplementaria en el alma de la viga como complemento a los pernos, en vigas en las cuales el alma tiene una importante porción de la resistencia a flexión. Estos ensayos tratan de determinar la relación de Z_f/Z v/s Rotación plástica de las conexiones, donde Z =módulo plástico de la sección y Z_f =módulo plástico del ala. Las Figuras 2.9 y 2.10 muestran la geometría de los especímenes ensayados por Engelhardt y Husain.

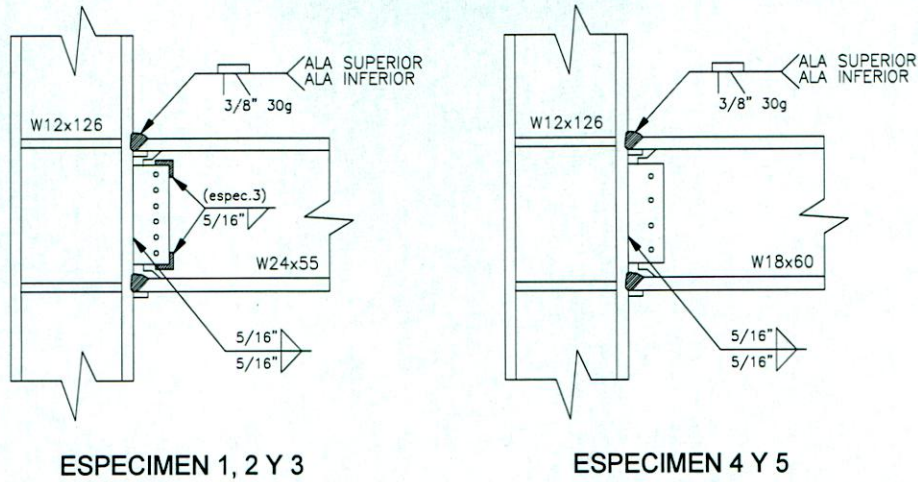


Figura 2.9: Especímenes 1, 2, 3, 4 y 5.

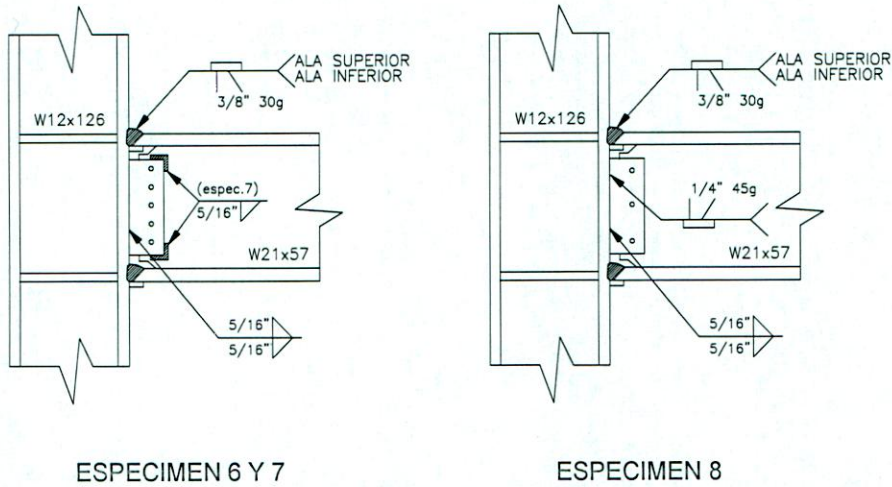


Figura 2.10: Especímenes 6, 7 y 8

Aunque algunos especímenes se comportaron satisfactoriamente, un significativo número de ellos demostró un pobre comportamiento con carga cíclica, insuficiente para la demanda en sismos severos, y en todos los casos las conexiones fallaron por la fractura en o cerca de la soldadura de bisel del ala de la viga. La *Tabla 2.5* muestra los resultados obtenidos en los ensayos:

Tabla 2.5: Resumen de rotaciones plásticas y mecanismos de falla

No.	Viga	Conexión Alma	Rotación Plástica (rad)	Mecanismo de Falla
1	W24x55	6 Pernos A325	0,004	Fractura sorpresiva en interface soldadura-columna en ala inferior
2	W24x55	6 Pernos A490	0,003	Fractura sorpresiva en interface soldadura-columna en ala inferior
3	W24x55	6 Pernos A325 + 20%Sold.	0,009	Fractura gradual del ala inferior de la viga
4	W18x60	4 Pernos A325	0,002	Fractura sorpresiva en interface soldadura-columna en ala inferior
5	W18x60	4 Pernos A325	0,013	Fractura gradual del ala inferior de la viga. La fractura se inicia en la interface soldadura-viga en el eje del ala y se propagó por la soldad.
6	W21x57	5 Pernos A325	0,013	Fractura gradual del ala inferior de la viga. La fractura se inicia en la interface soldadura-viga en el eje del ala y se propagó por el ala.
7	W21x57	5 Pernos A325 + 20%Sold.	0,015	Fractura gradual del ala superior de la viga. La fractura se inicia en la interface soldadura-viga y se propagó a través del ala.
8	W21x57	Todo soldado	0,012	Fractura gradual del ala inferior de la viga. La fractura se inicia en la interface soldadura-viga y se propagó a lo largo de la interface.

Para los especímenes 1, 2 y 4, la falla ocurrió inesperadamente al comienzo de la prueba de carga. En estos especímenes la viga apenas había ingresado en el rango no lineal cuando repentinamente se produjo la falla en el ala inferior de la viga. La fractura completa de la unión ocurrió casi instantáneamente en la interface de la soldadura y el ala de la columna. Un examen posterior de los especímenes reveló una pequeña región de fusión incompleta cerca de la parte central más baja de cada una de las soldaduras, lo cual sugiere una pobre soldadura como la causa de las fallas. Cabe mencionar que este defecto en la soldadura no fue detectado por pruebas de ultrasonido. Por otro lado, el ala superior no mostró ningún tipo de falla como el observado en el ala inferior. En ningún caso la falla ocurrió en la interface de la soldadura del ala de la viga a la columna. Una posible explicación para el distinto comportamiento exhibido por el ala superior y la inferior es que la soldadura del ala inferior debe ser interrumpida en la zona del alma de la viga, incrementando la posibilidad de tener soldaduras defectuosas en esta zona. Al contrario, la soldadura del ala superior puede ser colocada de manera continua en todo el ancho del ala.

El resto de los especímenes (3 y 5 a 8) mostró un poco mejor comportamiento. Todos estos especímenes fallaron por el desarrollo de una fractura cerca de la interface de la soldadura y el ala de la viga. Estas fracturas generalmente se iniciaron en el eje del ala de la viga y gradualmente se extendió hacia todo el ancho del ala. Estas fracturas ocurrieron después que las vigas habían alcanzado momentos y rotaciones plásticas mucho mayores que los especímenes 1, 2 y 4. En los especímenes 5 a 8 los resultados mejoraron notoriamente ya que la calidad de la soldadura aumentó. Las fracturas siempre aparecieron en la soldadura de la viga, y en los especímenes 5 y 8, la fractura se propagó a lo largo de casi toda la soldadura. Después de la falla, el ala inferior de los especímenes 5 y 8 se parecía mucho a la forma de ala antes de soldar, lo cual sugiere la posibilidad de defecto en la interface soldadura-viga.

En general, este tipo de fallas frágiles de la conexión ya habían sido detectados en investigaciones anteriores, sin embargo, siempre se pensó que eran casos aislados y no se les dio la importancia debida pues se consideraba que el acero y las conexiones tenían gran capacidad de deformación inelástica, cuando en realidad este es el modo de falla más común para las conexiones soldadas. A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos por Engelhardt y Hussain [1993] sobre la capacidad inelástica de las conexiones, cuyos valores se muestran en las Figuras 2.11a y 2.11b. Los resultados están clasificados de acuerdo al parámetro $Z_f/Z \geq 0,70$ y $Z_f/Z < 0,70$.

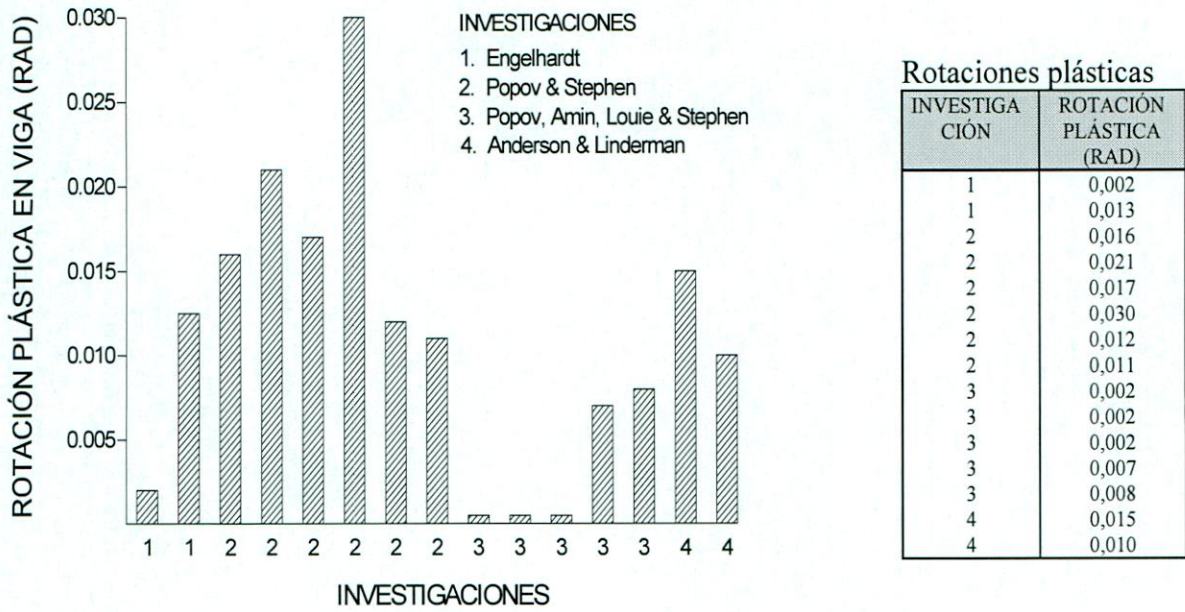


Figura 2.11a: Resumen de investigaciones con especímenes de $Z_f/Z \geq 0.70$

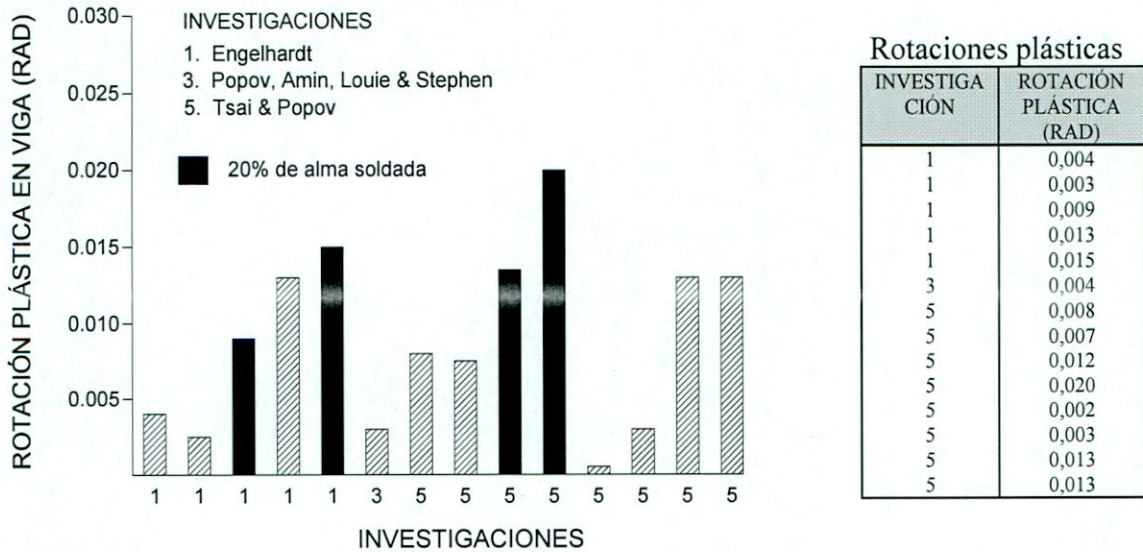


Figura 2.11b: Resumen de investigaciones con especímenes de $Z_f/Z < 0.70$

Descontando los valores extremos de las mediciones, el valor medio de la capacidad de rotación plástica de los ensayos ejecutados por Engelhardt y Husain y por otros investigadores es de 0,010(rad) para conexiones de tamaño real. Un 90% de los resultados presenta capacidad de rotación plástica sobre 0,05 (rad).

b) Ensayos en Universidad Técnica Federico Santa María

Las pruebas experimentales realizadas en la Universidad Técnica Federico Santa María [Hernández, 2000] sobre conexiones soldadas utilizando materiales nacionales reflejan un mejor comportamiento con carga cíclica del observado en los ensayos de Engelhardt. Estos ensayos se ejecutaron sobre conexiones viga-columna de tamaño menor a las conexiones de un edificio normal, sin embargo, son una referencia válida para evaluar la capacidad de rotación plástica de la conexión usando la práctica de diseño nacional. Los resultados indican capacidad de rotación plástica del orden de 0,020 rad para conexiones tradicionales y sobre 0,040 (rad) para conexiones modificadas similares a algunas que se describen en la *Sección 2.4*.

El trabajo se refiere al estudio de la capacidad de rotación de uniones viga-columna bajo la acción de cargas cíclicas utilizando perfiles soldados fabricados de acuerdo a la práctica y mano de obra chilenos. Durante el estudio se analizaron 8 probetas divididos en 2 grupos que se denominaron conexiones convencionales o clásicas (probetas 1 a 4) y conexiones modificadas (probetas 5 a 8).

La *Figura 2.12* muestra el detalle de la conexión convencional utilizada en las probetas 1 y 2.

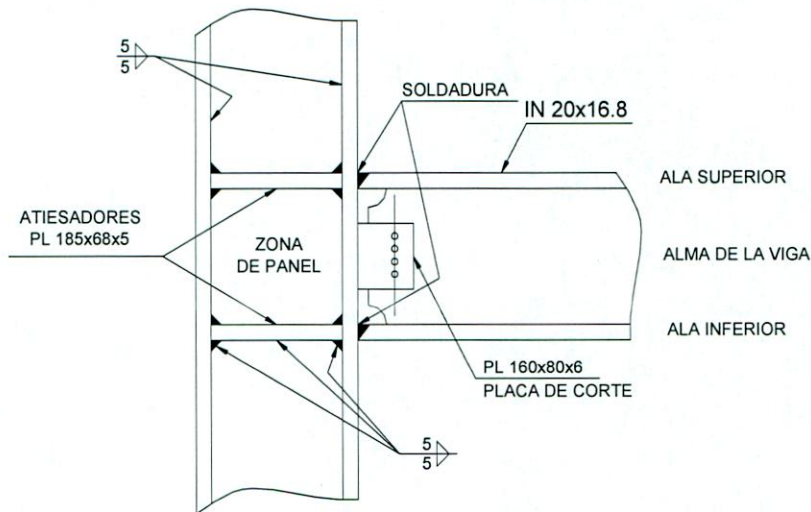


Figura 2.12: Detalle de conexión en probetas 1 y 2

El resto de las probetas convencionales fueron variantes del esquema mostrado en la *Figura 2.12*. En la probeta 3 se utilizó soldadura de penetración completa para conectar el alma de la viga al ala de la columna, en reemplazo de 4 pernos de 5/8" de alta resistencia (grado 5) que se utilizó en las probetas 1 y 2. La probeta 4, deliberadamente fue diseñada sin las planchas atiesadoras en la zona de panel para estudiar el comportamiento de la conexión sin el aporte de estos elementos rigidizantes.

La *Figura 2.13* muestra el esquema utilizado para el ensayo de las probetas modificadas, en las cuales se introducen importantes cambios en el diseño, como son el

aumento de la resistencia a flexión en la unión mediante el empleo de placas de refuerzo sobre las alas de la viga y el uso de dobles placas para rigidizar la zona de panel de la columna.

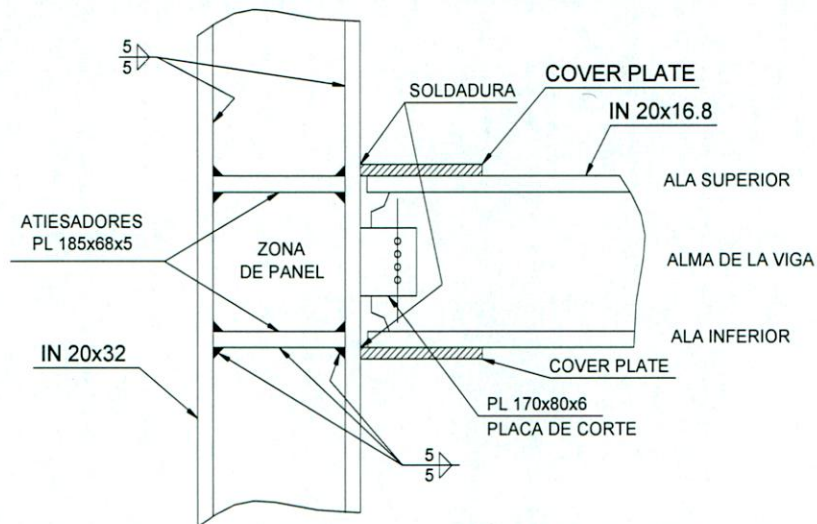
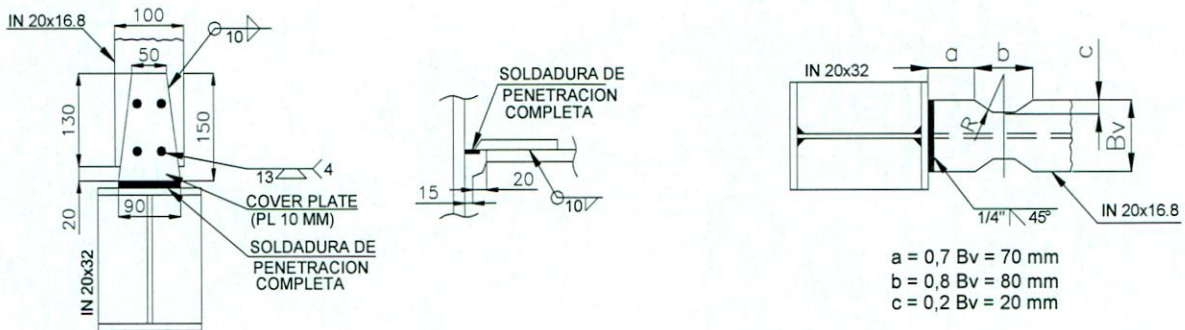
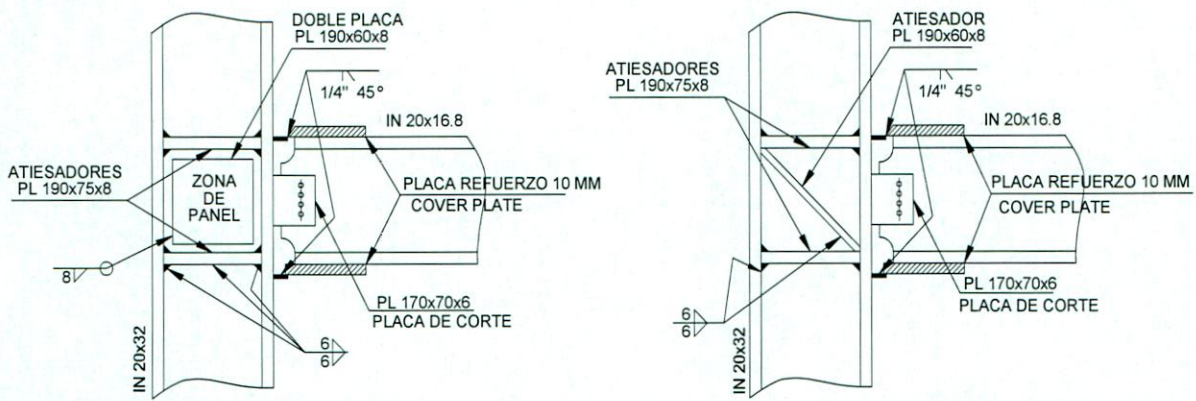


Figura 2.13: Detalle general de conexión modificada en probetas 5, 6 y 7

El refuerzo (cover plate) sobre el ala de la viga tiene forma trapezoidal con el objeto de colocar eficazmente la soldadura de filete y de esta manera transmitir la carga del ala a la columna. Esta solución se utilizó en las probetas 5, 6 y 7 en conjunto con la rigidización de la zona de panel de la columna. Para ello se utilizaron dos métodos, el primero de los cuales consiste en la colocación de una placa de 8 mm (doble placa) soldada en el área de la zona de panel. Este refuerzo se dispuso en las probetas 5 y 6. El segundo método, que se aplicó en la probeta 7, consiste en disponer un atiesador diagonal a ambos lados de la zona de panel.

En el diseño de la probeta 8 se empleó el criterio de fortalecer la unión con respecto a la resistencia a flexión de la viga. Para ello, se utilizó la solución denominada “dogbone” en la literatura norteamericana, la cual consiste en reducir el ancho de la viga cerca de la conexión pero fuera de ésta, con lo cual disminuyen las tensiones en la soldadura de la unión y se evita la falla frágil. En esta probeta no se reforzó de ninguna manera la zona de panel pues se consideró que las tensiones deberían ser menores que en las probetas modificadas 5, 6 y 7.

Esta la *Figura 2.14* se muestra el detalle de cada una de las conexiones modificadas.



PLANTA PROBETAS 5, 6, 7

PLANTA PROBETA 8

Figura 2.14: Detalles de conexiones modificadas

La Tabla 2.6 muestra un resumen de las características principales de las conexiones en las probetas convencionales y modificadas.

Tabla 2.6: Características de diseño y detalles de conexión

No.	Viga	Tipo de Conexión	Conexión En Alma	Refuerzo de Zona de Panel
1	IN20x16.8	Convencional	4 Pernos 5/8"	Convencional
2	IN20x16.8	Convencional	4 Pernos 5/8"	Convencional
3	IN20x16.8	Convencional	Soldada	Convencional
4	IN20x16.8	Convencional	4 Pernos 5/8"	Sin atiesadores
5	IN20x16.8	Cover Plate	Soldada	Doble placa
6	IN20x16.8	Cover Plate	4 Pernos 5/8"	Doble placa
7	IN20x16.8	Cover Plate	4 Pernos 5/8"	Atiesador diagonal
8	IN20x16.8	Dogbone	4 Pernos 5/8"	Convencional

En la *Tabla 2.7* se muestran los resultados de la capacidad de rotación de las probetas ensayadas. En las primeras 3 probetas, de diseño convencional, el tipo de falla no fue del todo satisfactorio, pues las probetas fallaron de manera repentina. En la primera y tercera probeta el modo de falla observado en la unión fue la fractura de la interface soldadura material base. En la segunda inicialmente falló la soldadura y luego la fractura se propagó en el material base. La probeta 4, sin atiesadores, falló por aplastamiento en el alma de la columna, lo cual explica la menor capacidad de rotación, característico de la fluencia a corte.

Los diseños modificados 5 a 8, tienen una mejor capacidad de rotación y lograron desarrollar relaciones M_{max}/M_p del orden de 1,43, donde M_p es el momento plástico teórico de la viga y M_{max} es el momento máximo aplicado en el ensayo. Este tipo de conexión permite absorber cargas mayores que el momento plástico y permite desarrollar una gran cantidad de deformación inelástica sin pérdida apreciable en su resistencia, por lo cual permite disipar una mayor cantidad de energía que con las probetas convencionales.

Tabla 2.7: Resumen de Rotaciones Plásticas y Mecanismos de Falla

No.	Tipo de Conexión	M_{max}/M_p	Rotación Plástica (rad)	Mecanismo de Falla
1	Convencional	1,48	0,023	Falla frágil en interface soldadura material base
2	Convencional	1,50	0,026	Falla frágil en interface soldadura material base
3	Convencional	1,38	0,019	Falla frágil en interface soldadura material base
4	Convencional	1,34	0,012	Falla en el alma de la columna por aplastamiento
5	Cover Plate	1,43	0,056	Falla por pandeo local en las alas de la viga
6	Cover Plate	1,41	0,050	Falla por pandeo local en las alas de la viga
7	Cover Plate	1,39	0,047	Falla por pandeo local en las alas de la viga
8	Dogbone	1,50	0,051	Falla por pandeo local en las alas de la viga

Otra de las ventajas de estas conexiones es que permite controlar la forma y localización de la falla. En todos los casos, la condición final de falla ocurre con pandeo local de las alas de la viga.

Las principales conclusiones de esta investigación son:

- a) Las uniones modificadas presentan una mayor capacidad de rotación que les permite alcanzar mayores deformaciones en el rango no lineal.
- b) El uso de atiesadores de rigidez en la zona de panel es fundamental, pues su ausencia además de reducir la capacidad de la unión, induce la falla de la columna, impidiendo la posibilidad de aprovechar la rotación plástica de la viga.
- c) La colocación de placas dobles en la zonal de panel mejora el comportamiento de la conexión, evitando la fluencia a corte en esta zona.
- d) Las probetas modificadas muestran que es posible conseguir mejores capacidades de rotación si se cambia el diseño convencional de las uniones. Las probetas con diseño de tipo convencional pueden mejorar su comportamiento sin gran dificultad.
- e) No es posible generalizar los resultados de estos ensayos a conexiones de mayor tamaño , sin embargo, sirven de referencia para estimar el comportamiento de conexiones de mayor tamaño.

2.4 CONEXIONES DE MOMENTO MEJORADAS

Actualmente, aún se discute la solución al problema de la limitada capacidad de rotación plástica de la unión soldada típica. Algunos recomiendan volver al uso de las conexiones empernadas, las cuales tienen ciertas ventajas en cuanto a la disipación de energía por el roce de los elementos unidos. Otras soluciones recomiendan reforzar el área de la conexión con gran cantidad de atiesadores para disminuir los esfuerzos en la soldadura viga-columna y mejorar la capacidad de rotación plástica de la conexión, pero tienen el problema de encarecer significativamente la construcción, y aún así se requiere de un fuerte control de la soldadura para evitar que se produzcan imperfecciones. En la actualidad, en USA se ha dado un gran impulso a la búsqueda de soluciones factibles económicamente y de buen desempeño sísmico, llegando a ensayar distintas alternativas de conexiones que mejoran la capacidad de la conexión para admitir rotación plástica. En general, la capacidad de la conexión debe reflejar una estimación realista del nivel de demanda de rotación plástica. En ausencia de un análisis detallado de la demanda de rotación en una estructura determinada, la conexión debe ser capaz de desarrollar un mínimo de capacidad de rotación plástica de 0.010 rad para marcos intermedios a 0.030 rad para marcos especiales [AISC, 2002].

En el trabajo de Delgadillo se efectúa una recopilación de ensayos de uniones viga columna efectuados sobre probetas con distintas configuraciones. Como conclusión general se destaca que las uniones viga columna convencionales de los marcos de flexión, corresponden a elementos de ductilidad poco confiable debido a la gran sensibilidad respecto de la calidad de la soldadura de las alas de la viga a las alas de la columna. En este trabajo se destaca que las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, permite el uso de estas conexiones para marcos no dúctiles, pero efectuando mejoras en su diseño, como son:

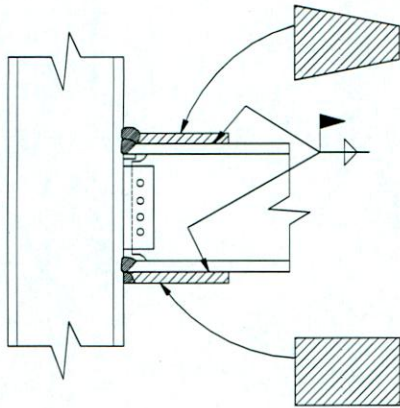
- Usar electrodos con adecuada tenacidad en la soldadura de unión viga-columna.
- Remover las placas de respaldo (backup) y reparar la parte inferior de la soldadura de las alas.
- Utilizar soldadura para unir el alma de la viga a la columna.
- Utilizar atiesadores de continuidad en el alma de la columna.

Una alternativa dirigida a disminuir las fuerzas en la soldadura de las conexiones viga-columna es inducir una rótula plástica a cierta distancia del extremo de la viga y no justo en la unión con la columna. Esta conexión denominada “dogbone” consiste en una reducción del ancho del ala de la viga para provocar una zona débil un poco alejada de la conexión. Ello hace que los elementos en la unión estén sometidos a cargas menores y que están determinadas por la resistencia de la zona débil de la viga.

Muchas de las investigaciones posteriores al terremoto de Northridge están orientadas a la búsqueda de conexiones que tengan un mejor comportamiento sísmico que la tradicional conexión soldada. En USA esta tarea estuvo a cargo del organismo Federal Emergency Management Agency (FEMA) [FEMA, 1995], el cual se encargó de recopilar la información referente a ensayos experimentales sobre distintas tipologías de conexiones de momento. Algunas de las alternativas propuestas y sus propiedades se muestran a continuación.

a) Conexión con plancha de cubierta

La *Figura 2.15* ilustra esquemáticamente la configuración básica de la conexión con placa de cubierta. En este caso se agregan placas en el ala superior e inferior para transmitir a las placas las fuerzas del ala de la viga. Una limitada cantidad de pruebas se han ejecutado con esta configuración (Engelhardt & Sabol - 1994, Tsai & Popov – 1988) [Popov, 1995], cuyos resultados indican aceptables niveles de rotación plástica. Esta configuración es relativamente económica comparada con otras alternativas más reforzadas. Junto a la figura se indican los resultados de los ensayos realizados en la Universidad de Texas en Austin.

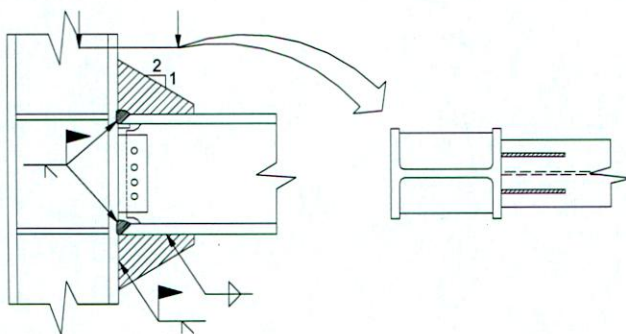


Número de ensayos: 8
 Viga W36x150
 Columna W14x455
 Rotación plástica alcanzada:
 6 especímenes > 0,025(rad)
 1 espécimen = 0,015(rad)
 1 espécimen = 0,005(rad)

Figura 2.15: Conexión con plancha

b) Conexión con atiesadores

La *Figura 2.16* ilustra este esquema de conexión. Los atiesadores permiten una reducción de la demanda en la soldadura de la conexión y desplaza la formación de la rótula plástica lejos de la unión. Los resultados de ensayos demuestran que la conexión es capaz de alcanzar niveles aceptables de rotación plástica, en el supuesto que la soldadura esté correctamente ejecutada (Engelhardt & Sabol - 1994, Tsai & Popov – 1988) [FEMA, 1995].

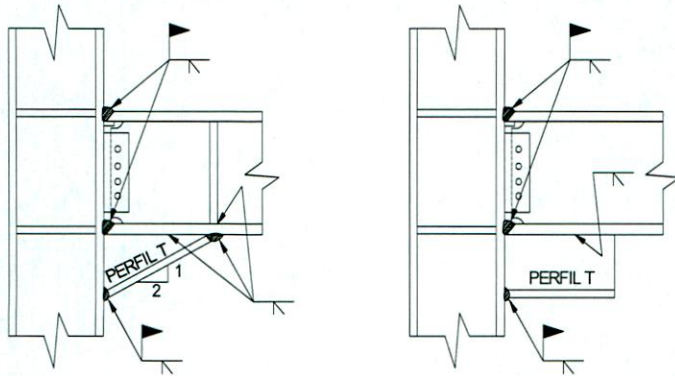


Número de ensayos: 2
 Viga W36x150
 Columna W14x455
 Rotación plástica alcanzada:
 > 0,025(rad)

Figura 2.16: Conexión con atiesadores

c) **Conexión con consola inferior**

La Figura 2.17 ilustra este esquema de conexión. Al igual que la conexión con planchas, esta configuración trata de desplazar la rótula lejos de la columna y reducir los esfuerzos en la soldadura aumentando la altura de la sección [FEMA, 1995].

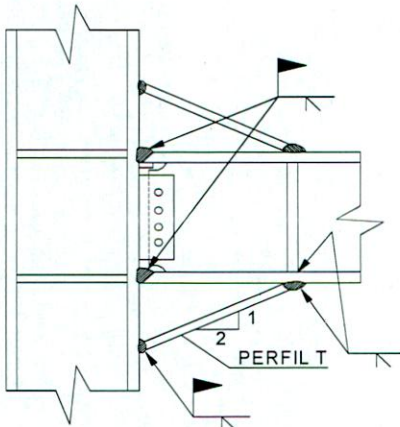


Número de ensayos: 2
 Viga W30x99
 Columna W14x176
 Rotación plástica alcanzada:
 0,040(rad) a 0,050(rad)

Figura 2.17: Conexión con consola inferior

d) **Conexión con consola superior e inferior**

Los resultados obtenidos con esta conexión son ampliamente satisfactorios, con un comportamiento extremadamente dúctil y rotaciones plásticas de 0,070(rad) [FEMA, 1995]. Además de tener una muy buena capacidad de rotación plástica, la conexión es altamente redundante. La única desventaja es que es una de las configuraciones más costosas por la gran cantidad de planchas y soldadura involucradas. Esta configuración se muestra en la Figura 2.18.

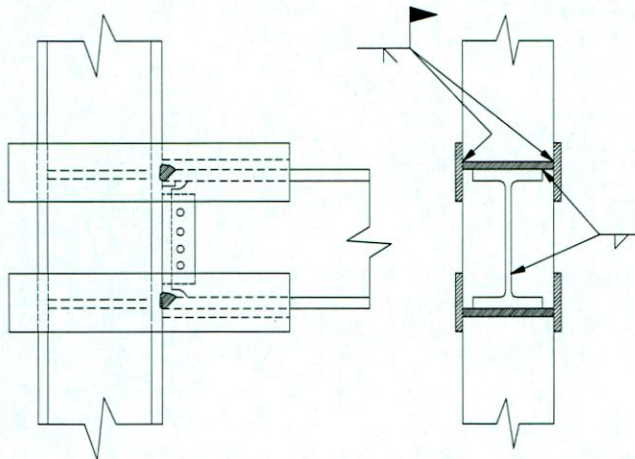


Número de ensayos : 2
 Viga W30x99
 Columna W14x176
 Rotación plástica alcanzada
 =0,070(rad)

Figura 2.18: Conexión con consola inferior y superior.

e) **Conexión con plancha lateral**

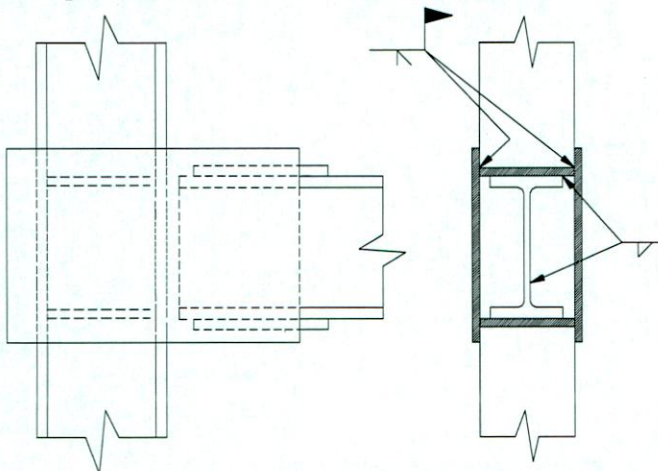
Con esta configuración las cargas de tensión y compresión se transfieren desde la viga a la columna a través de la soldadura de las planchas laterales. Se requieren planchas adicionales cuando el ancho del ala de la viga no coincide con el ancho del ala de la columna. La ventaja de esta conexión es que se evita la soldadura ala viga-ala columna, por lo cual se evita la potencial falla del ala de la columna. Además, gran parte de la conexión puede traerse hecha desde maestraza. Al menos 2 configuraciones de este tipo han sido ensayadas, los resultados se muestran en la Figura 2.19.



Número de ensayos: 2
 Viga W36x150
 Columna W14x455
 Rotación plástica
 alcanzada=0,015(rad)

Figura 2.19: Conexión plancha lateral (alternativa 1)

Una segunda configuración se muestra en la *Figura 2.20*. En todos ellos se obtuvo un comportamiento muy satisfactorio, con niveles de rotación plástica sobre 0,042(rad). De acuerdo a la referencia, esta configuración se encuentra inscrita en el registro de patentes de USA, por lo cual su uso debe ser autorizado.



Número de ensayos: 3
 Viga W36x150
 Columna W14x426
 Rotación plástica alcanzada:
 0,042(rad) a 0,060(rad)

Figura 2.20: Conexión plancha lateral (alternativa 2)

f) Conexión con sección de viga reducida

En esta conexión, la sección de la viga es intencionalmente reducida en un segmento para inducir la rótula plástica en esta posición, alejada de la unión viga-columna. La *Figura 2.21* muestra la viga a la cual se sacó una parte del ala superior de forma simétrica o asimétrica. También se usan perforaciones de tamaño variable para equilibrar los esfuerzos en la sección. Además, es una de las configuraciones de menor costo de las que se han presentado y presenta un buen nivel de capacidad de rotación plástica. Los resultados de los ensayos efectuados en U.S.A. se muestran en la figura siguiente.

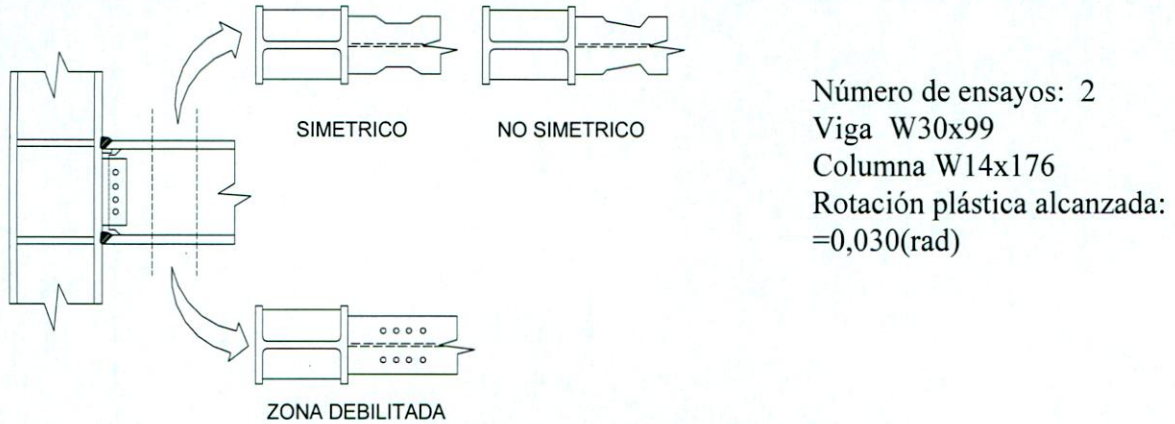


Figura 2.21: Conexión con ala de viga reducida

g) Conexión con disipadores de energía por fricción

Esta conexión usa pernos de alta resistencia y agujeros alargados para transmitir las fuerzas del ala de la viga a la columna. La *Figura 2.22* muestra un esquema de esta conexión. En principio, la fuerza principal se transmite por corte de los pernos y otra parte se transmite por la fricción controlada de las placas complementarias. Las pruebas que se han efectuado con esta configuración [FEMA, 1995] han arrojado excelentes resultados, con gran desplazamiento inelástico sin degradación de la resistencia y rigidez de la conexión. El problema de esta solución es el alto costo de fabricación; sin embargo, tiene la ventaja de poder ser reparada fácilmente cuando se han producido deformaciones inelásticas permanentes. La resistencia que puede alcanzar esta conexión está limitada por la cantidad de pernos que puedan disponerse en el ala, por lo cual, no se recomienda en grandes vigas que transmiten fuerzas elevadas debido a la gran cantidad de conectores que se requieren. Además, cuando las planchas se mantienen unidas a presión por mucho tiempo tienden a fijarse, reduciendo la efectividad para disipar energía por roce.

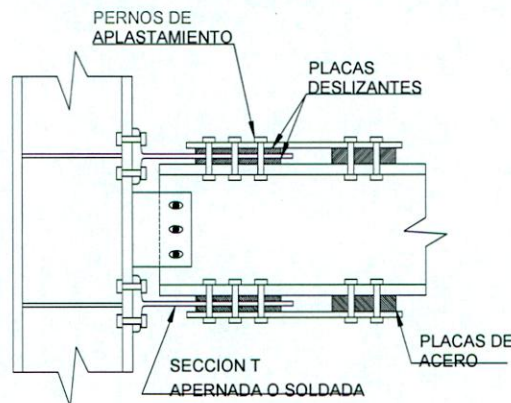


Figura 2.22: Conexión disipadora de energía por fricción

h) Conexión con empalme de viga

Este concepto de diseño ha sido ampliamente utilizado en Japón, con resultados relativamente exitosos [FEMA, 1995]. En esta conexión la columna viene con un pedazo de viga soldado desde taller, la cual se une en terreno al resto de la viga por medio de pernos. El

pedazo de viga adherido a la columna puede ser fabricado intencionadamente más resistente que el resto de la viga para forzar la formación de la rótula plástica lejos de la unión viga-columna. La *Figura 2.23* ilustra este concepto básico de solución. Algunas variaciones de esta configuración, de uso muy común en Japón, se comportaron pobremente en el terremoto de Kobe, fallando en la soldadura viga-columna. Aún así se estima que esta configuración pueda tener un mejor comportamiento sísmico que el mostrado hasta ahora. La ventaja de esta conexión es que la soldadura más crítica puede ser ejecutada en taller, en donde se pueden aplicar mayores controles de calidad antes del montaje. Además, se reduce el costo y tiempo de montaje de las estructuras con el uso de conexiones apernadas en terreno.

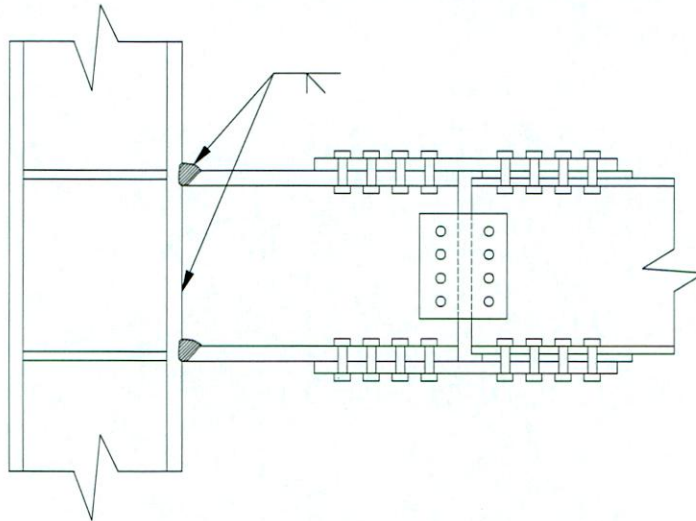
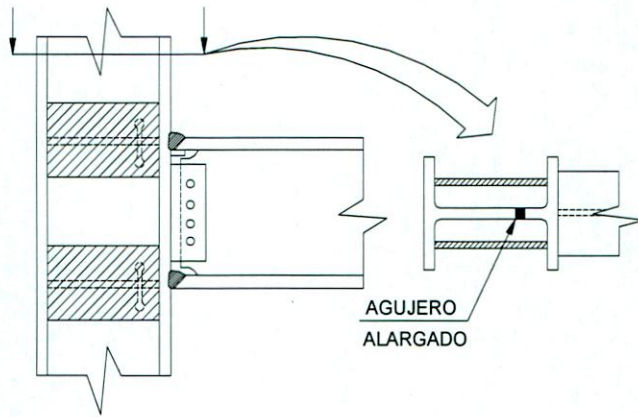


Figura 2.23: Conexión con empalme de viga

i) Conexión de alma perforada

En la tradicional conexión soldada viga-columna se produce una fuerte concentración de esfuerzos en el centro del ala de la viga, frente al alma de la columna. Una manera de mejorar la distribución de esfuerzos y reducir las tensiones en este punto es proveer de agujeros alargados al alma de la columna, de tal manera, de reducir la resistencia del alma y redistribuir las tensiones hacia los costados de las alas tanto en viga como el columna. Ello se complementa con atiesadores verticales y horizontales para transmitir las fuerzas de corte a la zona de panel de la columna. Esta solución tiene la ventaja de ser relativamente económica, aún cuando tiene un poco más de trabajo en taller que la conexión tradicional, sin embargo, tiene el problema que no aleja de la columna la formación de la rótula plástica. El comportamiento sísmico de esta conexión depende mucho de la calidad de la soldadura en los puntos críticos de unión. Sin embargo, conexiones similares a las mostradas en la *Figura 2.24* han sido ensayadas [FEMA, 1995] con resultados exitosos.



Número de ensayos : 2
 Viga W27x94
 Columna W14x176
 Rotación plástica alcanzada:
 = 0,025(rad) a 0,030(rad)

Figura 2.24: Conexión con alma agujereada

2.5 RECOMENDACIONES DE DISEÑO SEGUN FEMA 350

Los resultados de las investigaciones efectuadas por el *Federal Emergency Management Agency* se presentan en el documento FEMA-350, de Junio de 2000 [FEMA 350, 2000] y FEMA-355D, de Septiembre de 2000 [FEMA 355D, 2000]. Este documento es fruto de las investigaciones efectuadas por este organismo para determinar las causas de las numerosas fallas que se presentaron en las conexiones soldadas a consecuencia del terremoto de Northridge en 1994. Las recomendaciones para el diseño de marcos de acero que soportan cargas sísmicas que se presentan en este documento han servido de base para mejorar los actuales códigos de diseño de edificios de acero en USA.

Dentro de las recomendaciones de diseño que se mencionan en este documento se destacan las siguientes:

- a) Los edificios de marco de acero deben ser diseñados preferentemente con la configuración de columna fuerte-viga débil. Con ello se busca la formación de un mecanismo de falla de tipo dúctil.
- b) Suministrar arriostramientos laterales a las alas de las columnas. Este requerimiento normalmente es cumplido por la interconexión que proveen las losas de piso.
- c) La zona de panel debe ser dimensionada de tal manera que la fluencia al corte en este punto se inicie al mismo tiempo que la fluencia a flexión de los elementos de la viga, o bien, que toda la fluencia se concentre en la viga, sin participación de la zona de panel. Esto se debe a que excesivas deformaciones de la zona de panel inducen grandes esfuerzos secundarios en la conexión que afectan negativamente el comportamiento de la conexión.
- d) Las vigas y columnas deben cumplir con los requerimientos de secciones compactas según AISC. Con ello se busca evitar la falla frágil por pandeo local de los elementos.
- e) Suministrar arriostramientos laterales en las alas de las vigas, especialmente en las zonas en las cuales se espera que se formen rótulas plásticas.

- f) Disponer placas de continuidad en las alas de las columnas. Las investigaciones realizadas después del terremoto de Northridge indican que la falta de placas de continuidad fue un factor significativo en la falla de algunas conexiones.
- g) No debe disponerse elementos tales como ductos, tuberías, tabiquerías, etc. en la zona de rótulas plásticas en un marco de momento. Las fijaciones de tales elementos (soldaduras, remaches, pernos) pueden ocasionar concentraciones de esfuerzos que pueden crear una zona potencial de falla.
- h) Aplicar un riguroso control de calidad de las conexiones, que considere inspecciones visuales y ensayos no destructivos. El nivel de exigencia dependerá de la severidad de las cargas y de las consecuencias de la falla de la conexión.
- i) Se pueden usar conexiones precalificadas en los marcos de momento, las cuales son conexiones que han demostrado tener buen comportamiento sísmico. También se permite el uso de conexiones no precalificadas, siempre que se demuestre por medio de ensayos experimentales que presentan buen comportamiento sísmico. A través de estos ensayos se debe demostrar que la conexión tiene un comportamiento predecible y es capaz de suministrar adecuada deformación inelástica según sea OMF ó SMF.

2.5.1 PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS DE CALIFICACIÓN Y CRITERIO DE ACEPTACIÓN

El programa de pruebas debe incluir, al menos, 2 especímenes de la conexión viga-columna que se desea calificar. Los resultados de estos ensayos deben ser capaces de predecir el valor medio de la capacidad de deformación angular de entrepiso (Interstory Drift Angle Capacity) para los estados descritos en la *Tabla 2.8*. La deformación angular debe ser definida como se indica en la *Figura 2.25*.

Tabla 2.8: Límites de Deformación Angular de Entrepiso

Nivel de Comportamiento	Símbolo	Definición
Degradación de Resistencia	θ_{SD}	Se toma como el valor de θ , en el cual ocurre la falla de la conexión, o bien, cuando la resistencia de la conexión se degrada a menos que la capacidad nominal plástica, cualquiera sea la menor.
Ultima	θ_U	Se toma como el valor de θ , en el cual el daño en la conexión es tan severo que es incierta la capacidad para permanecer estable bajo cargas de peso propio.

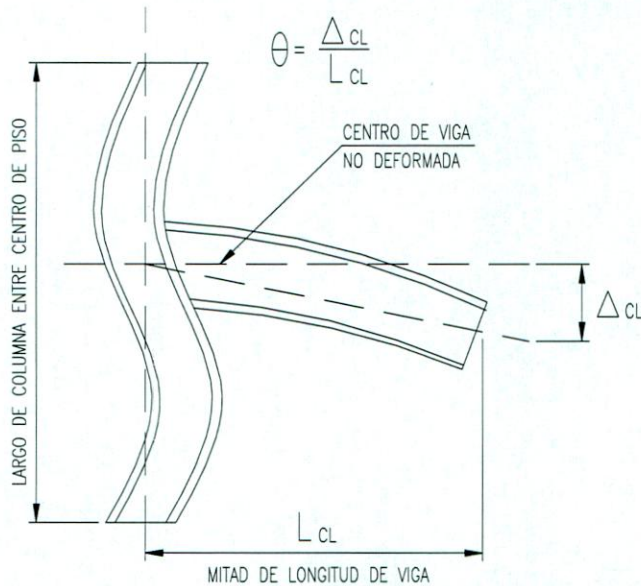


Figura 2.25: Definición de Rotación Angular

El valor medio de la Capacidad de Deformación Angular de Entrepiso para Degradación de Resistencia, θ_{SD} , y en condición Ultima, θ_U , obtenida en los ensayos de calificación de la conexión no debe ser menor al indicado en la *Tabla 2.9*.

Tabla 2.9: Mínima Capacidad de Deformación Angular de Entrepiso, θ_{SD} y θ_U para OMF y SMF.

Sistema Estructural	θ_{SD} (rad)	θ_U (rad)
OMF	0.02	0.03
SMF	0.04	0.06

2.5.2 CONEXIONES DE MOMENTO PRECALIFICADAS

Los siguientes criterios fueron aplicados para definir una conexión precalificada:

- Debe existir información analítica y experimental sobre el comportamiento de la conexión para establecer el probable mecanismo de falla de la conexión.
- Se han desarrollado modelos racionales para predecir la resistencia asociada con cada mecanismo de falla de la conexión.
- Dadas las propiedades del material y la geometría de conexión, se puede establecer cuál modo y mecanismo de falla controla el comportamiento y la capacidad de deformación.

Algunas conexiones pueden ser calificadas para OMF y otras para SMF. En general, cuando una conexión es calificada para ser usada en sistemas SMF, también lo es para sistemas OMF, con algunas restricciones en tamaño, luz y otros parámetros que son

aplicados para los sistemas SMF. A continuación se presentan los tipos de conexiones de momento precalificadas por FEMA 350.

2.5.2.1 Conexión Ala no reforzada – Alma apernada

Este tipo de conexión es recomendada solamente para OMF. Esta conexión está basada en la configuración usualmente aceptada para conexiones de momento previo al terremoto de Northridge. La *Figura 2.26* muestra esta conexión.

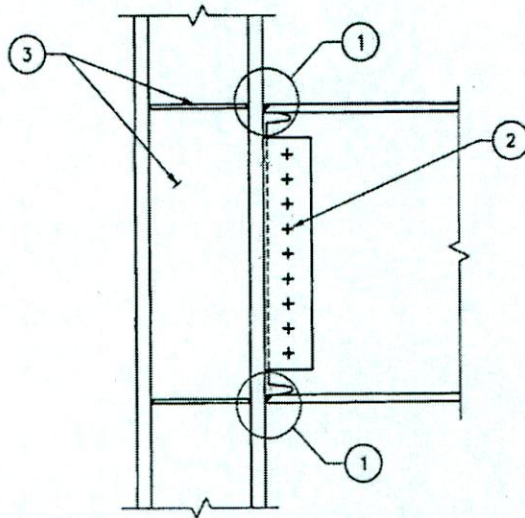
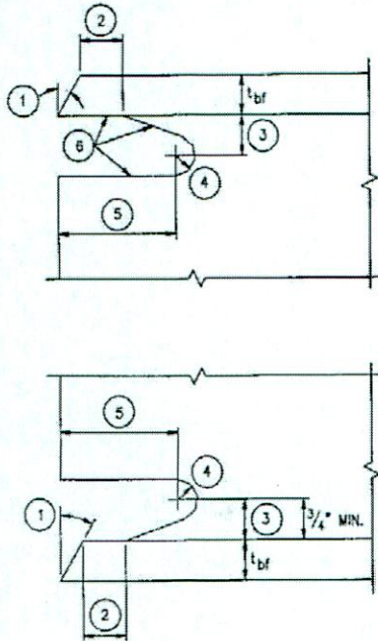


Figura 2.26: Conexión Ala no reforzada – Alma Apernada

Características:

1. Soldadura sin uso de placa de respaldo (backing plate) y detalle de abertura de acceso según indicado en *Figura 2.27*.
2. Alma apernada con pernos A325 ó A490.
3. Uso de placa de continuidad y doble placa en el alma.



Características geométricas:

1. Ala biselada
2. Distancia 2= el mayor entre t_{bf} y $\frac{1}{2}$ "
3. Distancia 3 entre $\frac{3}{4} t_{bf}$ y t_{bf} , pero mayor que $\frac{3}{4}$ "
4. Radio 4 = $\frac{3}{8}$ " radio mínimo
5. Distancia 5= $3t_{bf}$.

Figura 2.27: Detalle de abertura de Acceso

Las mejoras aplicadas a la antigua configuración incluyen lo siguiente:

- Uso de soldadura con apropiada tenacidad.
- Remover la placa de respaldo del ala inferior de la viga que va soldada a la columna y disponer un filete de soldadura en su reemplazo.
- Uso de abertura de acceso mejorada para dar continuidad a soldadura del ala en columna.
- Mejorar el control de calidad de la soldadura.

2.5.2.2 Conexión Ala no reforzada – Alma soldada

Este tipo de conexión es recomendada para OMF y SMF. En general, cuando una conexión es precalificada para SMF también es precalificada para OMF con algunas restricciones en tamaño, longitud y otros parámetros aplicables sólo a SMF. Como se indica en la *Figura 2.28*, el alma de la viga va soldado a la plancha adherida al ala de la columna.

Características:

1. Soldadura de penetración completa en las alas de la viga. Remover placa de respaldo.
2. Detalle de abertura de acceso similar a la conexión anterior
3. Soldadura de penetración completa entre alma y ala de columna.
4. Espesor de plancha de corte igual al alma de la viga.
5. Soldadura a ambos lados de la plancha de corte.
6. Soldadura de filete entre plancha de corte y alma de viga.
7. Pernos de montaje.
8. Placas de continuidad y doble placa en zona de panel.

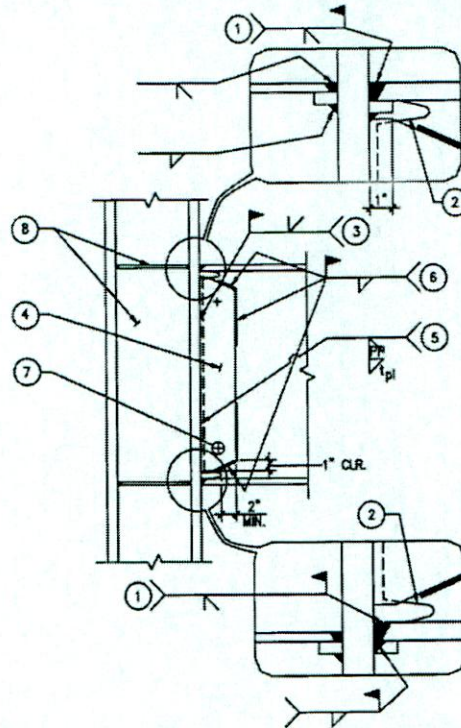


Figura 2.28: Conexión Ala no reforzada – Alma Soldada

2.5.2.3 Conexión de Ala Libre

Este tipo de conexión es recomendada para OMF y SMF. Como se indica en la *Figura 2.29*, el alma de la viga es removida en el área adyacente al ala de la columna y es en su reemplazo se dispone una plancha de corte de forma trapezoidal.

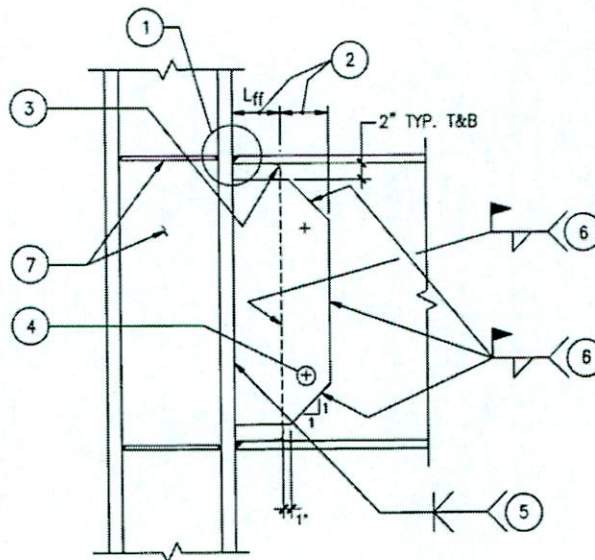


Figura 2.29: Conexión Ala no reforzada – Alma Soldada

Características:

1. Soldadura de penetración completa.
2. Recorte de alma $L_{ff} = 5$ a $6 t_{fb}$.
3. Radio mínimo 1/2".
4. Pernos de montaje.
5. Soldadura de penetración completa de la plancha de corte al ala de columna.
6. Soldadura de filete entre plancha de corte y alma de viga.
7. Placas de continuidad y doble placa en zona de panel.

Esta conexión ha sido ampliamente ensayada en la Universidad de Michigan y Texas en Austin, USA. En los ensayos ha demostrado tener buen comportamiento.

2.5.2.4 Conexión con Plancha sobre Alas

Este tipo de conexión es recomendada para OMF y SMF. Como se indica en la *Figura 2.30*, el ala de la viga superior e inferior se refuerza con una plancha soldada.

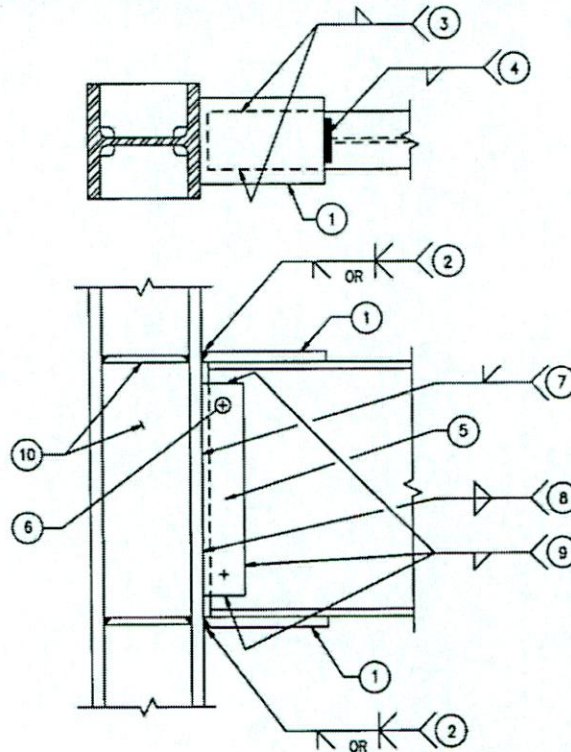


Figura 2.30: Conexión con Plancha sobre Alas

Características:

1. Plancha de refuerzo.
2. Soldadura de penetración completa.
- 3 y 4. Soldadura de filete en todo el contorno de la plancha con el ala de la viga.
5. Plancha de corte
6. Pernos de montaje

- 7, 8 y 9 Soldadura de plancha de corte (detalle similar a conexión anterior)
 10. Placas de continuidad y doble placa en zona de panel.

2.5.2.5 Conexión con Ala reducida

Este tipo de conexión es recomendada para OMF y SMF. La *Figura 2.31* muestra la conexión precalificada por Fema 350. Una variante de esta conexión fue analizada en la serie de ensayos realizados en la Universidad Técnica Federico Santa María, descritos en el párrafo 2.3.2 (b). En esta conexión el alma de la viga va soldada al ala de la columna.

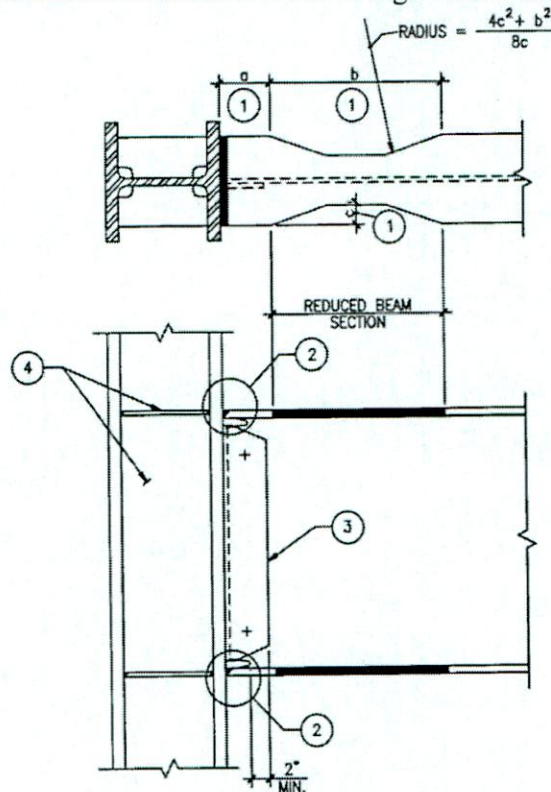


Figura 2.31: *Conexión con Ala reducida*

Características:

1. Zona de reducción: $a = 0,5$ a $0,75 b_f$ ($b_f =$ ancho de ala), $b = 0,65$ a $0,85 b_f$, $c = 0,2 b_f$,
2. Detalle de abertura de acceso y soldadura de penetración completa.
3. Plancha de corte y pernos de montaje. El alma se va soldada al ala de la columna.
4. Placas de continuidad y doble placa en zona de panel.

2.5.2.6 Conexión Apernada con Placa extrema no atiesada y atiesada

Este tipo de conexión es recomendada para OMF y SMF. Las *Figuras 2.32* y *2.33*, muestran el detalle de estas conexiones.

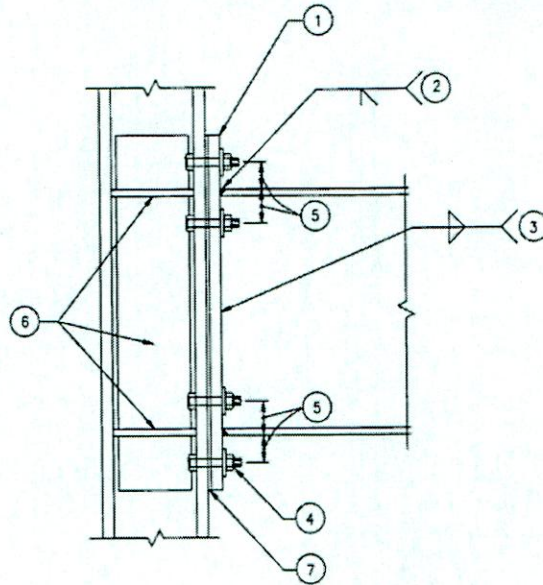


Figura 2.32: *Conexión Apernada con Plancha extrema sin atiesador*

Características:

1. Plancha extrema calidad A36.
2. Soldadura de penetración completa.
3. Alma soldada a plancha extrema
4. Pernos A325 ó A490
5. Ubicación de pernos de acuerdo a diseño de plancha extrema.
6. Placas de continuidad y dobles placas
7. Planchas delgadas (shim) para ajuste de espaciamento.

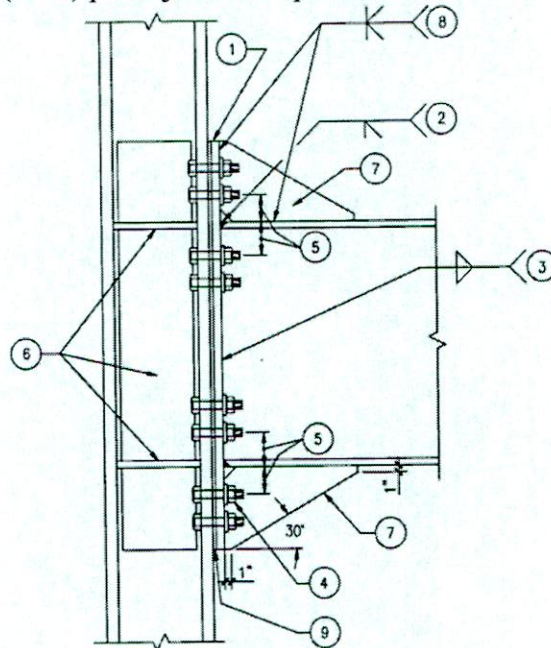


Figura 2.33: *Conexión Apernada con Plancha extrema con atiesador*

Características:

1. a 6. Igual a conexión sin atiesadotes
7. Atiesador de Plancha extrema.

2.5.2.7 Conexión con Ala Apernada – Plancha Soldada

Este tipo de conexión es recomendada para OMF y SMF. La *Figura 2.34*, muestra el detalle de esta conexión.

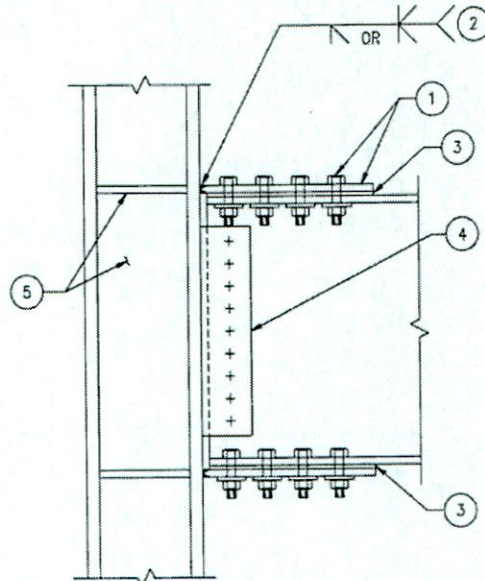


Figura 2.34: Conexión con Ala Apernada – Plancha Soldada

Características:

1. Plancha y pernos de conexión. Pernos A325 ó A490.
2. Soldadura de penetración completa entre plancha y ala de columna.
3. Planchas de ajuste (shims).
4. Plancha de corte y pernos de conexión en el alma.
5. Placas de continuidad y doble placa en el alma de la columna.

2.5.2.8 Conexión con Ala Apernada – Plancha Apernada

Este tipo de conexión es recomendada sólo para OMF. La *Figura 2.35*, muestra el detalle de esta conexión.

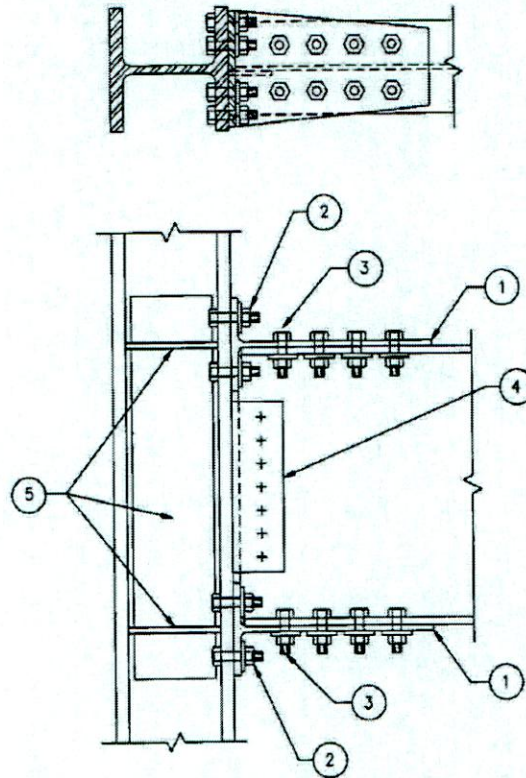


Figura 2.35: *Conexión con Ala Apernada – Plancha Apernada*

Características:

1. Similar a conexión anterior, sólo que en este caso la plancha de conexión de las alas se fija por medio de pernos al ala de la columna por medio de un perfil de sección T.

Capítulo N° 3

Diseño Elástico de Marcos

CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LOS EDIFICIOS

3.1 ANTECEDENTES GENERALES

Se diseñó un conjunto de 5 edificios de marcos de acero resistentes a momento, de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos, por el método de tensiones admisibles con comportamiento lineal elástico del acero, los cuales cumplen con los requerimientos de la NCh433.Of96 [INN, 1996], actual normativa vigente para diseño de edificios de uso habitacional en Chile.

Para el análisis lineal elástico se utilizó el programa Sap90 [Wilson y Habibullah, 1988], en el cual se introdujo el espectro modal espectral de la norma para la aplicación de las cargas sísmicas. La modelación de los edificios se hizo en base a elementos “frame” de este programa, con compatibilidad de deformaciones en cada piso, simulando el efecto de la losa rígida con 3 grados de libertad por piso. En el análisis dinámico se consideró que las masas sísmicas principales de losa, muros y sobrecargas están concentradas a nivel de losa de cada piso, mientras que las masas sísmicas secundarias de vigas y columnas se consideran como peso propio de las barras dentro del mismo análisis. A las cargas sísmicas laterales se agregó el efecto de la torsión accidental dada por la norma chilena, aplicando momentos de torsión estáticos del mismo signo en cada nivel.

Para efectos de diseño se consideró que los edificios están ubicados en la zona de mayor riesgo sísmico del país, definida como zona sísmica 3 de la NCh433.Of96, la cual abarca principalmente toda la zona costera de Chile, y en la que se ubican importantes centros urbanos del país. En todos los edificios analizados se tomó como suelo de fundación el correspondiente al tipo III (grava o arena no saturada) de la misma norma.

Se verificó que las deformaciones estuvieran dentro de los valores admisibles dados por la norma chilena y que los perfiles tuvieran la resistencia requerida por las sollicitaciones del espectro modal de la norma. Los límites de deformaciones admisibles y resistencia de los elementos imponen requerimientos de tamaño y esbeltez de los elementos del marco; sin embargo, la norma chilena no indica nada respecto de detalles especiales en el diseño de las conexiones, como refuerzos en las zonas del alma de las columnas en los puntos de llegada de las vigas (zona de panel).

Para el diseño y verificación de los elementos del marco se utilizó la norma NCh427 “Especificaciones para el Cálculo de Estructuras de Acero para Edificios” [INN, 1976]; sin embargo, esta norma no ha sido oficializada, por lo cual ella se complementó con las recomendaciones del American Institute of Steel Construction (AISC) dadas en el “Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design (ASD)”, edición 1989 [AISC, 1989]. Cabe mencionar que la norma NCh427 cuando fue emitida tuvo como base la norma norteamericana AISC, la cual ha sido actualizada y revisada constantemente por los comités de estudio en USA, mientras que la NCh427 se mantiene en su condición de norma en revisión. De hecho, la norma NCh433.Of96, Anexo B, señala que mientras no se oficialice la norma NCh427, deben usarse las últimas versiones de las Especificaciones de la AISC y de la AISI. Del código norteamericano UBC se tomó específicamente los

requerimientos de las secciones “compactas” los cuales están destinados a asegurar el comportamiento dúctil de las vigas y columnas cuando ellas alcanzan su resistencia máxima. Esta norma especifica requerimientos especiales a la razón ancho/espesor del ala, a la razón altura/espesor del alma de la viga y a la longitud máxima sin apoyo lateral en el ala comprimida de las vigas sujetas a flexión. En la práctica, estos requerimientos son casi los mismos que impone la NCh427 para el diseño de secciones plásticas.

3.2 ESTRUCTURACIÓN DE LOS MODELOS

Los edificios se estructuraron en base a marcos de acero con conexiones de momento en las uniones viga-columna, de tal manera que toda la resistencia lateral del edificio está determinada por la capacidad a flexión de los elementos y uniones del marco. Las columnas y vigas son perfiles de forma “I” tomados del *Manual de Diseño para Estructuras de Acero* [ICHA, 2001], sin embargo, para los edificios de mayor altura se recurrió a perfiles especiales de grandes dimensiones para cumplir con los requerimientos de diseño para deformaciones admisibles. Los 5 edificios tienen una planta en común y lo que varía es el número de pisos. En todos ellos el primer piso tiene 4,5 metros de altura y el resto de los pisos tiene 3 metros de altura de entrepiso. Ello se hizo con el objeto de representar un edificio típico de uso habitacional o de oficinas.

En la *Figura 3.1* se muestra la estructuración en planta de los ejes resistentes cuya filosofía de diseño es concentrar la resistencia lateral en los marcos con conexiones tradicionales viga-columna, cuya resistencia general es la materia de esta investigación. En el sentido X-X la resistencia lateral está concentrada en los ejes extremos A y D del edificio, los cuales presentan las uniones viga-columna de uso más frecuente en un típico marco resistente a flexión, en el cual la viga está llegando por el lado fuerte de la columna de apoyo. Todas las columnas en este eje resistente están empotradas a las fundaciones. En este sentido los ejes centrales B y C fueron diseñados estáticos, haciendo que las vigas tengan conexiones de corte en la unión viga-columna y columnas con apoyo articulado a las fundaciones. Es decir, los marcos B y C sólo descargan las fuerzas de peso propio y sobrecarga de los pisos superiores. El estudio se centrará en la resistencia de los marcos con conexiones de momento tradicionales, como los que se presentan en los ejes resistentes A y D en la dirección X-X.

La *Figura 3.2* muestra en elevación los marcos resistentes de los edificios de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos.

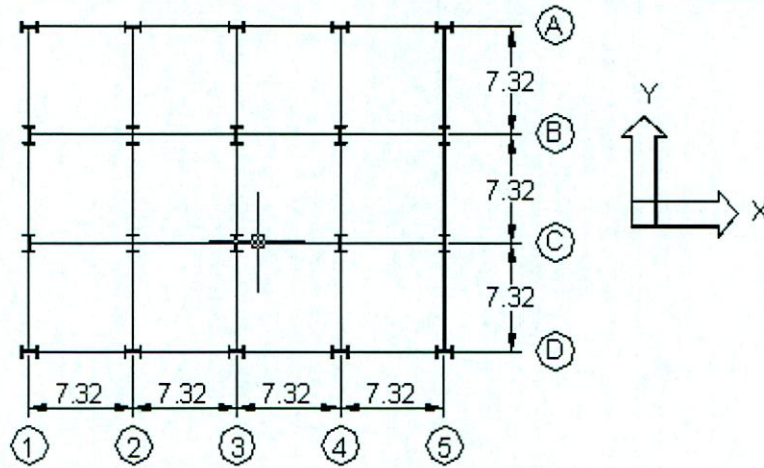


Figura 3.1: Planta típica en edificios.

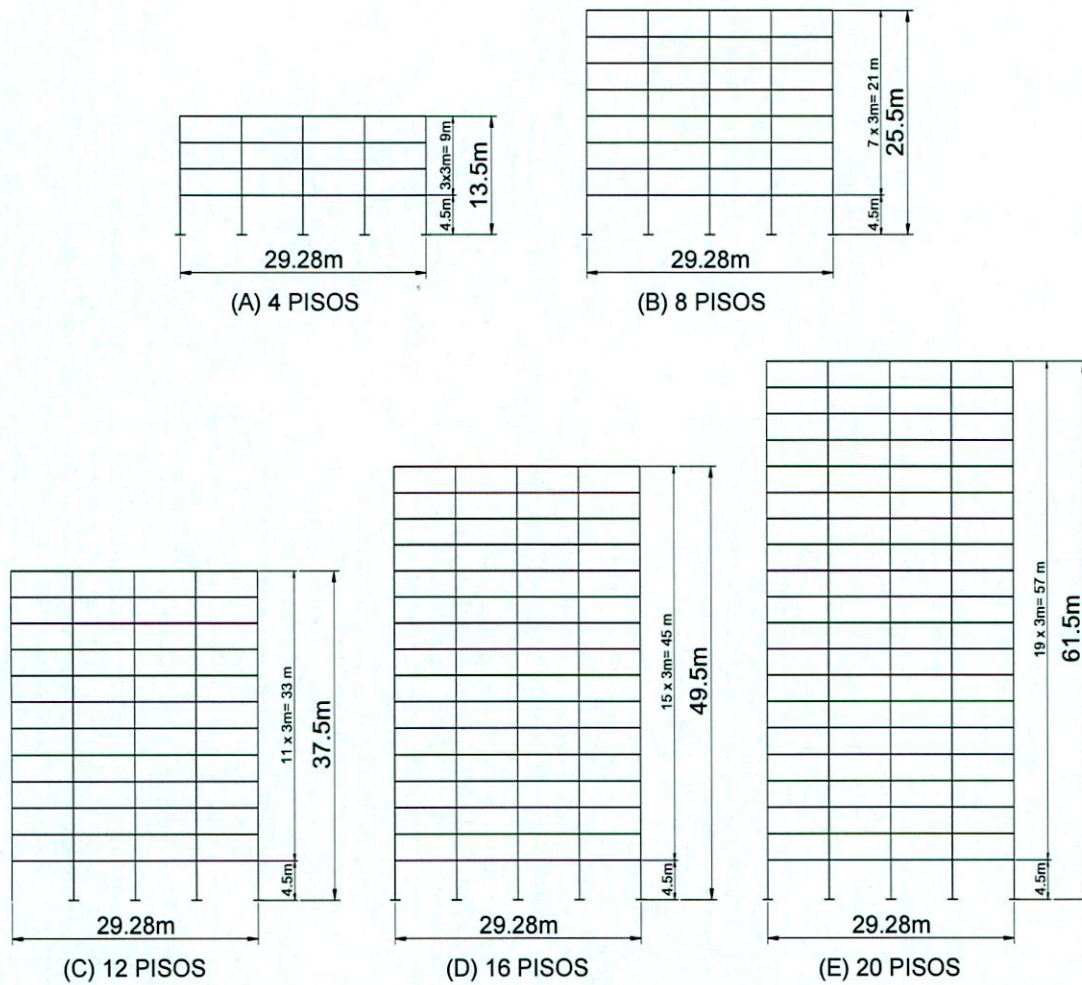


Figura 3.2: Elevación Eje A-D de marco resistente en edificio de a) 4 pisos, b) 8 pisos, c) 12 pisos, d) 16 pisos, e) 20 pisos

3.3 BASES DE DISEÑO

A continuación se indican las hipótesis básicas para el diseño elástico del conjunto de edificios de marco sobre los cuales se efectúan los análisis.

1. **Estructuración** = Estructura de marco rígido con conexiones de momento en los ejes resistentes, diseñado de acuerdo a NCh433.Of96 [INN, 1996] y Manual de Diseño en Acero ASD [AISC, 1989], NCh427 [INN, 1976].
2. **Ubicación** = Zona Sísmica 3, NCh433.Of96
3. **Tipo de Suelo** = Suelo tipo III (Arena o grava no saturada), NCh433.Of96
4. **Materiales** = Acero A37 - 24ES nacional.

Se consideraron las siguientes propiedades para el acero [Timoshenko, 1986]

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero = 2.400 (kg/cm²)

E = Módulo de Elasticidad = 2.100.000 (kg/cm²)

G = Módulo de Corte = 800.000 (kg/cm²)

ν = Módulo de Poisson = 0,31

5. **Normas y Códigos**

Norma NCh433.Of96 “Diseño Sísmico de Edificios”

Norma NCh1537.Of86 “Diseño Estructural de Edificios - Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso” [INN, 1986].

Norma NCh427 “Especificaciones para el Cálculo de Estructuras de Acero” [INN, 1976]

Norma NCh432.Of71 “Cálculo de la Acción del Viento sobre las Construcciones” [INN, 1971].

Manual de Diseño para Estructuras de Acero, ICHA.

Manual de Diseño “Cintac” [Cintac, 2002].

Manual de Diseño en Acero ASD del AISC, Edición 1994.

International Building Code [ICBO, 1997].

6. **Cargas**

- Peso propio : Peso de vigas, columnas, losas, pisos, cielos, etc.

Se considera una carga distribuida por piso de $w = 350$ (kg/m²)

- Sobrecarga : Piso $w = 250$ (kg/m²) de acuerdo a NCh1537.

Techo $w = 100$ (kg/m²)

- Carga sísmica de acuerdo a NCh433.Of96.

- Carga de viento de acuerdo a NCh432.Of71

7. **Combinaciones de Carga**

Se consideran las siguientes combinaciones de carga:

- Peso propio + Sobrecarga (Normal)

- Peso propio + Sobrecarga + Sismo X-X + Torsión accidental (1 eventualidad)

- Peso propio + Sobrecarga + Sismo Y-Y + Torsión accidental (1 eventualidad)

Para el Peso Sísmico se considera el peso propio de la estructura + 25% de sobrecarga.

En condición de sismo las tensiones admisibles se aumentan en 33,3% respecto de los

valores normales de diseño.

8. Deformaciones Admisibles

De acuerdo a la norma sísmica se consideran los siguientes valores admisibles para las deformaciones por sismo:

- a) El desplazamiento relativo máximo dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.
- b) El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

3.4 RESULTADOS DEL DISEÑO

Los marcos de acero fueron diseñados como marcos de momentos con requerimientos especiales en el diseño de conexiones para asegurar un comportamiento dúctil. Las columnas y vigas son perfiles de acero calidad A37-24ES con secciones tipo “I” tomadas de los manuales de diseño Cintac e ICHA. En algunos casos se necesitó de perfiles especiales cuando los perfiles estándar no eran suficiente para resistir las cargas de diseño o cuando por sus dimensiones no cumplían los requisitos de las secciones compactas. En todos los casos se verificó que las secciones fueran compactas de acuerdo a los requerimientos del AISC.

3.4.1 MARCO DE 4 PISOS

a) Geometría

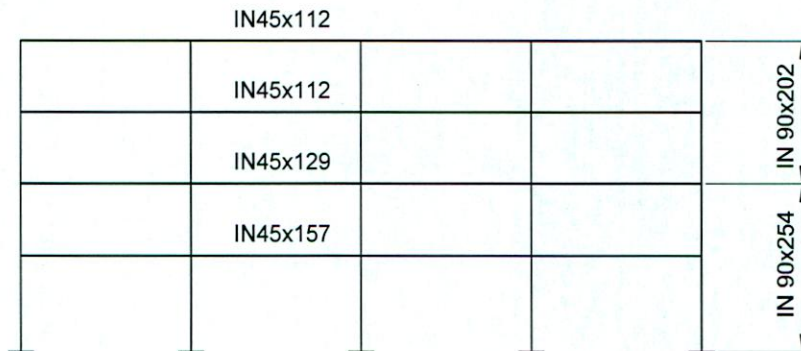


Figura 3.3 : Diseño de eje resistente en edificio de 4 pisos

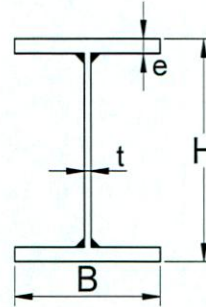
b) **Propiedades de vigas y columnas**

Tabla 3.1: Dimensiones y propiedades de elementos

ELEMENTO	SECCIÓN	H(cm)	B(cm)	e(cm)	t(cm)	b/e	h/t
COL. PISO 1-2	IN90x254	90	35	3,2	1,2	5,5	70
COL. PISO 3-4	IN90x202	90	35	2,2	1,2	8,0	71
VIGA PISO 1-2	IN45x157	45	30	2,8	0,8	5,4	49
VIGA PISO 3-4	IN45x112	45	25	2,2	0,8	5,7	51

donde:

- H = Altura del perfil (cm)
- B = Ancho del ala (cm)
- e = Espesor del ala (cm)
- t = Espesor del alma (cm)
- b = B/2
- h = H - 2e



3.4.2 **MARCO DE 8 PISOS**

a) **Geometría**

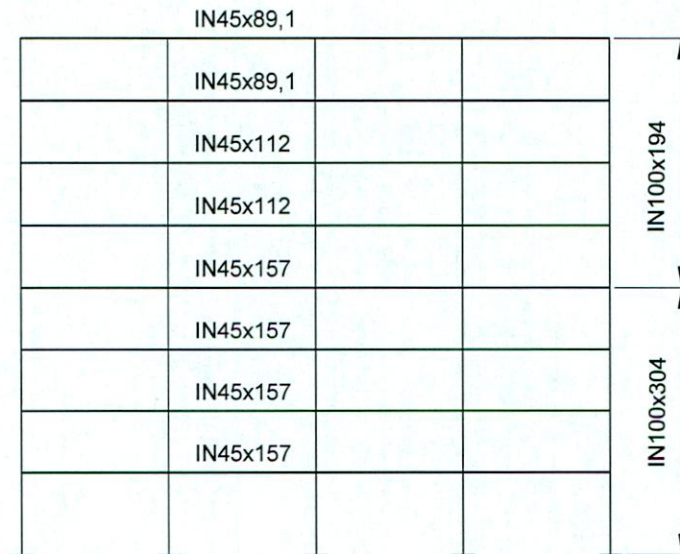


Figura 3.4 : Diseño de eje resistente en edificio de 8 pisos

b) **Propiedades de vigas y columnas**

Tabla 3.2: Dimensiones de elementos

ELEMENTO	SECCIÓN	H(cm)	B(cm)	e(cm)	t(cm)	b/e	h/t
COL. PISO 1-4	IN100x304	100	40	3,2	1,4	6,3	67
COL. PISO 5-8	IN100x194	100	35	2,0	1,4	8,8	69
VIGA PISO 1-4	IN45x157	45	30	2,8	0,8	5,4	49
VIGA PISO 5-6	IN45x112	45	25	2,2	0,8	5,7	51
VIGA PISO 7-8	IN45x89,1	45	25	1,6	0,8	7,8	56

3.4.3 **MARCO DE 12 PISOS**

a) **Geometría**

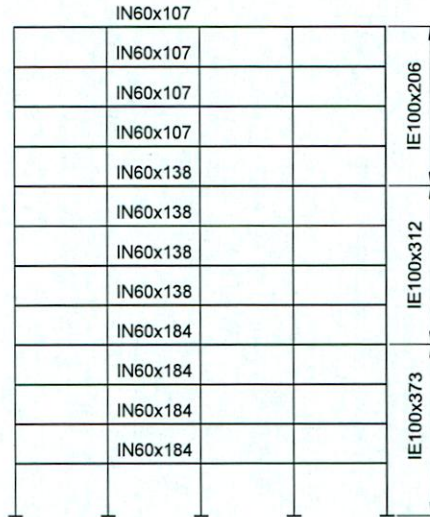


Figura 3.5 : Diseño de eje resistente en edificio de 12 pisos

b) **Propiedades de vigas y columnas**

Tabla 3.3: Dimensiones de elementos

ELEMENTO	SECCIÓN	H(cm)	B(cm)	e(cm)	t(cm)	b/e	h/t
COL. PISO 1-4	IE100x373	100	40	3,0	2,5	6,7	38
COL. PISO 5-8	IE100x312	100	35	3,0	2,0	5,8	47
COL. PISO 9-12	IE100x206	100	30	1,8	1,8	8,3	54
VIGA PISO 1-4	IN60x184	60	30	3,0	1,0	5,0	54
VIGA PISO 5-8	IN60x138	60	30	2,0	1,0	7,5	56
VIGA PISO 9-12	IN60x107	60	25	1,6	1,0	7,8	57

3.4.4 **MARCO DE 16 PISOS**

a) **Geometría**

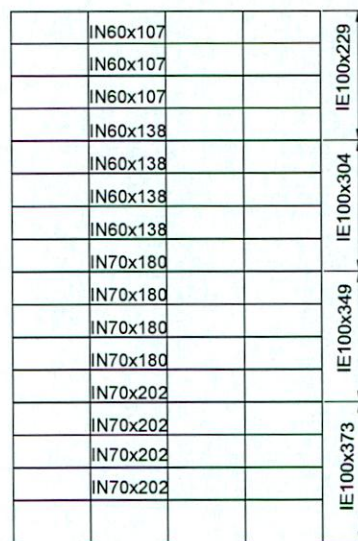


Figura 3.6 : Diseño de eje resistente en edificio de 16 pisos

b) **Propiedades de vigas y columnas**

Tabla 3.4: Dimensiones de elementos

ELEMENTO	SECCIÓN	H(cm)	B(cm)	e(cm)	t(cm)	b/e	h/t
COL. PISO 1-4	IE100x373	100	40	3,0	2,5	6,7	38
COL. PISO 5-8	IE100x349	100	35	3,0	2,5	5,8	38
COL. PISO 9-12	IE100x304	100	30	2,5	2,5	6,0	38
COL. PISO 13-16	IE100x229	100	25	2,0	2,0	6,3	48
VIGA PISO 1-4	IN70x202	70	30	3,0	1,2	5,0	53
VIGA PISO 5-8	IN70x180	70	30	2,5	1,2	6,0	54
VIGA PISO 9-12	IN60x138	60	30	2,0	1,0	7,5	56
VIGA PISO 13-16	IN60x107	60	25	1,6	1,0	7,8	57

3.4.5 **MARCO DE 20 PISOS**

a) **Geometría**

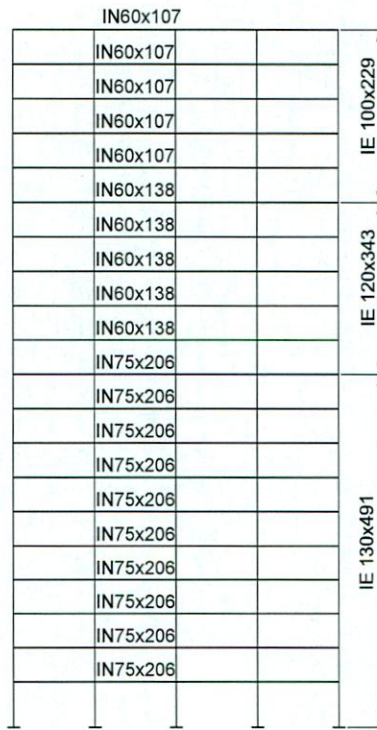


Figura 3.7: Diseño de eje resistente en edificio de 20 pisos

b) **Propiedades de vigas y columnas**

Tabla 3.5: Dimensiones de elementos

ELEMENTO	SECCIÓN	H(cm)	B(cm)	e(cm)	t(cm)	b/e	h/t
COL. PISO 1-10	IE130x491	130	40	4,0	2,5	5,0	49
COL. PISO 11-15	IE120x343	120	30	2,5	2,5	6,0	46
COL. PISO 16-20	IE100x229	100	25	2,0	2,0	6,3	48
VIGA PISO 1-10	IE75x206	75	30	3,0	1,2	5,0	58
VIGA PISO 11-15	IN60x138	60	30	2,0	1,0	7,5	56
VIGA PISO 16-20	IN60x107	60	25	1,6	1,0	7,8	57

3.5 RESUMEN DE DISEÑO DE LOS EDIFICIOS

La *Tabla 3.6* resume los parámetros de diseño obtenidos al aplicar la norma NCh433 para el dimensionamiento de los marcos. En la tabla se indica el Corte Mínimo y Máximo de diseño según la norma NCh433. El Corte Modal corresponde al obtenido directamente del análisis sísmico con el espectro de la norma, el cual se muestra en toneladas y como función del peso sísmico total del edificio. Se incluye el factor de corrección de corte, el cual corresponde al valor por el cual debe multiplicarse las fuerzas resultantes del análisis dinámico para ajustarla a los valores de corte mínimo y máximo de la norma. Finalmente, el cuadro muestra el corte de diseño adoptado y el porcentaje que representa respecto del peso sísmico de edificio.

Tabla 3.6 : Resumen de corte de Diseño

No. PISOS	PERÍODO T (seg)	PESO EDIFICIO (ton)	CORTE MÍNIMO (ton)	CORTE MÁXIMO (ton)	CORTE MODAL (ton)	COEF. SÍSMICO MODAL	FACTOR CORREC. CORTE	CORTE DISEÑO (ton)	COEF. SÍSMICO DISEÑO
4	0,61	1175	78	197	212	18%	0,93	197	16,8%
8	1,20	2422	161	407	186	7,7%	1,00	186	7,7%
12	1,48	3696	246	621	172	4,7%	1,43	246	6,6%
16	1,79	4988	332	838	216	4,3%	1,54	332	6,6%
20	2,00	6300	420	1058	168	2,7%	2,50	420	6,6%

Como era lógico de esperar en una estructura de marco, a medida que el edificio crece en altura, se hace más flexible y disminuye la fuerza sísmica lateral que recibe la estructura en términos de porcentaje respecto de su peso sísmico. El marco de 8 pisos no requiere corrección al corte obtenido por el análisis dinámico con el espectro de la norma. Para los edificios de mayor altura estudiados, el corte resultante del análisis dinámico resulta menor al corte mínimo de diseño determinado por la norma NCh433, por lo cual debe aplicarse un factor de mayoración de las cargas sísmicas para diseñar con este corte mínimo.

La *Tabla 3.7* muestra el factor de reducción R^* definido en el espectro de diseño para cada marco y se define un factor de reducción corregido R_{co}^* que representa el factor de corrección real que finalmente se aplicó al espectro para satisfacer el corte mínimo de diseño establecido por la norma. Este factor de reducción corregido R_{co}^* está representado por:

$$R_{co}^* = R^* / \text{Factor de Corrección Corte} \quad (3-1)$$

Tabla 3.7 : Factor de Reducción R^* y R_{co}^*

No. PISOS	PERÍODO T (seg)	R^*	R_{co}^*
4	0,61	5,68	6,11
8	1,20	7,52	7,52
12	1,48	8,06	5,64
16	1,79	8,53	5,54
20	2,00	8,79	3,52

La *Figura 3.8* muestra en forma gráfica la relación entre R^* y R_{co}^* . En general, para períodos menores a 1,2 seg los valores de R^* y R_{co}^* son iguales ya que no se debe

hacer ninguna corrección al corte modal obtenido por el análisis espectral de la norma. En esta primera etapa R^* y R_{co}^* aumentan con el período. Para período T mayores a 1,2 seg el factor R_{co}^* disminuye, mientras que R^* continua aumentando asintóticamente a $R^*=12$.

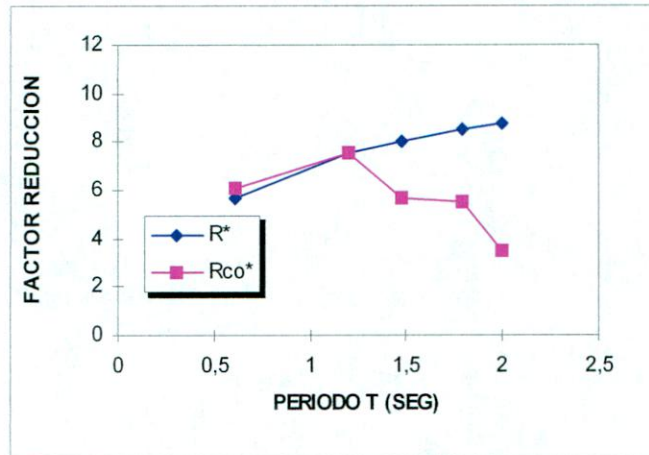


Figura 3.8: Relación entre R^* y R_{co}^*

De acuerdo al gráfico, el factor R_{co}^* tiende a disminuir a medida que aumenta el período de la estructura. Esto se debe a que el Factor de Corrección de Corte que actúa sobre R_{co}^* es mayor en períodos altos. El factor R^* de la norma, tiende a un valor igual a R_0+1 a medida que aumenta el período. Para períodos cortos, del orden de 0,6 seg y menores, puede ocurrir que el corte modal sea mayor que el corte máximo de la norma, por lo cual la normativa permite reducir el corte basal aplicando un factor de corrección menor a 1 para ajustar el corte modal al corte máximo establecido por norma. En este caso, el valor resultante de R_{co}^* será mayor que R^* , es decir, el espectro dinámico debe minorarse para esta condición. El valor de R_{co}^* refleja de manera más directa el factor de reducción que se aplica al espectro elástico de diseño para las estructuras de marco.

Como se puede apreciar de la *Tabla 3.6*, el peso propio por piso de los elementos resistentes (vigas y columnas) va aumentando a medida que crece el edificio, lo cual es un factor que debe ser considerado al momento de elegir este tipo de estructuración en un edificio.

Se observa un incremento significativo en el peso y tamaño de los elementos resistentes del marco a medida que crece la altura del edificio, especialmente en los marcos de 16 y 20 pisos, lo que seguramente, en la práctica, obligaría al uso de métodos especiales de transporte y construcción que no son de uso frecuente en la práctica nacional. Delgadillo [2002] y Cornejo [2003] muestran los pesos de un conjunto de estructuras de marco de momento, arriostrado de forma concéntrica y excéntrica, los cuales fueron diseñados en forma paralela a esta investigación.

3.6 RELACIÓN ENTRE NÚMERO DE PISOS, ALTURA Y PERÍODO

Basado en los resultados de diseño de los marcos de acero de esta investigación, la

Figura 3.9 muestra gráficamente la relación entre dos parámetros que caracterizan a los edificios de marco, como es la altura (expresada en metros y como número de pisos) y el período de vibración.

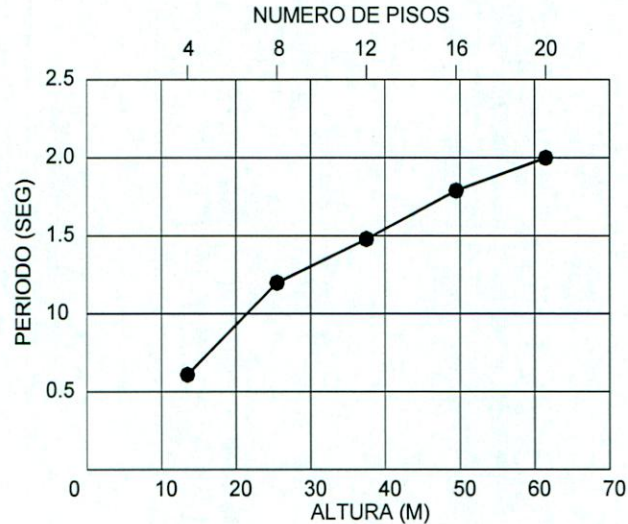


Figura 3.9: Relación entre el Período y Número de pisos del edificio y su altura

Es interesante notar que existe una relación casi lineal entre el período y la altura o entre el período y el número de pisos, de acuerdo a los valores encontrados para los edificios diseñados según la NCh433.

Ajustando una curva con los valores determinados para los marcos en estudio, se encuentra que el período del edificio puede ser aproximado por la siguiente Ecuación (3-2):

$$T = 0,17 h^{0.6} \quad (\text{seg}) \quad (3-2)$$

donde

T = Período fundamental del marco (seg)

h = Altura del marco (m)

Esta ecuación se puede comparar con el criterio adoptado por la norma UBC para estimar el período de los marcos de momento en USA, el cual está dado por la Ecuación (1-8) del Capítulo 1. El UBC estima el período como del marco como:

$$T = 0,0853 h^{3/4} \quad (3-3)$$

La Figura 3.10 grafica las Ecuaciones (3-2) y (3-3) para estimar el período en marcos diseñados con la NCh433 y los diseñados usando la norma UBC norteamericana. A diferencia de la Figura 3.9, la Figura 3.10 compara la ecuación propuesta para estimar el período de los marcos nacionales con la utilizada por el UBC para los marcos de USA.

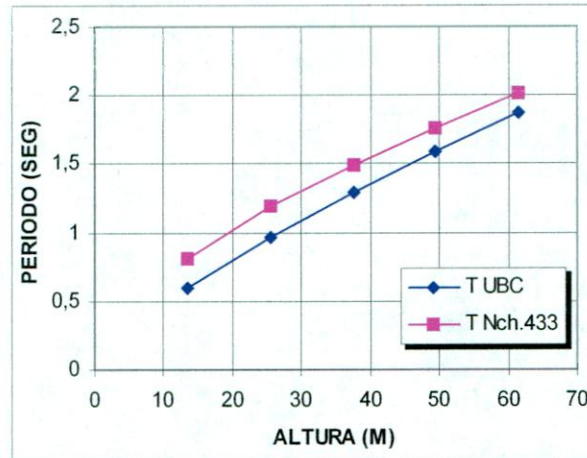


Figura 3.10: Comparación de períodos de Marcos diseñados con la NCh433 v/s Marcos diseñados por la norma UBC

La figura muestra que el período de los marcos diseñados por la norma NCh433 es mayor que en los marcos diseñados por el UBC. Para una altura determinada, el período según NCh433 es mayor que el período estimado por UBC. Esto indicaría que los marcos diseñados por la NCh433 resultan ser aparentemente más flexibles que los diseñados por la norma UBC. Esto parece contradictorio, ya que según lo presentado en el Capítulo 1, los requerimientos de deformaciones y corte de la NCh433 son más exigentes que los indicados por la norma UBC. La explicación puede estar en que la *Ecuación (3-3)* del UBC podría tratarse de una estimación conservadora del período de la estructura para efectos de estimar la fuerza de corte sísmica que debe usarse en el diseño.

3.7 DESPLAZAMIENTOS DE PISO

Los desplazamientos de diseño para un mismo piso de cada marco del presente estudio, son del mismo orden de magnitud, y las diferencias obedecen a la distribución de la rigidez propia de cada marco. En general, el cociente entre el desplazamiento de techo y la altura del edificio resulta levemente menor a 2 por mil, similar a la condición de diseño para las deformaciones de entrepiso exigida por la norma NCh433.

La *Tabla 3.8* muestra los desplazamientos del centroide de cada piso obtenidos aplicando las cargas de diseño sísmicas según la NCh433.

Tabla 3.8 : Desplazamientos de diseño por piso

No. PISO	4 PISOS	8 PISOS	12 PISOS	16 PISOS	20 PISOS
1	0,6	0,5	0,5	0,6	0,5
2	1,3	1,1	1,0	1,1	1,0
3	1,9	1,7	1,5	1,7	1,6
4	2,4	2,4	2,1	2,3	2,2
5		3,0	2,6	2,9	2,8
6		3,6	3,2	3,5	3,4
7		4,1	3,7	4,1	3,9
8		4,5	4,2	4,6	4,4
9			4,6	5,2	4,9
10			5,0	5,8	5,3
11			5,4	6,4	5,8
12			5,6	6,9	6,4
13				7,4	7,0
14				7,9	7,6
15				8,3	8,2
16				8,5	8,8
17					9,4
18					10
19					10,4
20					10,7

La Figura 3.11 muestra los desplazamientos máximos por piso alcanzados en cada marco y permite comparar con el desplazamiento máximo admisible según la norma NCh433 y UBC, para OMF y SMF (según Tabla 1.6, Capítulo 1).

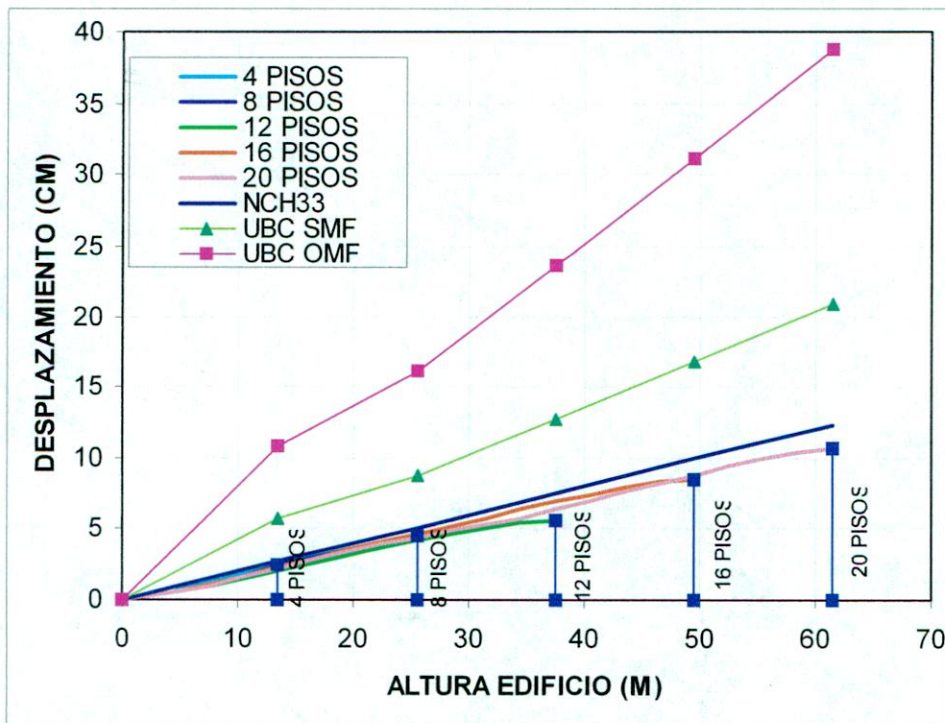


Figura 3.11: Desplazamientos de piso en condición de diseño para Marcos de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos.

El diseño de todos los marcos está gobernado por la condición de desplazamientos máximos de entrepiso de la NCh433, en lugar de la resistencia de cada elemento. Tanto las vigas como las columnas aportan la rigidez del marco, sin embargo, el impacto de la rigidez de las columnas es mayor que el de las vigas, por lo cual el diseño de estos elementos es fundamental en el control de las deformaciones en la etapa de diseño.

Cabe recordar que en este modelo simplificado no se ha considerado la rigidez que aporta la losa cuando actúa en colaboración con la viga metálica, por lo cual las deformaciones podrían haber sido menores durante esta etapa de diseño.

Capítulo N° 4

Determinación de la Capacidad

CAPÍTULO 4: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD

4.1 INTRODUCCIÓN

La norma NCh433.Of96 permite el diseño de los edificios de acero de acuerdo al método de tensiones admisibles utilizando un espectro de diseño elástico reducido según el comportamiento de la tipología estructural y limitando los desplazamientos laterales, con lo cual el edificio queda diseñado con una resistencia a carga lateral determinada. En la práctica, las fuerzas laterales que impone un sismo severo son mucho mayores que las aplicadas en el diseño elástico, y los elementos del edificio son sometidos a esfuerzos que van más allá del rango elástico. Los elementos componentes de la estructura deben tener la capacidad para deformarse de manera dúctil y permitir la formación de rótulas plásticas en los lugares de mayor sollicitación, sin que se produzca una falla frágil en esos puntos. Lo que se persigue con este criterio es diseñar estructuras económicas que tengan la resistencia necesaria para soportar un sismo de gran intensidad con niveles de daño menores en el caso de un sismo mediano, y evitar el colapso en el caso de sismos severos.

Esta filosofía de diseño está implícita en el espectro de la norma chilena, sin embargo, no está claro si los edificios de marco de acero diseñados con los actuales requerimientos de la norma son adecuados para proveer a la estructura de la suficiente capacidad para resistir sin colapso un sismo severo como el que afectó a la zona central de Chile en 1985, u otros de mayor intensidad que podrían ocurrir en el país. Es más, en vista del grave problema de falla frágil detectado en las conexiones tradicionales de acero es importante conocer cuál es la demanda de rotación plástica de un sismo real en edificios diseñados usando la normativa chilena, con sus requerimientos de deformación y corte, y determinar si esta demanda inelástica es adecuada a la capacidad de las conexiones tradicionales.

En la actualidad la norma NCh433.Of96 no asegura que el diseño resultante tenga los niveles adecuados de ductilidad en estructuras en las cuales se esperan fuertes demandas inelásticas en los elementos componentes. La norma chilena para edificios recomienda que las estructuras de acero deben ser diseñadas de acuerdo a la norma norteamericana AISC [AISC, 1989] mientras no se oficialicen las normas específicas para diseño en acero en Chile. En la norma AISC el diseño está controlado por el tipo de marco que se va a diseñar, ya sea marco ordinario, marco intermedio o marco especial, y cada uno de ellos tiene asociados distintos requerimientos de diseño. Entre ellos está la capacidad de rotación plástica que debe tener el marco para satisfacer la demanda de desplazamientos a que serán sometidos, la cual es distinta para cada tipo de marco, y asociada a ella un Factor de Reducción de la Respuesta distinto.

Las disposiciones de diseño del AISC contenidas en las *Seismic Provisions for Structural Steel Building* [AISC, 2002] recogen la experiencia de los estudios que se efectuaron con posterioridad al terremoto de Northridge, y a través de ellas se pretende evitar que se vuelvan a repetir las fallas detectadas en las conexiones de momento. Sin

embargo, cabe preguntarse ¿cómo se comportaría un edificio de marco de acero diseñado por la actual norma chilena ante un sismo severo?

La demanda de rotación plástica en los edificios de marco diseñados de acuerdo a la normativa chilena no tiene por qué ser la misma observada en los edificios de USA. Esto se debe, en primer lugar, a que los sismos son distintos en su origen, lo cual hace que tengan distintas características, como duración, intensidad y contenido de frecuencias. En segundo lugar, la demanda de rotación plástica está relacionada con la capacidad de Corte suministrada por el diseño hecho en Chile con la NCh433, la cual utiliza un espectro de diseño distinto al utilizado en los marcos diseñados con la normativa norteamericana. Seguramente el comportamiento sísmico de los marcos diseñados de acuerdo a la NCh433 será distinto, sin embargo, no se sabe exactamente cuánto resisten efectivamente los edificios de marco chilenos, ni cuál es la demanda inelástica medida en términos de rotaciones plásticas en las conexiones.

4.2 MÉTODO DE ANÁLISIS

En este Capítulo 4 se estudia la capacidad de corte y deformación de los marcos de acero diseñados en el Capítulo 3 en base a análisis de carga incremental rectangular y triangular invertida. Además, se estudia la capacidad de los marcos en base a análisis dinámicos con escalamiento de registros de terremotos reales, de manera de incorporar las características dinámicas de la sollicitación en la determinación de la capacidad de las estructuras.

Para cada uno de los edificios diseñados en el Capítulo 3, se analiza uno de los 2 marcos resistentes en la dirección X-X de la planta típica mostrada en la *Figura 4.1*. La capacidad de la estructura se estudia por medio de un análisis no lineal de carga lateral incremental (de forma rectangular y triangular invertida) y, posteriormente, se realizan análisis dinámicos con escalamiento de registros de los terremotos de Northridge en USA (registro Sylmar-County Hosp. Parking Lot), terremoto de Kobe en Japón, terremoto de México (registro SCT N90E) y terremoto de Chile de Marzo de 1985 (registros Llolleo N10E y Viña S20W). En ambos casos la capacidad de la estructura se evalúa por dos criterios, ya sea hasta alcanzar la falla por la formación de un mecanismo incipiente de colapso o por alcanzar una capacidad máxima teórica de rotación plástica en las uniones viga-columna de acuerdo al modo de falla más frecuentemente observado en las conexiones tradicionales, como se presentó en el capítulo anterior. En el primer caso, se considera que la estructura mantiene su resistencia sin estar limitada la capacidad de rotación plástica de las conexiones, como si fueran conexiones modificadas con una alta capacidad de deformación. En el segundo caso, se considera que las conexiones tienen una capacidad limitada de deformación igual a 0,010 rad, como si fueran conexiones convencionales. En ambos casos, se evalúa la capacidad a corte y desplazamiento cuando se alcanzan estos estados tensionales.

Se eligieron estos sismos debido a la importancia de la zona afectada en cuanto a población y cantidad de edificios, la magnitud de sismo y al potencial daño que puede

causar a las estructuras de marco de acero. Además, estos terremotos tienen distintas características en cuanto a la forma del registro, intensidad, duración y origen del movimiento sísmico, por lo cual entregan una amplia variedad de terremotos reales que pueden afectar a la estructura, aún cuando no todas ellas se puedan dar en los sismos chilenos debido a distintos tipos de suelo y mecanismos de generación de los terremotos.

El análisis no lineal se hizo con el programa Drain 2DX, Versión 1.10 [Prakash, Powel y Campbell, 1993]. El marco resistente de cada edificio fue modelado con barras unidas por nudos utilizando el elemento tipo 2 del programa, el cual es un elemento que permite modelar el comportamiento inelástico de vigas y vigas-columnas de acero. Este programa ha sido utilizado en distintos estudios teóricos de comportamiento sísmico de marcos de acero en USA y ha sido ampliamente usado en investigaciones en la Universidad Técnica Federico Santa María.

4.3 CRITERIO DE FALLA POR CAPACIDAD DE ROTACIÓN PLÁSTICA

En el Capítulo 2 se vio que la capacidad de teórica de rotación plástica de las conexiones soldadas viga-columna varía en un amplio rango entre 0,005 rad a 0,030 rad en las conexiones tradicionales, sobre 0,015 rad en conexiones modificadas y 0,025 rad o más en conexiones modificadas. Sin embargo, estos valores son experimentales pues han sido obtenidos en laboratorio en condiciones ideales y en la mayoría de los casos con carga cíclica incremental, lo cual en ningún caso representa las condiciones reales durante un sismo, ya que no considera la influencia del movimiento variable en el tiempo del terremoto, la forma del movimiento (amplitud y frecuencia), ni tampoco refleja las condiciones reales de construcción en terreno de las conexiones, especialmente cuando ellas son soldadas en terreno.

La experiencia sísmica recogida después del terremoto de Northridge indica que las conexiones soldadas convencionales fallan a rotaciones plásticas menores que las obtenidas en ensayos de laboratorio. Los resultados de ensayos experimentales realizados en USA en conexiones tradicionales, presentados en el Capítulo 2, indican que un significativo número de probetas ensayadas tuvieron una limitada capacidad de rotación plástica.

Basándonos en lo anterior, el análisis del conjunto de edificios en estudio se realizó considerando 2 condiciones:

- a) Marcos con limitada capacidad de rotación plástica en sus conexiones, para los cuales se adopta conservadoramente un valor nominal de la capacidad de rotación plástica de 0,010 [rad].
- b) Marcos con alta capacidad de rotación plástica en sus conexiones, como si fueran marcos dúctiles con conexiones modificadas.

El criterio de falla adoptado para los marcos con limitada capacidad de rotación de sus conexiones se introduce en el análisis de tal manera que cuando se alcanza el nivel de rotación límite adoptado de 0,010 [rad], se considera que la estructura presenta deformaciones inelásticas que probablemente las conexiones tradicionales no serán capaces

de suministrar adecuadamente con la suficiente seguridad. Cuando ocurre lo anterior, en ese instante se evalúa la capacidad máxima a corte de la estructura.

La adopción como criterio de falla de esta capacidad teórica de rotación plástica de la conexión obedece al hecho de que cuando la conexión falla por alguna de las causas indicadas en el Capítulo 2, ella queda seriamente dañada y pierde gran parte de la resistencia a flexión y corte en forma muy significativa y permanente. Si bien es cierto, esta falla no provoca por sí sola el colapso de la estructura cuando ella se produce en unos pocos elementos del marco; sin embargo, si la falla se generaliza en la estructura se produce una pérdida importante de la capacidad del marco que finalmente puede causar el colapso prematuro de la estructura o dejarla seriamente dañada para futuros sismos.

Generalmente, la demanda de rotación plástica de las vigas es casi la misma para las vigas de un mismo nivel, por lo cual, cuando se alcanza la capacidad teórica de rotación plástica de la conexión en un extremo, ella no sólo se produce en un punto, sino que afecta a varias vigas simultáneamente. Posteriormente, si la sollicitación sísmica continúa en aumento las conexiones dañadas por la pérdida de la capacidad a flexión tienden a redistribuir los esfuerzos provocando que se sobrecargen las conexiones de los pisos superiores y aumente la demanda de rotación plástica sobre ellas. La falla en las conexiones puede generalizarse si no se producen fuerzas sísmicas que reviertan el movimiento, y aún cuando ello ocurra las conexiones ya habrán quedado seriamente dañadas de forma permanente. El impacto sobre la resistencia general de la estructura una vez que se ha producido la rotura en algunas conexiones es difícil de cuantificar por cuanto en la mayoría de los casos esta falla es difícil de detectar debido a que normalmente las vigas están recubiertas por terminaciones de arquitectura o protectores contra fuego.

4.4 ANÁLISIS PLANO

Para el análisis de cada edificio se modeló uno de los 2 marcos resistentes (ejes A y B) en la dirección X-X, los cuales concentran la resistencia lateral del edificio. Los marcos centrales (ejes B y C) del edificio general no tienen resistencia lateral y sólo toman cargas gravitacionales. La *Figura 4.1* muestra la planta típica de los edificios de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos, y el eje resistente para análisis en la dirección X-X.

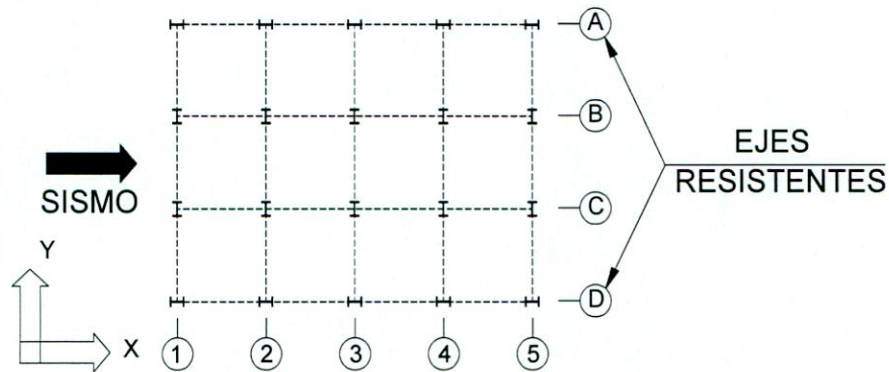


Figura 4.1: Planta típica

La estructura es modelada como un marco en 2 dimensiones con elementos no lineales definidos como tipo 2 según el programa Drain 2DX, el cual es un elemento barra que tiene la posibilidad de formar rótulas plásticas en los extremos. La masa sísmica de cada piso se modela como una carga concentrada en los nodos a nivel de losa. El programa permite hacer análisis con carga gravitacional, análisis estáticos con carga incremental y análisis dinámicos, cambiando las propiedades de los materiales cuando se sobrepasan los límites elásticos. El análisis incremental permite visualizar el mecanismo de falla de la estructura y los puntos donde se concentra la demanda inelástica. Asimismo, permite obtener una estimación de los desplazamientos al momento en que se alcanza el mecanismo de colapso. Los análisis con registros dinámicos reales permiten visualizar el comportamiento general de la estructura ante cargas sísmicas. Los análisis con registros dinámicos escalados permiten hacer una estimación de la capacidad de la estructura desde otra perspectiva y sus resultados deben ser comparados con la capacidad determinada por los análisis de carga incremental normalmente usados para estos fines. En todos los análisis, tanto de carga incremental y dinámica real o escalada, se superpuso el estado de carga inicial de peso propio más sobrecarga, el cual simula la condición inicial de esfuerzos previo al sismo.

Para efectos de análisis se considera que la curva Esfuerzo v/s Deformación del acero es bilineal, es decir, inicialmente el acero se comporta elásticamente para esfuerzos internos menores al esfuerzo de fluencia $F_y = 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$, y cuando se excede la deformación de fluencia ϵ_y el acero se deforma sin un aumento en el esfuerzo de compresión o tensión [Gaylord E. Jr., Gaylord Ch. y Stallmayer, 1992; Salmon y Johnson, 1990]. La *Figura 4.2* ilustra la idealización de la curva esfuerzo v/s deformación para el acero.

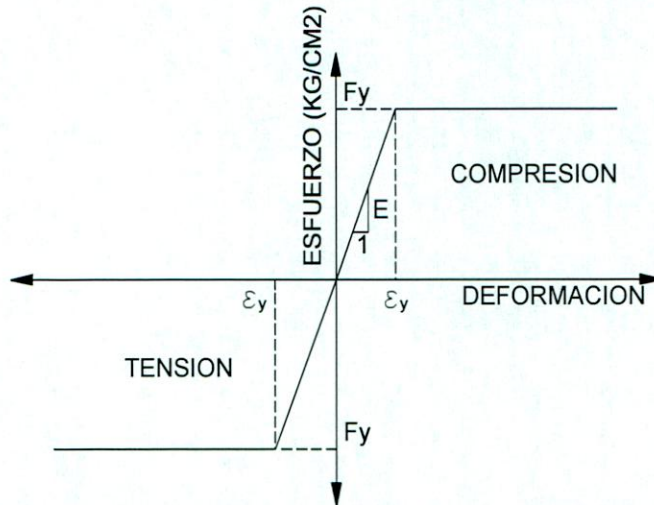


Figura 4.2 : Curva Esfuerzo v/s Deformación del acero (idealizada).

El comportamiento de las vigas se modela por medio de la curva Momento v/s curvatura de forma bilineal. El primer tramo de la curva representa el estado elástico de la sección de viga, con esfuerzos menores al esfuerzo de fluencia F_y . El momento de fluencia M_y se produce cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia F_y en la fibra más solicitada de la sección. El momento plástico M_p se alcanza cuando en toda la sección se presenta el esfuerzo de fluencia. Para altas deformaciones se produce una zona de endurecimiento del acero, por lo cual la curva real de Momento v/s Curvatura presenta un aumento en la resistencia a flexión de la sección. La *Figura 4.3* muestra una idealización de la curva Momento v/s Curvatura utilizada para el modelo de vigas [Chen y Astuta, 1976; Timoshenko y Gere, 1986], en la cual no se muestra la zona de endurecimiento del acero.

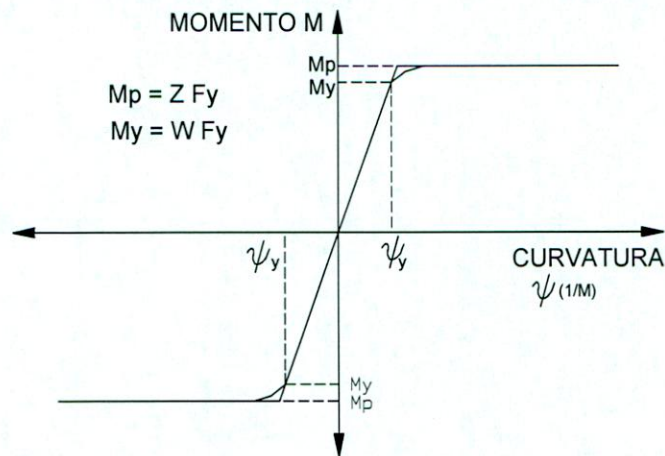


Figura 4.3: Curva Momento v/s Curvatura para vigas (idealizada)

Para determinar el comportamiento de columnas, el programa Drain-2DX incorpora una curva predeterminada para la interacción Carga axial v/s Momento, la cual establece una superficie de falla para los esfuerzos combinados de flexión-compresión y flexión-

tracción. Los valores límites de la resistencia de las columnas fueron tomados de acuerdo a AISC [Ref. 2], donde se establece que los elementos sujetos a carga axial y momento flexionante deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$a) \quad \frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - P/P_e) M_m} \leq 1 \quad (4-1)$$

$$b) \quad \frac{P}{P_y} + \frac{M}{1,18 M_p} \leq 1 \quad (4-2)$$

donde:

P = Carga axial última (ton)

M = Momento flexionante en el eje fuerte de la columna (ton*m)

P_{cr} = Máxima resistencia a compresión (ton)

$$P_{cr} = 1,7 A F_a$$

A = Área total del elemento (cm²)

F_a = Esfuerzo de compresión admisible en ausencia de momento de flexión (kg/cm²)

$$F_a = (1 - (KL/r)^2 / 2 C_c^2) * F_y / FS$$

FS = Factor de seguridad = 5/3 + 3 (KL/r) / 8 C_c - (KL/r)³ / 8 C_c³

$$C_c = \sqrt{(2\pi^2 E / F_y)}$$

E = módulo de elasticidad = 2.100.000 (kg/cm²)

KL = longitud efectiva de la columna (cm)

r = radio de giro en el eje fuerte de la columna (cm)

$$P_e = \pi^2 E I_x / L^2 \text{ (ton)}$$

I_x = Inercia en el sentido fuerte de la columna (cm⁴)

P_y = Carga axial plástica = P_y = A * F_y

C_m = Coeficiente que depende de la curvatura causada por los momentos flexionantes.

C_m = 0,85 para miembros en compresión sujetos a traslación de sus nudos.

M_p = Momento plástico de la sección (ton*m) = M_m

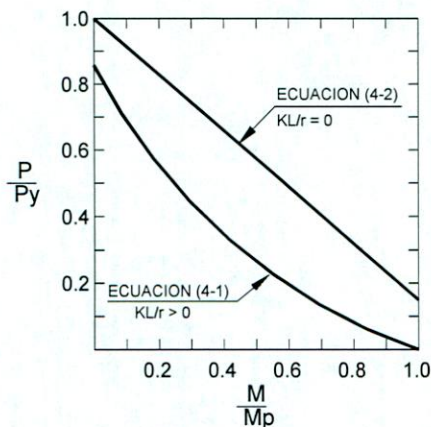


Figura 4.4 : Gráfico esquemático de interacción Carga axial v/s Momento

La Figura 4.4 muestra esquemáticamente la curva de interacción resultante de estas dos ecuaciones. La Ecuación (4-2) representa el límite superior de la capacidad de la columna a flexo-compresión. La forma de la Ecuación (4-1) depende de la esbeltez de la columna.

4.5 LIMITACIONES DEL MODELO

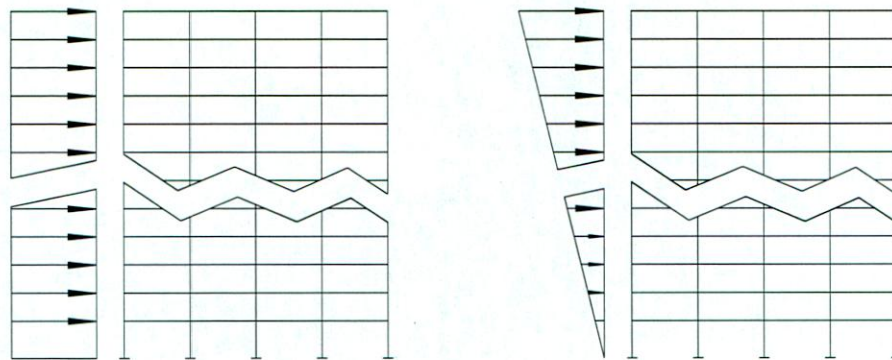
Reconociendo que cualquier modelo es una aproximación incompleta con varias suposiciones que simplifican la estructura real, lo lógico es esperar variaciones de los resultados del comportamiento teórico con el que se da en la práctica. Los modelos de los marcos en estudio permiten hacer estimaciones aproximadas del comportamiento sísmico de las estructuras de marco en cuanto a niveles de desplazamiento, demanda inelástica o demanda de resistencia esperables en un sismo real. Los modelos permiten visualizar el comportamiento general de la estructura como un todo, aún cuando los resultados no consideran toda la gama de factores que influyen en el comportamiento de la estructura real.

En este caso no se ha considerado la interacción suelo-estructura, y las columnas se suponen empotradas a las fundaciones. No se ha considerado el aporte de la losa colaborante en la rigidez de las vigas. Además, el elemento barra del programa Drain-2DX que se ha utilizado para modelar vigas y columnas sólo permite disipar energía por la formación de rótulas plásticas en los extremos, la cual si bien es cierto es la forma más importante de disipación de energía, también se tiene el aporte de la fluencia al corte de la zona de panel y otros mecanismos que se dan en los edificios reales.

Respecto de la capacidad de rotación plástica de las conexiones se debe indicar que cuando la conexión falla de manera frágil por la rotura de la soldadura o por otra forma de falla, la conexión queda seriamente dañada perdiendo la resistencia y rigidez de los elementos, lo cual no queda reflejado en el modelo, y por lo tanto, los resultados no representan exactamente el comportamiento posterior de la conexión dañada.

4.6 ANÁLISIS INCREMENTAL

Un primer análisis realizado es el denominado pushover, que consiste en aplicar una carga horizontal de forma uniforme rectangular o bien, triangular invertida, la cual se incrementa paso a paso hasta provocar la falla en la estructura por la formación de un mecanismo de colapso en el cual la estructura pierde toda su capacidad para resistir cargas horizontales. Este análisis permite determinar la capacidad a corte y desplazamiento de la estructura, visualizar en forma simplificada la forma de falla de la estructura y estimar la demanda inelástica sobre las conexiones al momento de formarse el mecanismo de colapso asociado a cada forma de la carga aplicada. La *Figura 4.5* muestra esquemáticamente la forma de la carga lateral aplicada en esta etapa del estudio.



(a) Carga rectangular uniforme

(b) Carga triangular invertida

Figura 4.5 : Carga lateral para análisis incremental

4.6.1 Corte Basal v/s Desplazamiento de Techo

Las *Figuras 4.7 a 4.11* muestran los resultados del análisis incremental con carga rectangular uniforme y triangular invertida expresado en términos de la relación entre el Corte Basal y el desplazamiento de techo del edificio.

En las curvas se identifican como puntos característicos el corte y desplazamiento de 5 estados tensionales en el marco:

- a) Diseño según NCh433 : Representa el estado tensional de diseño, con la fuerza de corte basal y deformación según la norma NCh433 (Q_d y D_d).
- b) Primera Fluencia : Representa el estado tensional cuando en la estructura se supera por primera vez el límite elástico en alguno de los elementos, ya sea viga o columna. Determina el fin del rango elástico y el comienzo del rango no lineal (Q_p y D_p).

- c) Capacidad de Rotación : Representa el estado tensional cuando en uno de las conexiones viga-columna se alcanza la capacidad nominal de rotación plástica (0,010 [rad]) (Q_r y D_r) de una conexión convencional. Representa la resistencia teórica máxima de un Marco Ordinario sin presentar conexiones dañadas.
- d) Mecanismo de Colapso : Representa el estado tensional cuando en la estructura se alcanza el mecanismo incipiente de colapso y la estructura ha perdido toda la resistencia lateral. Determina el fin del rango no lineal. (Q_u y D_u)
- e) Punto de Fluencia Nominal : Punto nominal en el cual teóricamente toda la estructura fluye (Q_f y D_f). Para determinar este punto, se adoptó una curva idealizada bilineal, en la cual el área bajo la curva es igual al área bajo la curva teórica obtenida con los resultados del análisis de carga incremental.

La *Figura 4.6* ilustra las características de la curva bilineal que representa el comportamiento del Corte Basal v/s Desplazamiento de Techo del marco [Uribe, 1999]:

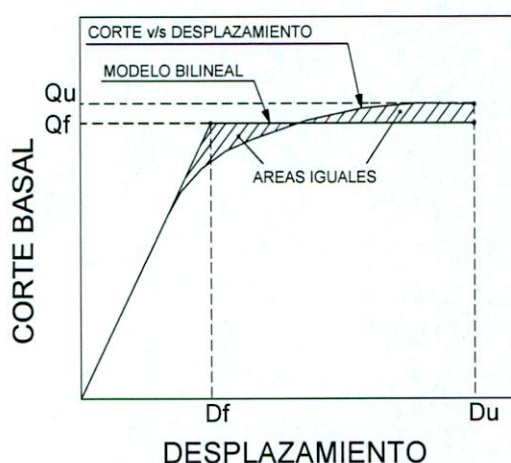


Figura 4.6: Idealización curva Corte-Desplazamiento

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis de carga incremental para los 5 marcos en estudio. Los resultados se presentan en las *Figuras 4.7 a 4.11* como curvas de Corte Basal v/s Desplazamiento, y se complementan con las *Tablas 4.1 a 4.5* en las cuales se indican los desplazamientos y fuerza de corte en los 5 puntos característicos definidos anteriormente. Los valores indicados en estas tablas están referidos a la curva teórica, salvo por el punto de Fluencia Nominal, en el cual se indican los valores obtenidos con la curva idealizada.

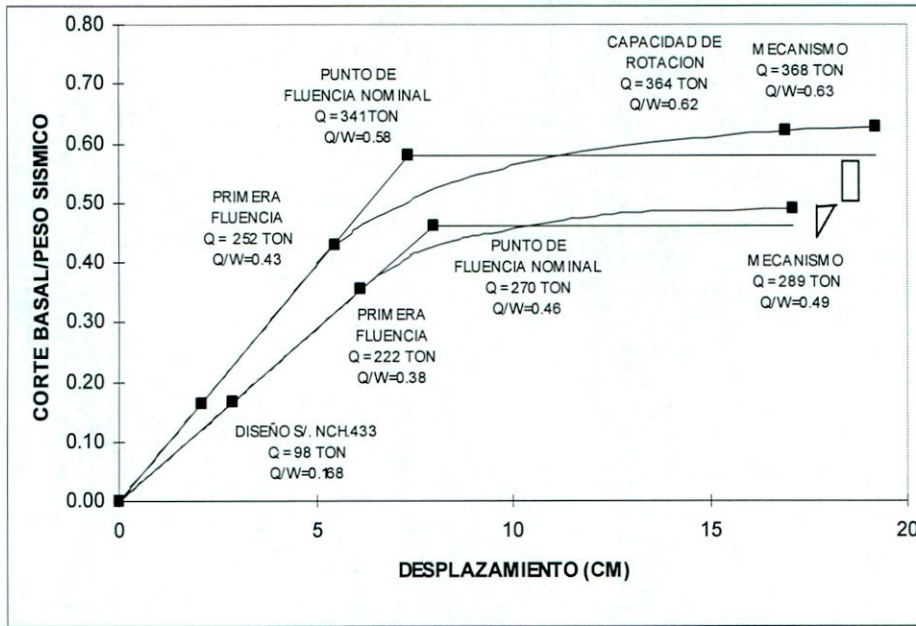


Figura 4.7: Curva de Capacidad para marco de 4 pisos

Tabla 4.1: Resultados análisis incremental en marco de 4 pisos.

Distribución	Qd(ton)	Dd(cm)	Qp(ton)	Dp(cm)	Qf(ton)	Df(cm)	Qr(ton)	Dr(ton)	Qu(ton)	Du(cm)
Rectangular	98	2,4	252	5,5	341	7,4	364	16,9	368	19,2
Triangular	98	2,4	222	6,6	270	8,0	(*)	(*)	289	17,1

(*) No se considera Qr y Dr porque el mecanismo de colapso con carga triangular se alcanzó con rotación plástica menor a 0.01 rad.

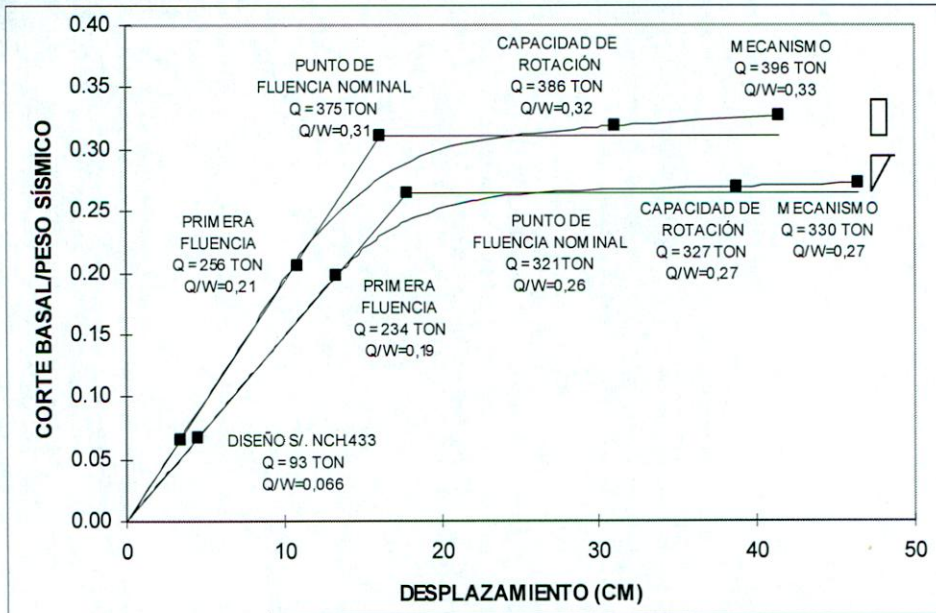


Figura 4.8: Curva de Capacidad para marco de 8 pisos

Tabla 4.2: Resultados análisis incremental en marco de 8 pisos.

Distribución	Qd(ton)	Dd(cm)	Qp(ton)	Dp(cm)	Qf(ton)	Df(cm)	Qr(ton)	Dr(cm)	Qu(ton)	Du(cm)
Rectangular	93	4,5	256	10,9	375	17,8	386	31,0	396	41,5
Triangular	93	4,5	234	13,0	321	16,1	327	38,7	330	46,4

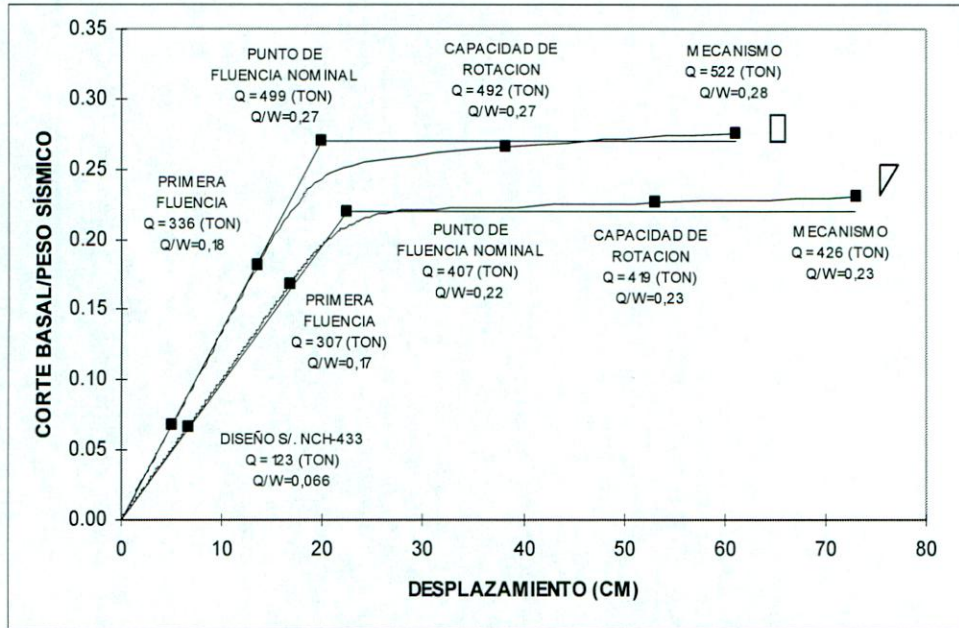


Figura 4.9: Curva de Capacidad para marco de 12 pisos

Tabla 4.3: Resultados análisis incremental en marco de 12 pisos.

Distribución	Qd(ton)	Dd(cm)	Qp(ton)	Dp(cm)	Qf(ton)	Df(ton)	Qr(ton)	Dr(cm)	Qu(ton)	Du(cm)
Rectangular	123	5,6	336	13,6	499	19,9	492	38,3	522	61,2
Triangular	123	5,6	307	16,6	407	22,5	419	53,2	426	73,0

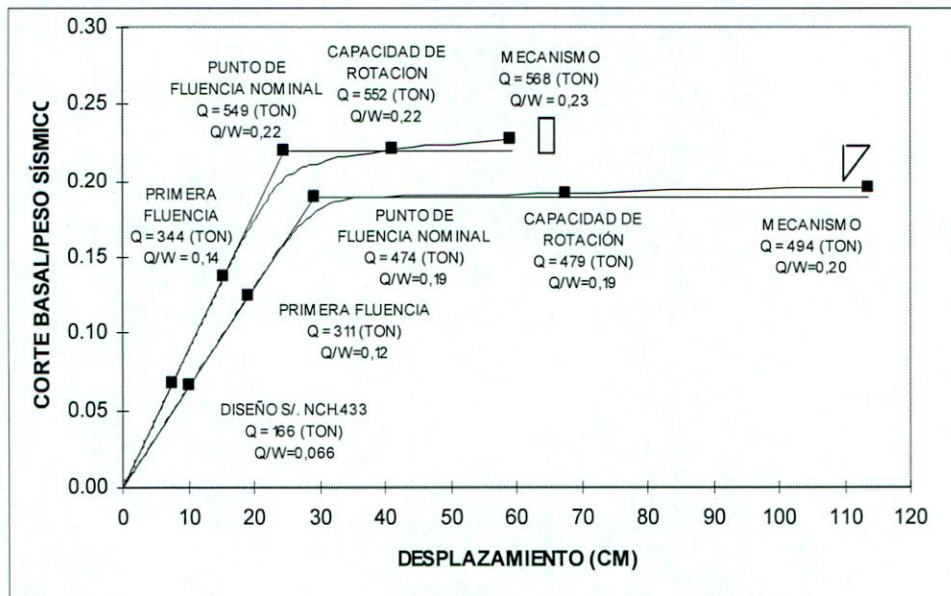


Figura 4.10.: Curva de Capacidad para marco de 16 pisos

Tabla 4.4: Resultados análisis incremental en marco de 16 pisos.

Distribución	Qd(ton)	Dd(cm)	Qp(ton)	Dp(cm)	Qf(ton)	Df(cm)	Qr(ton)	Dr(cm)	Qu(ton)	Du(cm)
Rectangular	166	8,5	344	15,5	549	24,7	552	41,1	568	69,5
Triangular	166	8,5	311	19,1	474	29,4	479	63,9	494	113,6

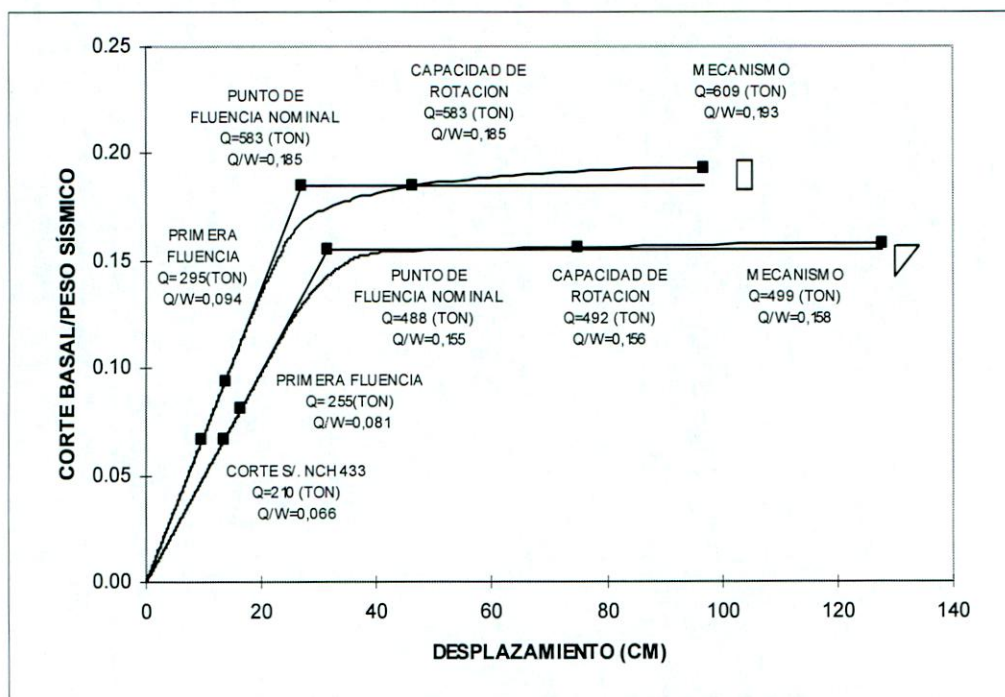


Figura 4.11: Curva de Capacidad para el marco de 20 pisos

Tabla 4.5: Resultados análisis incremental en marco de 20 pisos.

Distribución	Qd(ton)	Dd(cm)	Qp(ton)	Dp(cm)	Qf(ton)	Df(cm)	Qr(ton)	Dr(cm)	Qu(ton)	Du(cm)
Rectangular	210	10,7	295	13,7	583	27,0	583	44,5	609	97
Triangular	210	10,7	255	16,6	488	31,4	492	75,1	499	127,8

A partir de los resultados del análisis de carga incremental, se puede distinguir dos etapas de comportamiento: lineal-elástico y no lineal. La primera etapa de respuesta lineal-elástica se caracteriza por una pendiente constante en la curva Corte Basal v/s Desplazamiento de techo. En esta etapa los esfuerzos internos en la estructura son proporcionales a la carga aplicada y en ningún elemento se sobrepasa el límite de fluencia del acero. La pendiente uniforme representa la rigidez global de la estructura a carga lateral. En esta etapa se encuentra la condición de diseño según NCh433, vale decir, para la carga lateral de diseño, la estructura se comporta elásticamente. La segunda etapa de comportamiento no lineal se inicia cuando se forma la primera rótula o falla en un nudo extremo de una viga o columna. Esta etapa se caracteriza por una pendiente variable en la curva Corte Basal v/s Desplazamiento, que se debe a la pérdida de rigidez de la estructura debido a que se van formando rótulas plásticas a medida que aumenta la carga lateral. De la rigidez inicial en estado elástico se pasa gradualmente hasta una rigidez mínima cuando se forma el mecanismo de colapso.

En términos generales, el análisis con carga rectangular entrega un límite superior de la capacidad de corte de la estructura y un límite inferior de la capacidad de desplazamientos, mientras que el análisis con carga triangular entrega un límite inferior de la capacidad de corte y un límite superior de la capacidad de desplazamientos, según se puede apreciar en los gráficos de Corte v/s Desplazamiento, salvo en el marco de 4 pisos.

Las Tablas 4.6 y 4.7 muestran los valores de corte basal alcanzados con el análisis de carga incremental en los 5 estados tensionales anteriormente descritos. Los valores de corte basal se expresan en toneladas y en función del peso sísmico del edificio, de tal modo de comparar los valores de capacidad de corte de cada marco.

Tabla 4.6: Resumen de Capacidad de Corte Basal con análisis incremental

CORTE BASAL (ton)	RECTANGULAR					TRIANGULAR				
	Qd	Qp	Qf	Qr	Qu	Qd	Qp	Qf	Qr	Qu
4 Pisos	99	252	341	364	368	99	222	270	-	289
8 Pisos	93	256	375	386	396	93	234	321	327	330
12 Pisos	123	336	499	492	522	123	307	407	419	426
16 Pisos	166	344	549	552	568	166	311	474	479	494
20 Pisos	210	295	583	583	609	210	255	488	492	499

Tabla 4.7: Resumen de Capacidad de Corte Basal/Peso Sísmico con análisis incremental

CORTE/ PESO (ton/ton)	RECTANGULAR					TRIANGULAR				
	Qd	Qp	Qf	Qr	Qu	Qd	Qp	Qf	Qr	Qu
4 Pisos	0,168	0,43	0,58	0,62	0,63	0,168	0,38	0,46	-	0,49
8 Pisos	0,077	0,21	0,31	0,32	0,33	0,077	0,19	0,27	0,27	0,27
12 Pisos	0,066	0,18	0,27	0,27	0,28	0,066	0,17	0,22	0,23	0,23
16 Pisos	0,066	0,14	0,22	0,22	0,23	0,066	0,12	0,19	0,19	0,20
20 Pisos	0,066	0,09	0,19	0,19	0,19	0,066	0,08	0,15	0,16	0,16

Lo primero que se desprende de las Tablas 4.6 y 4.7 es que la capacidad última a corte en relación al peso sísmico ($Q_u/Peso$) de los marcos disminuye a medida que aumenta la altura del edificio, variando desde 0,63 a 0,19 para carga rectangular y desde 0,49 a 0,16 para carga triangular invertida. De acuerdo a estos resultados, el valor máximo de la capacidad de corte está dado por el análisis de carga rectangular y el valor mínimo por el análisis con carga triangular. La Figura 4.12a muestra los valores de la capacidad última de corte en función del período de la estructura y se compara con el corte de diseño según NCh433.

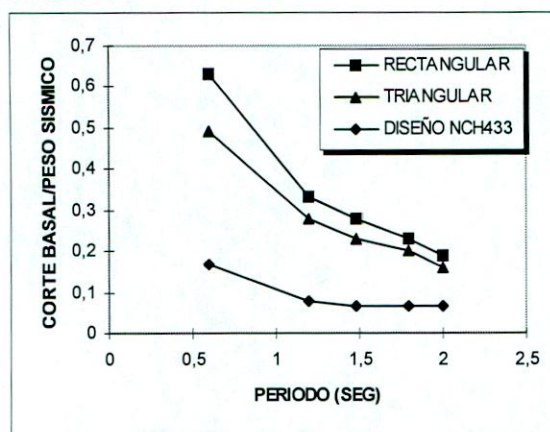


Figura 4.12a: Capacidad de Corte de los marcos de 4,8, 12,16 y 20 pisos (en Q/W)

El límite superior e inferior forman una banda cuya amplitud va disminuyendo al aumentar el período. La capacidad a corte es mayor para períodos bajos, tendiendo a estabilizarse en los períodos altos, pero siempre disminuyendo. La última curva representa el corte de diseño que corresponde a cada período según la norma NCh433. En general, la capacidad resistente de los marcos en términos de corte basal es más del doble de la sollicitación de diseño.

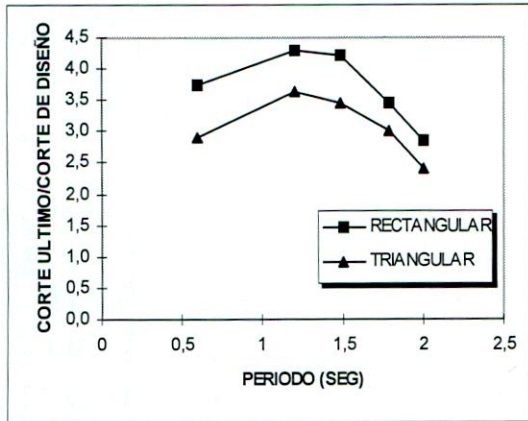


Figura 4.12b: Capacidad de Corte de los marcos de 4,8, 12,16 y 20 pisos en relación al Corte de Diseño.

Tabla 4.8: Relación entre Q_u/Q_d

Número De Pisos	Q_u/Q_d	
	REC	TRI
4 Pisos	3,72	2,92
8 Pisos	4,26	3,55
12 Pisos	4,24	3,46
16 Pisos	3,42	2,98
20 Pisos	2,90	2,38

La Figura 4.12b y la Tabla 4.8 muestran la relación existente entre el corte de diseño y la capacidad resistente de los marcos, ya sea que se evalúe con carga triangular o rectangular. De la figura se desprende que la capacidad de los marcos varía entre 2,4 a 4,3 veces el corte de diseño. Las mayores resistencias respecto del corte de diseño se observan en los marcos de 8 y 12 pisos. Para pisos superiores e inferiores a este rango, la capacidad disminuye en relación a la carga de diseño.

Otro aspecto interesante de destacar es que la condición de falla por rotación no afecta significativamente la capacidad de corte de la estructura, sí la capacidad de deformación y disipación de energía. La capacidad de Corte Basal determinada por el límite nominal de rotación plástica es levemente inferior a la que puede alcanzar la estructura antes de formar el mecanismo de colapso, en el cual a las conexiones se les exige mayor capacidad de rotación plástica. Con excepción del marco de 4 pisos con carga triangular, en todos los otros marcos hubo conexiones que alcanzaron el límite nominal de rotación plástica antes de formar el mecanismo de colapso; sin embargo, en todos los casos en que se alcanzó el límite nominal de rotación plástica la resistencia de los marcos había llegado casi a su límite máximo, por lo cual la incidencia de definir la capacidad a corte en los marcos considerando el límite nominal de rotación plástica en las conexiones es poco relevante para estos efectos, es decir, la capacidad a corte de un marco con conexiones convencionales y otro con conexiones modificadas es similar. Esto se puede apreciar en las curvas Desplazamiento de Techo v/s Corte Basal, en los cuales el punto de Capacidad de Rotación se encuentra en la parte plana de la curva, lo que indica que el marco en ese momento ya ha perdido gran parte de su rigidez. Si el marco se ha fabricado con conexiones tradicionales, probablemente al llegar a esta condición se encuentre seriamente deteriorado y será difícil que se recupere, mientras que si ha sido diseñado con conexiones modificadas o reforzadas, éstas serán capaces de suministrar las deformaciones requeridas sin colapsar y podrían recuperar su resistencia inicial si la carga externa disminuye o desaparece.

El comportamiento no lineal en los marcos se inició siempre con la fluencia de las

columnas, lo cual se ha denominado Primera Falla. Cuando esto ocurre se produce una importante disminución de la rigidez en la estructura, especialmente en los marcos de menor altura, en los cuales la rigidez de las columnas representa una importante parte de la resistencia total a corte. Esto se puede apreciar de la curva Corte Basal v/s Desplazamiento de Techo del marco de 4 pisos (*Figura 4.7*) en que a continuación de la Primera Falla se produce una fuerte caída de la pendiente de la curva. En los marcos de mayor altura el cambio en la rigidez debido a la fluencia de las columnas prácticamente no se nota debido que las vigas aportan la mayor parte de la rigidez del marco. Esto se aprecia en la *Figura 4.11* en que el marco de 20 pisos puede seguir resistiendo carga lateral casi sin variación de la pendiente de la curva después de producirse la primera falla. De lo anterior se desprende que se podría mejorar la capacidad de corte en los marcos de menor altura reforzando las columnas de anclaje, de tal manera de aumentar su resistencia elástica y retardar la fluencia en la base, fenómeno que provoca la mayor pérdida de rigidez en los marcos de menor altura y acelera la formación de rótulas en las vigas de los pisos superiores dado que aumenta el desplazamiento general del marco. Lo anterior podría producir la aparición de rótulas en las vigas antes que en la base de las columnas, pero a un corte basal mayor al que provoca la aparición de las primeras rótulas en las columnas.

La resistencia a corte del marco se debe a la capacidad resistente del marco en estado elástico y en estado no lineal. El punto que marca el inicio del comportamiento no lineal está representado por la Primera Fluencia (D_p , Q_p). La *Figura 4.13* y *Tabla 4.9* muestran la relación entre el corte basal que produce la primera rótula plástica y el Corte Basal Ultimo (Q_u) de cada marco. A través de este parámetro se puede cuantificar el aporte a la resistencia a corte que tiene el marco en estado elástico y el aporte en estado no lineal. Se presenta, además, el cociente entre el corte de la Primera Falla y el Corte según NCh433 utilizado en el diseño lineal-elástico del marco.

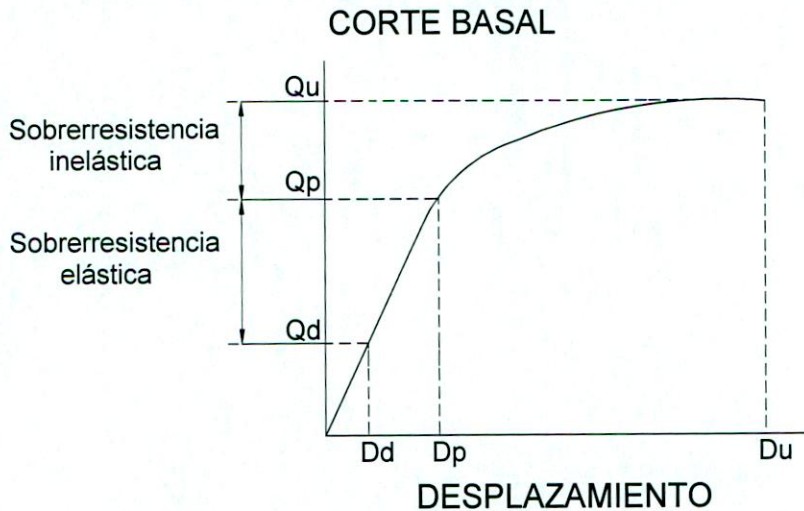


Figura 4.13: Definición de Sobrerresistencia Elástica e Inelástica

Tabla 4.9: Relación entre Q_p/Q_u , Q_u/Q_p , Q_p/Q_d y Q_u/Q_d

Número de Pisos	Qp/Qu		Qu/Qp		Qp/Qd		Qu/Qd=Qu/Qp x Qp/Qd	
	REC	TRI	REC	TRI	REC	TRI	REC	TRI
4 Pisos	0,68	0,78	1,46	1,30	2,56	2,26	3,74	2,94
8 Pisos	0,64	0,70	1,55	1,41	2,73	2,47	4,23	3,48
12 Pisos	0,64	0,74	1,55	1,39	2,70	2,55	4,19	3,54
16 Pisos	0,61	0,63	1,65	1,59	2,10	1,80	3,47	2,86
20 Pisos	0,48	0,51	2,06	1,96	1,40	1,21	2,88	2,37
Promedio	0,61	0,67	1,65	1,53	2,30	2,06	3,70	3,04

La relación Q_p/Q_u es mayor en los marcos de menor altura, lo cual está indicando que en estos marcos la resistencia a corte se debe en mayor medida a la resistencia de los elementos del marco en estado elástico, y en menor grado a la resistencia que es capaz de suministrar las uniones viga-columna en estado no lineal, una vez que se han plastificado. En el marco de 4 pisos, el 68% de la resistencia a corte se debe a la resistencia de los elementos en estado elástico, mientras que el 32% restante fue aportado por el comportamiento no lineal. En la medida que el marco aumenta de altura, también aumenta la resistencia a corte que aporta el comportamiento no lineal en relación a la capacidad total del marco. La relación Q_p/Q_u nos indica que la resistencia en estado elástico varía entre 48% a 68% de la capacidad del marco y el porcentaje restante lo aporta el comportamiento no lineal, centrado principalmente en las deformaciones plásticas de las conexiones viga-columna. De allí radica la importancia que tiene el diseño de las uniones viga-columna en la capacidad del marco, especialmente en los marcos de mayor altura, en los cuales sobre el 50% de la capacidad a corte se debe a la resistencia en estado no lineal. Si la conexión no tiene la suficiente capacidad para mantener un comportamiento plástico estable para resistir las cargas aplicadas, la resistencia de la conexión se ve seriamente disminuida. En los marcos de menor altura la resistencia a corte en estado no lineal es menor en relación a los marcos de mayor altura.

Desde otro punto de vista, la relación Q_u/Q_p es un indicador de la sobrerresistencia no lineal que presenta el marco una vez que se inicia la Primera Fluencia en la estructura. De la *Tabla 4.9* se observa que en el análisis con carga rectangular como con carga triangular existe una creciente sobrerresistencia no lineal que va acompañada por el aumento en la altura del marco. En términos absolutos la sobrerresistencia no lineal está entre 1,30 a 2,06 veces la resistencia hasta la Primera Fluencia, es decir, el marco es capaz de resistir entre un 30% (4 pisos) a un 106% (20 pisos) adicional al Corte de Primera Fluencia antes de alcanzar la falla por mecanismo de colapso. El valor medio de la sobrerresistencia considerando la carga rectangular y la triangular es 1,59.

Por otra parte, la relación Q_p/Q_d es un indicador de la sobrerresistencia elástica con la cual queda diseñado el marco cuando se aplican las cargas sísmicas según la NCh433. Este parámetro depende de los factores de seguridad aplicados en el Diseño por Tensiones Admisibles y del porcentaje al cual los elementos vigas y columnas están trabajando. Dado que en el diseño de los marcos de acero controlan las deformaciones admisibles de entrepiso, normalmente, los elementos quedan diseñados con bajos factores de utilización respecto de las tensiones admisibles, lo cual le confiere una mayor sobrerresistencia al

marco. En el diseño de los marcos de mayor altura, los factores de utilización de los elementos se acercan a los valores límites de tensiones admisibles, lo cual se refleja en que la relación Q_p/Q_d disminuye, pero siempre queda la sobrerresistencia debido a que se diseña por el método de tensiones admisibles.

El cociente Q_u/Q_d mostrado en la columna final de la *Tabla 4.8* indica la sobrerresistencia última del marco a la falla por mecanismo de colapso en relación al Corte de Diseño según NCh433. Por medio de este cociente se puede apreciar que la capacidad del marco a fuerza de corte varía entre 2,37 a 4,23 veces la fuerza de Corte de Diseño según NCh433, teniendo un valor medio de 3,70 para carga rectangular y 3,04 para carga triangular. Este cociente es equivalente al parámetro Ω_o definido como Factor de Amplificación de la Fuerza Sísmica en las *Seismic Provisions*, el cual se utiliza para evaluar las fuerzas de diseño de ciertos elementos, tales como empalmes de columnas, resistencia axial de columnas, etc., que requieren ser diseñados para las fuerzas reales que se producen durante un sismo. Este parámetro depende del sistema sismorresistente de la estructura, siendo de 3 para todos los sistemas de marcos de momento, 2,5 para los marcos arriostrados excéntricos y de 2 para todos los otros sistemas. Este factor es levemente menor al valor promedio del cociente Q_u/Q_d determinado usando las fuerzas de diseño de la norma NCh433. A decir de estos resultados el factor Ω_o de las *Seismic Provisions* subestima las fuerzas reales de corte sísmico que puede tomar la estructura y, por lo tanto, se podrían efectuar diseños subdimensionados de tales elementos. Para un diseño conservador de los marcos diseñados con la NCh433 debería utilizarse un factor de amplificación de las fuerzas sísmicas de 4,23 equivalente al valor máximo del cociente Q_u/Q_d obtenido para el marco de 12 pisos.

4.6.2 Capacidad de Desplazamientos

La *Tabla 4.10* muestra el resumen de los valores obtenidos para los desplazamientos de techo en los distintos estados tensionales en los marcos. A partir de la *Tabla 4.10* se obtiene la *Figura 4.14*, en la cual se muestra la Capacidad de Desplazamientos obtenida considerando marcos con conexiones convencionales y marcos con conexiones modificadas. La Capacidad de Desplazamiento en los marcos con conexiones convencionales está dado por el desplazamiento D_r ya que por definición este punto representa el instante en el cual una conexión del marco alcanza una rotación plástica igual a 0,010 rad, valor nominal de la capacidad de rotación plástica de las conexiones convencionales. Asimismo, la capacidad de desplazamiento en los marcos con conexiones modificadas corresponde a D_u , ya que en estos marcos se ha supuesto que las conexiones son capaces de suministrar la demanda de rotación plástica requerida hasta que el marco falla por mecanismo de colapso. Para que el marco pueda alcanzar la falla teórica por mecanismo de colapso, se requiere que las conexiones tengan un comportamiento dúctil, sin fallas prematuras que provoquen la falla anticipada de la estructura.

A modo de referencia se ha incorporado el desplazamiento que se produce utilizando las fuerzas indicadas en la norma NCh433, denominado Desplazamiento de Diseño D_d , el cual se puede comparar con la capacidad teórica de desplazamientos obtenida

por el análisis de carga incremental.

Tabla 4.10: Resumen de Desplazamientos con Análisis Incremental

Número De Pisos	RECTANGULAR					TRIANGULAR				
	Dd	Dp	Df	Dr	Du	Dd	Dp	Df	Dr	Du
4 Pisos	2,4	5,5	7,4	16,9	19,2	2,4	6,6	8,0	-	17,1
8 Pisos	4,5	10,9	17,8	31,0	41,5	4,5	13,0	16,1	38,7	46,4
12 Pisos	5,6	13,6	19,9	38,3	61,2	5,6	16,6	22,5	53,2	73,0
16 Pisos	8,5	15,5	24,7	41,1	69,5	8,5	19,1	29,4	63,9	113,6
20 Pisos	10,7	13,7	27,0	44,5	97	10,7	16,6	31,4	75,1	127,8

Como es de esperar, los mayores desplazamientos de techo se producen, en general, con la distribución de carga triangular debido a que las cargas se concentran en la parte superior de la estructura en lugar de estar concentradas al centro como con carga distribuida uniforme.

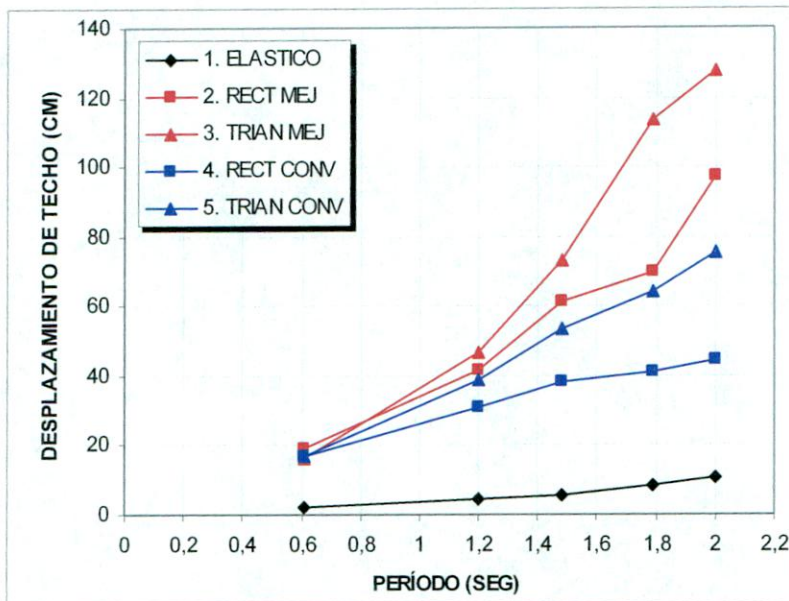


Figura 4.14: Capacidad de Desplazamientos en Marcos con Conexiones Convencionales v/s Conexiones Modificadas

Para el marco de 4 pisos con carga triangular no se registró desplazamiento en condición de rotación límite debido a que el marco alcanzó el mecanismo de colapso con rotación plástica menor 0,01[rad], sin embargo, en el gráfico se muestra la misma deformación que en Condición Ultima para indicar la capacidad de los marcos con conexiones convencionales.

En la *Tabla 4.11* se compara la capacidad de Desplazamiento Ultimo (D_u) v/s Desplazamiento de Techo obtenido aplicando la NCh433 (D_d) a través del cociente D_u/D_d . Además, se compara el desplazamiento de techo en condición de falla por Capacidad de Rotación (D_r) v/s Desplazamiento de Diseño (D_d) a través del cociente D_r/D_d . Esta tabla permite apreciar que las deformaciones que admite el edificio son mucho mayores que las

deformaciones límites que se permiten en la etapa de diseño y también esta relación cambia dependiendo de la forma de la carga y la altura del edificio.

Tabla 4.11: Capacidad de Desplazamientos D_u y D_r v/s Desplazamientos de Diseño (D_d)

Número De Pisos	RECTANGULAR		TRIANGULAR		NCh433 R*/3
	Dr/Dd	Du/Dd	Dr/Dd	Du/Dd	
4 Pisos	7,0	8,0	-	7,1	1,89
8 Pisos	6,9	9,2	8,6	10,3	2,51
12 Pisos	6,8	10,9	9,5	13,0	2,69
16 Pisos	4,8	8,2	7,5	13,4	2,84
20 Pisos	4,2	9,1	7,1	11,9	2,93
Valor Promedio	5,9	9,1	8,2	11,1	

El términos generales, la capacidad de desplazamientos de los marcos estudiados presenta un amplio rango de variación que va entre 4,2 (20 pisos) a 9,5 (12 pisos) veces la deformación de diseño en los marcos con capacidad de rotación plástica limitada y entre 7,1 (4 pisos) a 13,4 en los marcos dúctiles capaces de deformarse hasta alcanzar el mecanismo de colapso. La capacidad de deformación de los marcos dúctiles es notoriamente superior a la capacidad de deformación de los marcos que presenta una limitada capacidad de rotación. De acuerdo a la Figura 4.15, en los marcos dúctiles la capacidad de deformación promedio para carga rectangular y triangular alcanza a 10.1 veces la deformación de diseño, mientras que para los marcos con capacidad de rotación plástica limitada la capacidad de deformación es de 7,1, es decir, el marco dúctil presenta un 43% más de capacidad de deformación que un marco no dúctil.

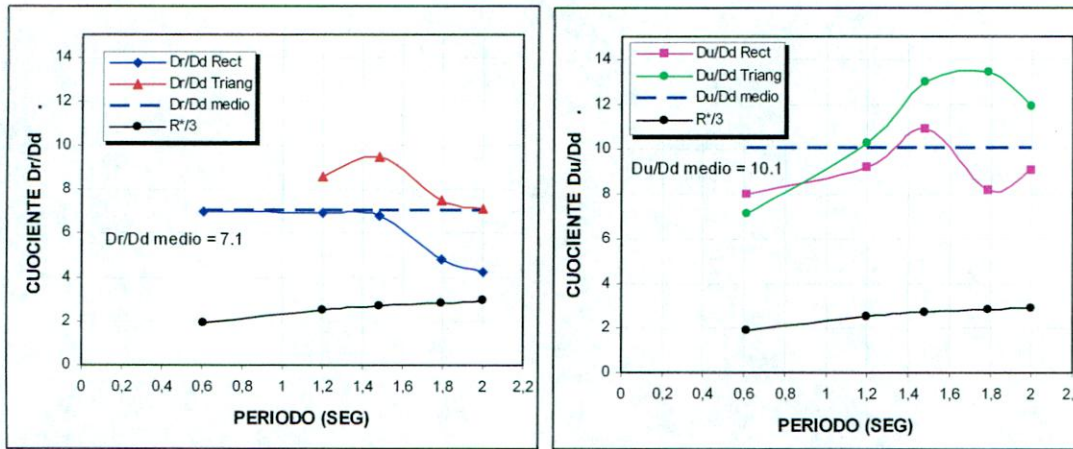


Figura 4.15: Capacidad de Desplazamiento en relación a Desplazamiento de Diseño
(a) Cuociente D_r/D_d (b) Cuociente D_u/D_d

En general, la capacidad de deformación en relación a la deformación de diseño en los marcos dúctiles D_u/D_d es creciente hasta el marco de 12 a 16 pisos de altura, y posteriormente disminuye según lo muestra la Figura 4.15b. En los marcos con capacidad limitada de rotación plástica, el cuociente D_r/D_d es estable hasta el marco de 16 pisos y posteriormente disminuye, al igual que en los marcos dúctiles. En estas figuras se incorpora

el factor $R^*/3$ que corresponde al factor definido en la NCh.433 para estimar los desplazamientos reales de la estructura a partir de los desplazamientos del análisis elástico. A partir de lo anterior, la gráfica muestra que la capacidad de deformación es mucho mayor a la deformación estimada por la NCh.433.

Tal como se esperaba, los marcos con mayor capacidad de rotación plástica en sus conexiones presentan también mayor capacidad de deformación. En el Capítulo 5 se presenta una comparación entre la capacidad de deformación y la demanda de desplazamiento derivada a través de análisis con registros de sismos.

Para estudiar el comportamiento de los desplazamientos en el rango inelástico se obtendrán dos parámetros de interés como son el cociente entre el Desplazamiento Último/Desplazamiento de Fluencia (D_u/D_f) y el Desplazamiento por Rotación/Desplazamiento de Fluencia (D_r/D_f). El primero de estos parámetros representa la ductilidad global de desplazamientos de la estructura sin restricción por capacidad de rotación de las conexiones y el segundo parámetro representa una ductilidad teórica considerando el límite nominal de la capacidad de rotación de las conexiones convencionales. La *Tabla 4.12* muestra los valores de ductilidad de desplazamientos obtenidos para el conjunto de 5 marcos.

Tabla 4.12: Ductilidad Global de Desplazamientos sin restricción v/s Ductilidad Global de Desplazamientos restringida.

Número De Pisos	RECTANGULAR		TRIANGULAR	
	Dr/Df	Du/Df	Dr/Df	Du/Df
4 Pisos	2,6	2,6	-	2,1
8 Pisos	2,3	2,3	2,4	2,9
12 Pisos	3,1	3,1	2,4	3,2
16 Pisos	2,4	2,8	2,2	3,9
20 Pisos	3,6	3,6	2,4	4,1

Los mayores valores de ductilidad global para marcos con conexiones modificadas se obtienen para los marcos de mayor altura, alcanzando un valor de $\mu=3,6$ en el marco de 20 pisos. Esta tendencia se observa en los resultados obtenidos tanto con carga rectangular como con carga triangular invertida. El menor valor de ductilidad en marcos con conexiones modificadas se produce en el marco de 4 pisos y distribución triangular, en el cual se alcanza $\mu=2,0$. En general, los valores de ductilidad de desplazamientos en los marcos sin restricción de capacidad de rotación aumentan con la altura de ellos. Al contrario de lo observado en los marcos dúctiles, en los marcos con capacidad limitada de rotación plástica se observa una tendencia a disminuir la ductilidad de desplazamientos obtenida con carga rectangular, mientras que con carga triangular se mantiene casi el mismo valor de $\mu=2,4$ en todos los marcos sobre 4 pisos. Este valor representa la capacidad de los marcos de acero sin detalles especiales en sus conexiones para deformarse en el rango no lineal sin sufrir daño permanente en las conexiones y sin disminución de la resistencia a corte.

Por definición, una conexión con limitada capacidad de rotación plástica no es capaz de suministrar rotaciones plásticas mayores 0,010 [rad] como capacidad nominal, de tal manera que sobre esta límite de rotación plástica la conexión falla, lo cual no representa

necesariamente el colapso completo de la estructura, pero sí que esa conexión ha sido dañada de forma permanente. Si las uniones dañadas aumentan en cantidad, el marco no alcanzará a formar el mecanismo de colapso teórico de un marco dúctil, sino que fallará con menor carga y deformación. De allí se desprende que en la práctica, el valor real de la ductilidad de deformación de un marco tiene un límite inferior dado por la falla por Capacidad de Rotación (marcos con conexiones convencionales) y un límite superior dado por la falla por mecanismo de colapso que se alcanza en los marcos dúctiles.

Para finalizar con el análisis, la *Tabla 4.13* muestra el desplazamiento de techo en relación a la altura del marco y la máxima deformación de entrepiso.

Tabla 4.13: Desplazamiento de Techo % y Deformación de Entrepiso % Máximo

Número de Pisos	ALTURA H (M)	Desplazamiento de Techo %				Def. Entrepiso %	
		RECT.		TRIANG		RECT.	TRIANG
		Dr/H	Du/H	Dr/H	Du/H	$\Delta/\Delta H$	$\Delta/\Delta H$
4 Pisos	13,5	1,3	1,4	-	1,3	1,7	1,1
8 Pisos	25,5	1,2	1,6	1,5	1,8	2,2	2,2
12 Pisos	37,5	1,0	1,6	1,4	1,9	2,8	2,6
16 Pisos	49,5	0,8	1,4	1,3	2,3	2,8	3,4
20 Pisos	61,5	0,7	1,6	1,2	2,1	3,4	2,8

En esta tabla se observa que el cociente D_u/H entre el desplazamiento último de techo para marcos dúctiles (D_u) y la altura del marco (H) va aumentando a medida que el edificio se hace más flexible. Al contrario, en los marcos con capacidad limitada de rotación plástica el cociente D_r/H disminuye con la altura del marco. En un marco dúctil, la deformación de techo máxima D_u/H varía entre 1,3% a 2,3% de la altura del marco, mientras que en un marco con capacidad limitada de rotación plástica, la deformación de techo D_r/H está entre 0,7% a 1,5%. La mayor diferencia de capacidad de desplazamiento se produce en los marcos de mayor altura, ya que mientras en los marcos dúctiles la tendencia es a crecer con la altura, en los marcos con capacidad limitada de rotación la tendencia es a disminuir, llegando a diferencias de un 128% en el marco de 20 pisos, en el cual el marco dúctil es capaz de deformarse en el techo hasta un 1,6% de la altura, mientras el marco no dúctil sólo es capaz de deformarse un 0,7% de la altura del marco.

Los mayores desplazamientos de entrepiso se producen, en general, en los pisos 1° y 2°, llegando a valores muy altos en los marcos de mayor altura. Lógicamente, para estos niveles de deformación de entrepiso se espera que los daños a los elementos no estructurales sean considerables y probablemente la estructura quede con deformaciones permanentes que lo hagan difícil de reparar una vez que se ha alcanzado este nivel de deformación. Como se mostrará en el Capítulo 5, la Demanda de Desplazamiento con los sismos nacionales en el caso de marcos de acero no llega a los niveles de la capacidad de la estructura. A pesar de lo anterior, las deformaciones son excesivas y deben ser controladas durante la etapa de diseño. En el Capítulo 6 se presenta una metodología para atenuar los desplazamientos reales en base al Factor de Reducción R del espectro elástico de diseño de la norma NCh433.

La capacidad de desplazamiento de los marcos supera ampliamente el

desplazamiento de entrepiso admisible definido por la NCh433, UBC y las Seismic Provisions. De acuerdo a lo indicado en el Capítulo 1, la norma chilena permite un desplazamiento de entrepiso de 0,2%, mientras que el UBC y las Seismic Provisions permiten un desplazamiento entre 0,3% y 1% (según *Tabla 1.6*), dependiendo del tipo de marco.

4.6.3 Mecanismos de Colapso y Rotación Plástica

Las *Figuras 4.16 a 4.20* muestran los mecanismos de colapso para cada marco, en los cuales se destacan con un punto la posición de las rótulas plásticas. En cada mecanismo de colapso se indica la rotación plástica máxima que alcanzó la conexión viga-columna al momento de la falla. La rotación plástica consignada corresponde al valor máximo de rotación que se produce en la unión viga-columna una vez que se alcanzan los valores nominales de resistencia del acero. Las rotaciones máximas se producen en los puntos de mayor sollicitación, normalmente ubicados en las columnas y vigas de los pisos inferiores, sin embargo, en el resto de las uniones las rotaciones plásticas son menores. En los puntos de anclaje la rotación plástica es mayor, pero no se ha consignado dado que presenta un comportamiento distinto al comentado en el Capítulo 2 para las uniones viga-columna.

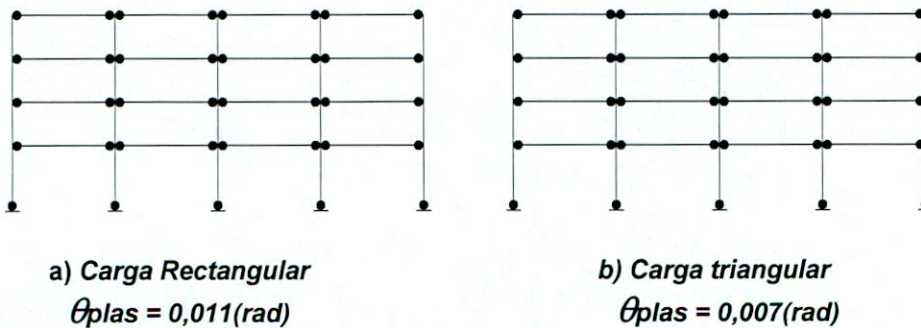


Figura 4.16: Mecanismo de colapso y demanda de rotación en marco de 4 pisos

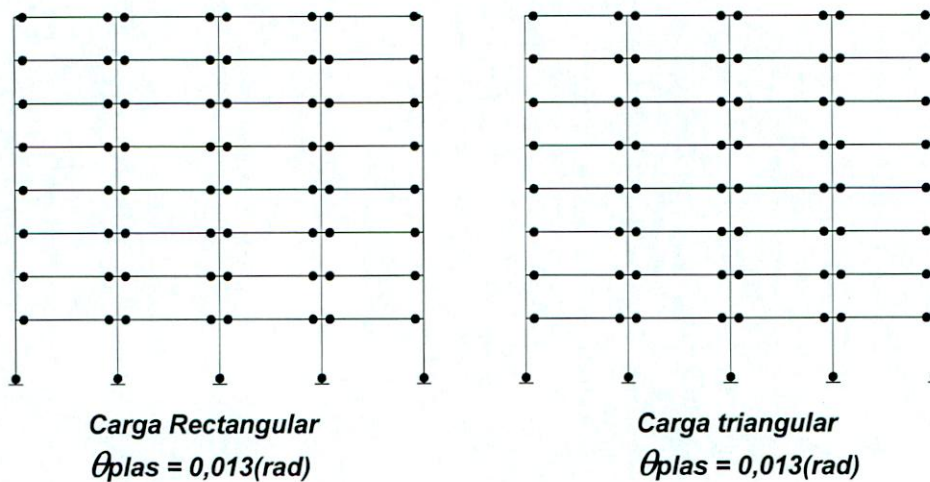


Figura 4.17: Mecanismo de colapso y demanda de rotación para marco de 8 pisos

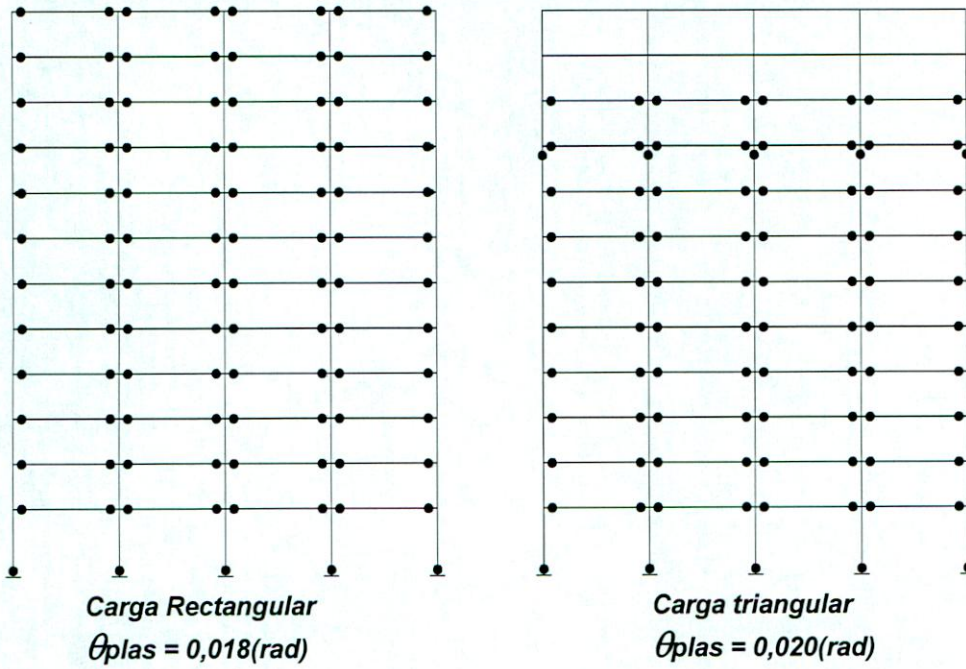


Figura 4.18: Mecanismo de colapso y demanda de rotación marco de 12 pisos

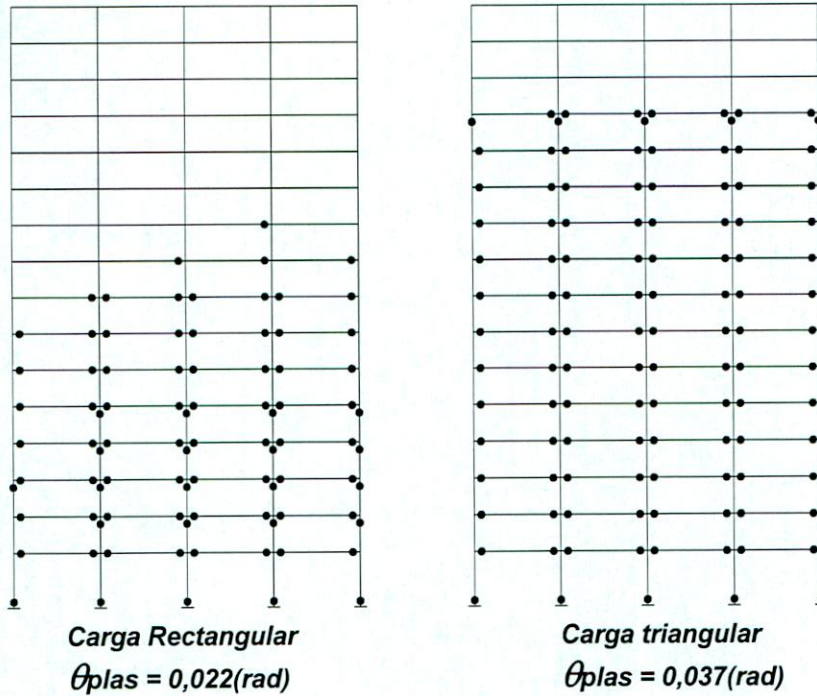


Figura 4.19 : Mecanismo de colapso y demanda de rotación marco de 16 pisos

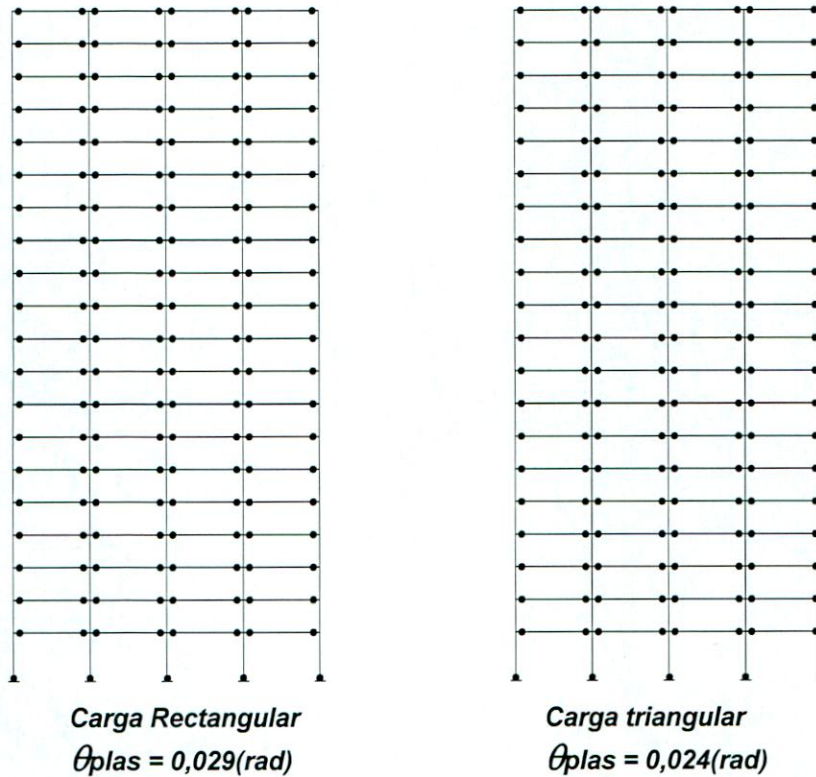


Figura 4.20: Mecanismo de colapso y demanda de rotación marco de 20 pisos

En general, la primera falla siempre se presenta en la base de las columnas empotradas a la fundación, partiendo por las columnas centrales que tienen mayor carga de compresión debido al peso propio del edificio. Posteriormente, se plastifican los extremos de las vigas del primer piso y el proceso se extiende a las vigas superiores de abajo hacia arriba en forma secuencial. La mayor demanda de rotación plástica se concentra en las columnas de la base y en las vigas inferiores, razón por la cual, en los primeros pisos se tienen las mayores deformaciones horizontales de entrepiso, tal como se muestra en la *Tabla 4.13*.

Los marcos de acero fueron diseñados con el concepto de columna fuerte - viga débil, de tal modo que el comportamiento inelástico se concentró en las vigas antes que se plastificaran las columnas. Esta filosofía de diseño se prefiere en lugar de viga fuerte-columna débil debido a se ha demostrado que los marcos tienen mayor capacidad de deformación y mejor comportamiento sísmico [Schneider y Roeder, 1992]. Este comportamiento ha sido plenamente ratificado por cuanto, en todos los marcos, el principal mecanismo de disipación de energía fue la plastificación de los extremos de las vigas.

El mecanismo de colapso no siempre se produjo por la plastificación total de las vigas, sino que en algunos casos se produjeron fallas en las columnas antes que en las vigas. Tal es el caso de los marcos de 12 y 16 pisos, en los cuales el mecanismo de colapso se produjo cuando se plastificaron las columnas de un piso entero, tal como lo muestran las *Figuras 4.18 y 4.19*. En todas las columnas que se plastificaron la rótula plástica se ubicó

en la parte superior del piso, salvo en las columnas de apoyo. En el resto de los marcos la plastificación de las columnas se produjo siempre después que se plastificaron las vigas del mismo nudo.

Respecto de la rotación plástica alcanzada al momento del colapso, se observa que ella va aumentando a medida que crece el marco. Solamente en el marco de 4 pisos la rotación plástica fue menor al valor estimado para la capacidad de rotación plástica de las conexiones convencionales, con 0,007 rad en la unión viga-columna más solicitada, pero solamente con carga triangular, pues con carga rectangular el valor de rotación plástica superó los 0,010 rad. En el resto de los marcos la demanda superó este límite, llegando a 0,037 rad en el marco de 16 pisos. Para lograr que el marco pueda desarrollar completamente su capacidad de corte hasta llegar al mecanismo de colapso indicado en la *Figura 4.18* el marco debe ser diseñado con conexiones especialmente reforzadas en las zonas de mayor demanda, de lo contrario, las conexiones fallarán prematuramente y el marco no desarrollará el mecanismo de colapso dúctil previsto para marco con conexiones modificadas. Los marcos con rotaciones plásticas mayores que 0.03 deben ser diseñados como marcos especiales para poder alcanzar la falla por mecanismo de colapso, o de lo contrario, se puede presentar la falla prematura en sus conexiones. Asimismo, los marcos con rotaciones plásticas mayores que menores que 0.03 rad pueden ser diseñados como marcos intermedios según clasificación UBC.

De acuerdo a las curvas de Corte Basal v/s Desplazamiento de Techo, el mecanismo de colapso se produjo después de haber alcanzado un importante desplazamiento horizontal, por lo cual, sin duda, que en todos los casos el modo de falla fue dúctil. Solamente en el marco de 16 pisos se observó que el mecanismo de colapso para carga rectangular se alcanzó con poco desplazamiento horizontal debido a que rápidamente se plastificaron las columnas de los pisos inferiores, tal como lo muestra la *Figura 4.19*.

De este análisis se desprenden las siguientes conclusiones:

- a) La demanda de rotación plástica se concentra en las columnas de apoyo y en las vigas de los primeros pisos, por lo tanto, se puede mejorar la ductilidad de desplazamientos del marco dando mayor capacidad de rotación plástica a las conexiones más solicitadas de los pisos inferiores.
- b) La resistencia a flexocompresión de las columnas de la base fue determinante en la capacidad de corte basal en los marcos de menor altura, porque posteriormente a la primera falla en las columnas, el marco sufrió una significativa pérdida de rigidez, con el consiguiente aumento en las deformaciones laterales y la progresiva formación de rótulas plásticas en los extremos más solicitados de las vigas.
- c) A decir de los resultados de este análisis, la capacidad nominal de rotación plástica de las conexiones viga-columna no influye significativamente en la capacidad a corte del marco, debido a que cuando las conexiones alcanzan rotaciones plásticas cercanas a la capacidad nominal de rotación la estructura ya se encuentra con su capacidad de corte casi al máximo. Por lo tanto, la capacidad de corte de un marco sin detallamiento de sus conexiones es similar a la de un marco con conexiones modificadas. La diferencia

entre un marco dúctil y otro sin detallamiento especial en sus conexiones es que las conexiones mejoradas y modificadas permiten mantener la resistencia de la estructura a mayores deformaciones que los marcos con conexiones convencionales, los cuales fallan prematuramente con menor deformación, pero en términos de resistencia a corte son similares, según se pudo apreciar en las *Figuras 4.7 a 4.11*.

- d) Los marcos con conexiones modificadas evidencian una mayor capacidad de deformación que los marcos con conexiones convencionales. De los resultados mostrados en la *Tabla 4.13*, la ductilidad global de desplazamientos aumenta con la altura en los marcos con conexiones modificadas, mientras que en los marcos con conexiones convencionales la ductilidad disminuye o se mantiene estable, según sea el tipo de carga aplicada (uniforme rectangular ó triangular).
- e) La diferencia principal entre un marco con conexiones modificadas, con otro con conexiones convencionales radica en que el marco con conexiones modificadas es capaz de mantener su resistencia aún cuando la demanda de rotación plástica sea alta, y por lo tanto, puede mantener la estabilidad de la estructura hasta que la carga exterior desaparezca. Esta cualidad le confiere la capacidad para sobrevivir ante sismos de gran intensidad ya que aumenta su sobrerresistencia más allá de la resistencia elástica de sus elementos componentes.
- f) No se puede evitar que las columnas alcancen la plastificación en algunos puntos, aún cuando se verifique la condición de columna fuerte-viga débil. Se plastificaron columnas pero sólo en un extremo y en ningún caso se produjo la falla denominada de piso blando.
- g) El mecanismo de colapso es dúctil cuando se diseña con el concepto de columna fuerte-viga débil.

4.7 ANÁLISIS DINÁMICO CON REGISTROS ESCALADOS

Este análisis complementa el análisis de carga incremental para determinar la capacidad del marco considerando el efecto dinámico de un sismo. Consiste en mayorar las aceleraciones del registro real hasta que se produzca la falla en la estructura, ya sea por la formación del mecanismo de colapso o bien hasta que se alcance la capacidad nominal de rotación plástica de una conexión convencional teórica. En la práctica, este análisis significa cambiar el sismo original por otro con máximos de aceleración amplificados, el cual a pesar de tener la misma forma es un sismo distinto al original y, en consecuencia, origina un comportamiento totalmente distinto en la estructura.

Por medio de este análisis se puede obtener un indicador del potencial destructivo de un sismo, ya que se puede comparar el factor de amplificación para cada sismo y decir cuál sismo requiere menos amplificación para provocar la falla en una estructura dada. Para este análisis se utilizó los registros de Llolleo N10E y Viña S20W del terremoto de

Chile de Marzo de 1985, el terremoto de Kobe, el terremoto de Northridge y el terremoto de México SCT N90E.

La *Tabla 4.14* muestra los valores de Capacidad a Corte Basal obtenidos por medio de este análisis y se compara con la capacidad de corte obtenida por el análisis incremental.

Tabla 4.14: Capacidad de Corte con Escalamiento de registros v/s Carga Incremental (Ton)

Número de Pisos	REGISTRO ESCALADO					CARGA INCREMENTAL			
	VIÑA Qu	LOLLEO Qu	NORTH. Qu	KOBE Qu	MEXICO Qu	RECT Qr	RECT Qu	TRI Qr	TRI Qu
4 Pisos	368	391	362	404	384	364	368	-	289
8 Pisos	326	408	490	347	430	386	396	327	336
12 Pisos	473	578	582	593	501	492	522	419	426
16 Pisos	550	600	640	618	543	552	568	479	494
20 Pisos	610	630	670	680	650	690	725	571	576

De acuerdo a lo mostrado en el cuadro anterior, la Capacidad de Corte Basal obtenida con los registros escalados es levemente mayor que la obtenida con el análisis incremental.

Para el caso de los sismos nacionales, el registro de Llolleo entrega una mayor capacidad a corte que el registro de Viña. Es difícil determinar a qué se debe esto debido al carácter altamente variable de la carga sísmica, sin embargo, se intuye que la capacidad obtenida por este método está relacionada con el contenido de frecuencias del registro y la magnitud de los peak de aceleración de cada sismo.

La *Tabla 4.15* muestra los valores de la capacidad de desplazamiento de techo obtenida por escalamiento y nuevamente se compara con la obtenida por análisis de carga incremental.

Tabla 4.15: Capacidad de Desplazamiento con Escalamiento de Registros v/s Desplazamientos con Carga Incremental.

Número de Pisos	REGISTRO ESCALADO					CARGA INCREMENTAL			
	VIÑA Du	LOLLEO Du	NORTH. Du	KOBE Du	MEXICO Du	RECTAN		TRIANG	
						Dr	Du	Dr	Du
4 Pisos	16,7	14,0	19,1	20,6	21,9	16,9	19,2	-	16,3
8 Pisos	36,8	34,0	35,9	26,8	36,1	31,0	41,5	38,7	46,4
12 Pisos	43,7	34,6	44,8	37,0	36,7	38,3	61,2	53,2	73,0
16 Pisos	43,8	46,1	55,1	49,7	46,4	41,1	59,3	63,9	113,6
20 Pisos	125,5	128,2	145,8	155,0	130,2	56,8	135	107,0	150,0

(*) No se considera Dr porque el mecanismo de colapso con carga triangular se alcanzó con rotación plástica menor a 0,01 rad.

Los valores de capacidad de desplazamiento son parecidos a los obtenidos por el análisis con carga incremental rectangular. Los valores de desplazamiento máximo para los registros de Viña y Llolleo se obtuvieron escalando los registros hasta alcanzar la capacidad nominal de rotación plástica de 0,01 rad., por lo cual ellos son comparables con los valores Dr del análisis incremental. En el marco de 4 pisos, se alcanzó el mecanismo de colapso con rotación plástica menor a 0,01 rad, por lo cual en la *Tabla 4.15* no se registra

desplazamiento Dr

La *Tabla 4.16* muestra los valores del factor de amplificación que se aplicó a los registros escalados para llevar la estructura al límite de rotación plástica o al colapso, según se alcance primero. Para el registro de Kobe y Northridge se obtienen valores menores a la unidad en los marcos de 4 y 8 pisos, debido a que la estructura falla durante la aplicación de estos registros, por lo tanto, en lugar de aplicar un factor de amplificación se aplicó un factor para disminuir el registro de aceleraciones del sismo. El registro de Kobe es capaz de producir la falla en los marcos de 4 y 8 pisos, mientras que el registro de Northridge causa el colapso de la estructura en el marco de 8 pisos.

Tabla 4.16: *Factor de Amplificación de Registro de Aceleraciones*

Número De Pisos	FACTOR DE ESCALAMIENTO				
	VIÑA	LLOLLEO	NORTH.	KOBE	MEXICO
4 Pisos	1,80	1,60	1,20	0,99	4,50
8 Pisos	1,80	1,90	0,82	0,78	1,90
12 Pisos	2,50	2,00	1,20	1,25	1,35
16 Pisos	2,60	2,00	1,25	1,25	1,10
20 Pisos	2,70	2,10	1,30	1,30	1,20

El Factor de Amplificación para los sismos chilenos aumenta con la altura de los marcos, es decir, el registro de aceleraciones debe amplificarse para alcanzar el mecanismo de colapso ya que por sí solo el registro no causa la falla en el marco. Esto último es muy interesante porque dice que un registro como el de Llolleo N10E debe amplificarse, por lo menos, 1,6 veces para que cause el colapso en un marco de acero diseñado según la norma NCh433. Desde este punto de vista las recomendaciones de diseño de la NCh433 suministran a los marcos de acero la resistencia requerida para sismos nacionales con un adecuado margen de seguridad ante el colapso, aunque el nivel de deterioro, en el caso que se alcance este estado, probablemente haga muy costosa su reparación y puesta en servicio, lo cual es un factor que también debe considerarse.

A modo referencial se puede señalar que el registro de Northridge y Kobe afectan principalmente a los marcos de 4 y 8 llevándolos al colapso directamente, sin aplicar factores de mayoración. Sobre 16 pisos de altura, el factor de mayoración tiende a estabilizarse, en con todos los registros, salvo por el registro de México en el cual se observa que el factor de amplificación de aceleraciones disminuye a medida que crece el número de pisos del marco. En la medida que el factor disminuye y se acerca a 1, significa que el sismo el capaz de provocar el colapso en la estructura sin necesidad de ser mayorado.

La *Tabla 4.17* muestra la aceleración máxima del registro escalado asociado a la máxima capacidad de la estructura y lo compara con la aceleración máxima del registro sin escalar.

Tabla 4.17: *Aceleración Máxima Registro Escalado*

Número De Pisos	ACELERACIÓN MÁXIMA (g)				
	VIÑA	LLOLLEO	NORTH.	KOBE	MEXICO
Registro sin escalar	0.36	0.67	0.84	0.84	0.17
4 Pisos	0.65	1.07	1.01	0.83	0.77
8 Pisos	0.65	1.27	0.69	0.66	0.32
12 Pisos	0.90	1.34	1.01	1.05	0.23
16 Pisos	0.94	1.34	1.05	1.05	0.19
20 Pisos	0.97	1.41	1.09	1.09	0.20

La tabla anterior refleja desde otro punto de vista lo indicado anteriormente en el sentido de que con los registros de sismos nacionales se requiere un terremoto de mayor aceleración para provocar la falla en los edificios de mayor altura. Es interesante observar que el registro de Viña escalado con una aceleración similar a la del sismo de LLoLleo produce la falla en los marcos de 4 y 8 pisos. Dado que este nivel de aceleración ya se ha dado en terremotos nacionales, esto indicaría que estos edificios son más susceptibles de presentar daños durante un terremoto con aceleraciones similares a LLoLleo.

Capítulo N° 5

Determinación de la Demanda

CAPÍTULO 5: DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta el análisis del comportamiento del conjunto de marcos de acero diseñados según la NCh433.Of96 [INN, 1986] cuando ellos se someten a análisis dinámicos con registros de sismos verdaderos. El estudio está dirigido principalmente a determinar de forma teórica la demanda que imponen los sismos sobre los marcos, evaluando distintos parámetros de interés como son el corte basal, los desplazamientos de entrepiso, y en especial, la demanda de rotación plástica en las conexiones viga-columna de los marcos de acero, el cual es un elemento de suma importancia que condiciona la resistencia del marco. Una vez conocidos estos parámetros se pretende determinar en forma teórica la sobrerresistencia que tienen los marcos diseñados por la norma chilena y si ella es adecuada a la demanda impuesta por los sismos nacionales y algunos sismos extranjeros de interés. Así mismo, a través de la demanda de rotación plástica se puede determinar a qué tipo de marco correspondería según los requerimientos sismorresistentes de la norma AISC [AISC, 2002], según se describió en el Capítulo 1.

5.2 ANÁLISIS DINÁMICO

Los modelos de los marcos resistentes de cada edificio fueron sometidos a análisis dinámicos con acelerogramas de terremotos reales. Para tal efecto se utilizaron los registros de diversos sismos cuyas características principales se muestran en la *Tabla 5.1*.

Tabla 5.1: Características de los Registros

TERREMOTO	REGISTRO	COMPONENTE	ACELERACIÓN MÁXIMA (g)	TIPO DE SUELO	MAGNITUD RICHTER
CHILE, 1985	VIÑA	S20W	0.36	ARENA ALUVIAL	7,8
CHILE, 1985	LLOLLEO	N10E	0.67	ARENA Y ROCA VOLCÁNICA	7,8
USA, NORTHRIDGE 1994	SYLMAR	N00E	0.84	FIRME	6,8
JAPÓN, KOBE, 1995	JMA	N00E	0.84	DEPÓSITO ALUVIAL	6,9
MÉXICO, 1985	SCT	N90E	0.17	BLANDO (ARCILLOSO)	8,1

La característica principal de estos registros es el hecho de que afectaron a zonas urbanas altamente pobladas, con una alta concentración de edificios de altura y de los cuales se tienen registros de aceleraciones, los cuales permiten estudiar en forma teórica el efecto sobre modelos de estructuras sismorresistentes.

El análisis con los registros de los sismos chilenos permite visualizar el comportamiento de los edificios diseñados con la norma chilena NCh433 ante la acción de potenciales terremotos de características similares que podrían afectarlos en el futuro. La introducción de sismos extranjeros se ha hecho pensando en conocer el comportamiento de las estructuras ante sismos de distinto origen a los nuestros y con distintas características de frecuencia, duración y movimiento. Las *Figuras 5.1 a 5.5* representan los acelerogramas de

los sismos elegidos para el estudio de los marcos. Los registros del sismo de Chile se muestran hasta los 60 seg, en el cual se incluye la zona de movimientos fuerte que es la que interesa para efectos de análisis.

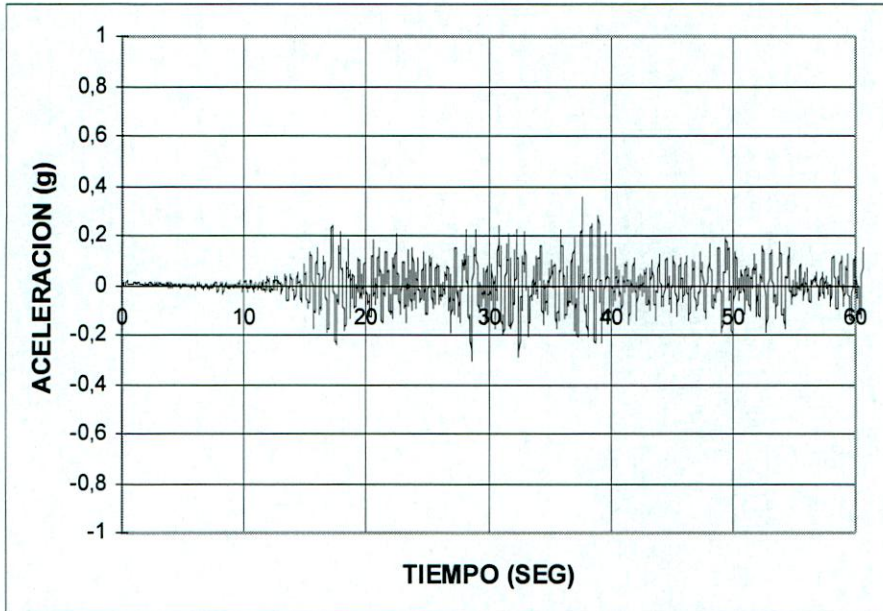


Figura 5.1: Registro de Viña del Mar S20W (zona de movimiento fuerte)

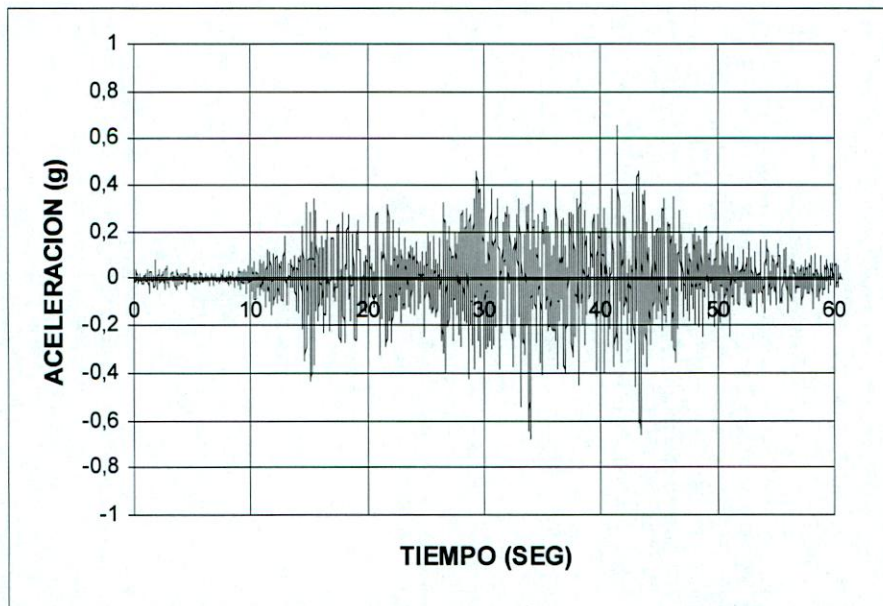


Figura 5.2: Registro de Llole N10E (zona de movimiento fuerte)

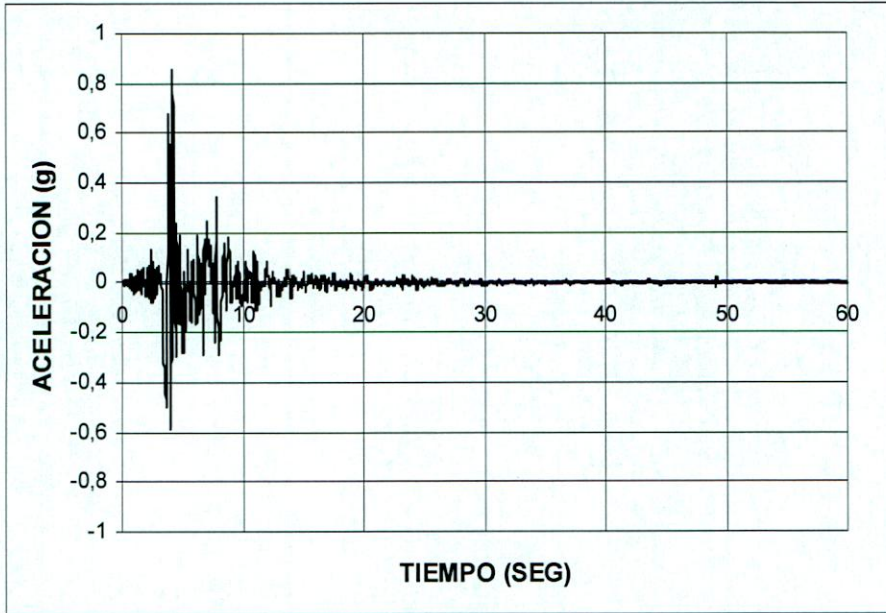


Figura 5.3: Registro de Northridge - Sylmar

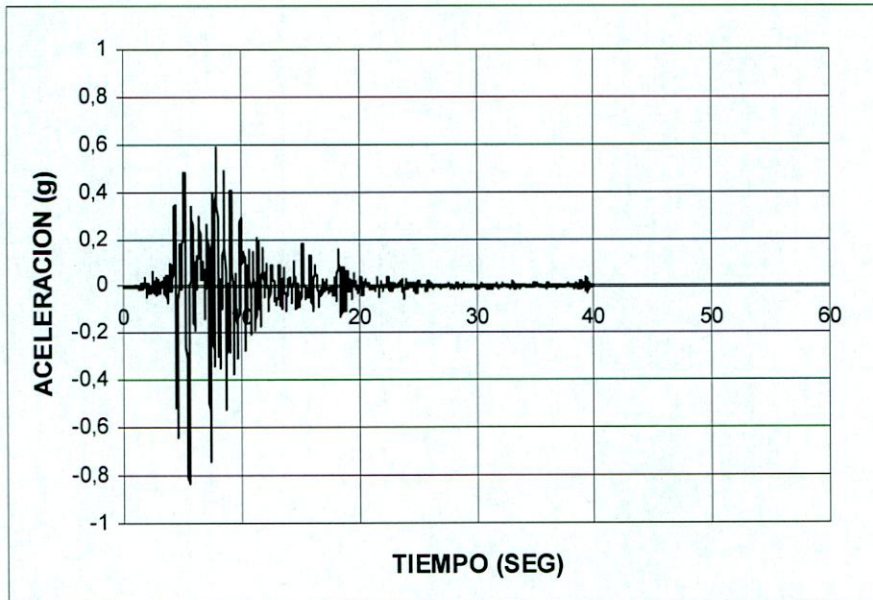


Figura 5.4: Registro de Kobe N00E

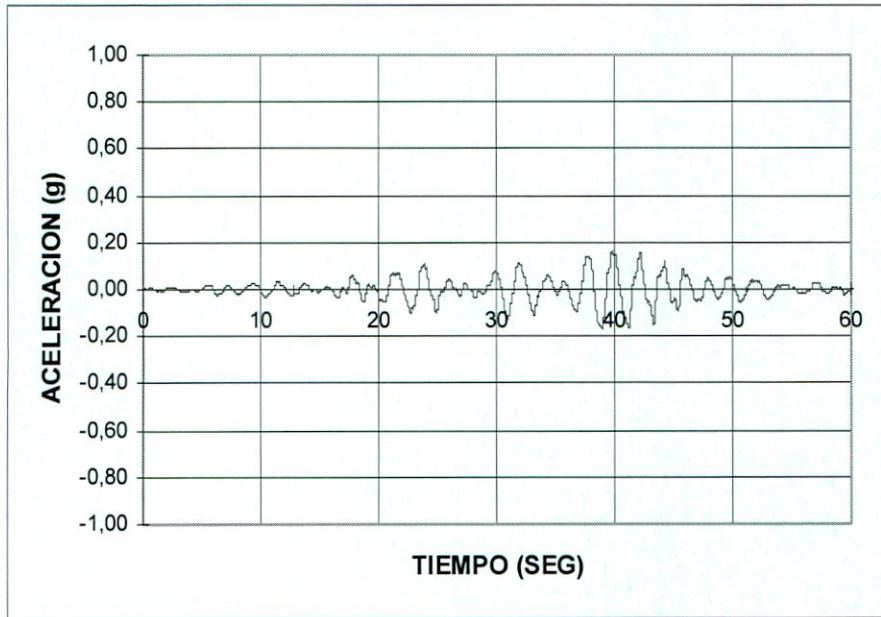


Figura 5.5: Registro de México SCT N90E

5.3 ESPECTROS DE ACELERACIÓN

En la *Figura 5.6* se comparan los espectros de respuesta elástica obtenidos para 5% de amortiguamiento con los sismos de Viña, Lolloe, Northridge, Kobe y México. En todos los registros, salvo por el registro de México, las mayores aceleraciones espectrales se producen para períodos bajos, es decir, los marcos de menor altura están sometidos a una sollicitación sísmica mayor (en relación a su peso) que los marcos de mayor altura.

La mayor aceleración espectral se presenta en los registros de Northridge y Kobe, en los cuales se alcanzan aceleraciones de 2,81g y 2,63g respectivamente, para un período de $T=0,36$ seg. El registro de Lolloe tiene un peak de aceleración de 2,33g para un período fundamental de $T=0,22$ seg, mientras que el registro de Viña del Mar tiene un peak de aceleración de 1,15g para un período de $T=0,58$ seg. El registro de México presenta un peak de aceleración de 1,0g para el período $T=2,04$ seg. A los espectros graficados se ha agregado el período fundamental de los marcos en estudio (representado como una línea vertical) para visualizar el sector del espectro en el cual el edificio está ubicado según su período. Además, los espectros dinámicos se comparan con el espectro de diseño elástico obtenido para este tipo de estructura según la NCh433, para zona sísmica 3 y suelo tipo III. El espectro elástico se obtiene a partir del espectro de diseño S_a (Ecuación 6-8 de la NCh433) multiplicado por el coeficiente de modificación de respuesta R^* de la norma.

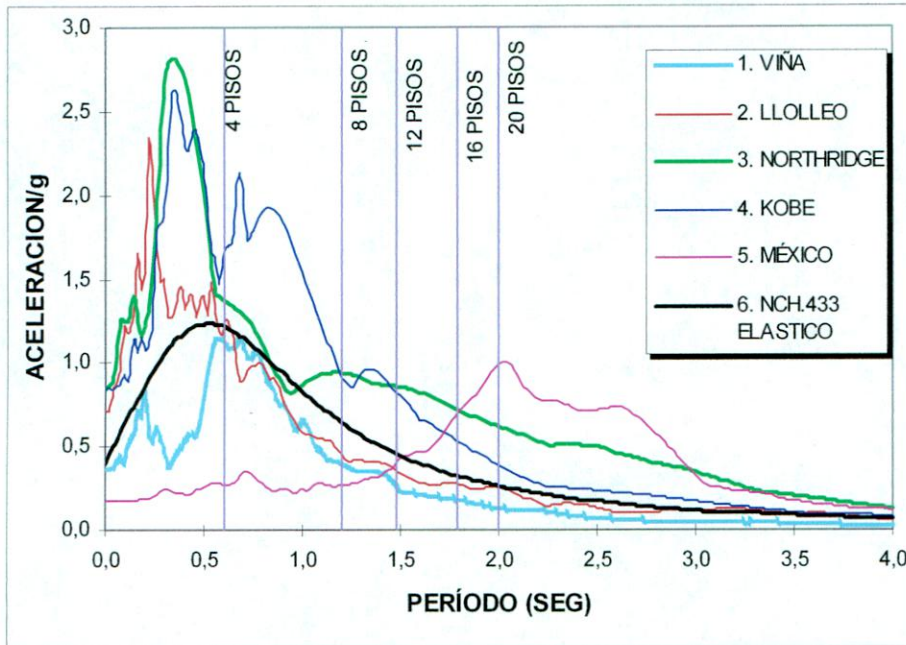


Figura 5.6: Comparación de Espectros de aceleración (5% de amortiguamiento)

Los espectros de aceleración de Northridge, Kobe y Llolelo tienen en común que el peak de aceleración se produce con períodos muy bajos, incluso menor al período del marco de 4 pisos, lo cual favorece a las estructuras de marco de mayor altura ya que el período para ellas tiende a aumentar, alejándose de la zona de mayor aceleración espectral. El marco de 4 pisos, con un período de $T=0,61$ seg se encuentra muy cerca de la zona de mayor aceleración para los espectros de Viña y Llolelo, lo cual se ve reflejado en el mayor corte de diseño elástico durante la fase de diseño según norma en los cuales se aplicó el máximo corte permitido. En los marcos de mayor altura el período fundamental aumenta, por lo cual las aceleraciones sísmicas son menores para estas estructuras.

El registro de Kobe presenta un segundo peak de aceleración espectral de 2,13g en torno al período de $T=0,68$ seg, lo cual lo hace especialmente peligroso para los marcos de 4 pisos y 8 pisos, cuyos períodos están entre 0,6 seg y 1,2 seg. Como se mostrará más adelante, estos marcos presentaron altas demandas en sus conexiones cuando fueron sometidos a este registro.

El registro de México es totalmente distinto a los anteriores, ya que el espectro de aceleraciones es bajo en los períodos menores y va en aumento hasta alcanzar el peak de aceleración en torno a los 2,04 seg. Luego, se presenta una meseta estable con aceleraciones mayores a 0,7g hasta $T=2,6$ seg y finalmente disminuye suavemente para períodos mayores. El peak de aceleración se produce justamente en el período fundamental del marco de 20 pisos, por lo cual este marco es el más afectado con este registro.

El espectro de diseño elástico de la norma NCh433 se ajusta bastante bien a la forma de los espectros de aceleración de Llolelo y Viña de Mar para períodos mayores que $T=0,56$ seg. Sobre este período, el espectro de la norma está por encima de las

aceleraciones espectrales de Llolleo y Viña. Para períodos menores a $T=0,56$ seg, el espectro de la norma queda muy por debajo de las aceleraciones alcanzadas con el registro de Llolleo, especialmente para estructuras con período entre $T=0,14$ seg a $T=0,30$ seg, en donde el espectro de Llolleo alcanza el peak de aceleración de 2,33g mientras que el valor máximo del espectro elástico alcanza a 1,24g en $T=0,55$ seg. Esta diferencia hace que las estructuras cuyo período fundamental esté comprendido en este rango deban tener una gran capacidad de comportamiento no lineal dado que deben ser diseñadas con una fuerza mucho menor de la que el sismo impone. Esta zona corresponde a estructuras de marcos de menos de 4 pisos de altura.

La *Tabla 5.2* muestra la aceleración espectral correspondiente al período fundamental de vibración de cada marco y para cada uno de los registros sísmicos seleccionados. La aceleración espectral está expresada en función de “g”. La columna “Elástico” corresponde al espectro elástico según la NCh433 para zona sísmica 3 y suelo tipo III, con el cual se diseñó el conjunto de marcos en estudio.

Tabla 5.2: Valor máximo de Aceleración espectral (Espectro Elástico)

No.pisos	T (seg)	VIÑA	LLOLLEO	NORTH	KOBE	MEX	ELASTICO
4	0,61	1,14	1,17	1,38	1,62	0,27	1,22
8	1,20	0,40	0,45	0,94	0,91	0,27	0,64
12	1,48	0,25	0,35	0,86	0,82	0,41	0,46
16	1,79	0,18	0,27	0,72	0,53	0,70	0,32
20	2,00	0,13	0,25	0,62	0,39	1,00	0,26

Entre 0,61 seg y 2,0 seg que corresponde al rango de períodos del conjunto de marcos estudiados, resulta mayor la aceleración espectral elástica que la aceleración espectral de Viña y Llolleo, ya que sobre 0,60 seg se observa que el espectro elástico actúa como una envolvente del espectro de aceleración obtenido con los registros nacionales.

La *Figura 5.7* muestra el espectro de diseño para el marco de 4 pisos según la norma NCh433 para la zona sísmica 3 y tipo de suelo III (se diferencia del espectro de los otros marcos en el factor R^* utilizado), y en este caso se compara solamente con el espectro de aceleración de los registros de Viña S20W y Llolleo N10E. El espectro de diseño S_a de la norma se obtiene a partir del espectro elástico dividido por el factor de reducción R^* definido en la *Ecuación 1-37* del Capítulo 1.

De esta figura se puede observar que las fuerzas de diseño son mucho menores que las fuerzas que se generan por el sismo si el comportamiento de la estructura fuera siempre elástico. En la práctica, la estructura se diseña para una fuerza menor dependiendo del nivel de ductilidad que la estructura es capaz de suministrar. De esta manera, la resistencia de la estructura queda supeditada a la capacidad de los elementos para deformarse más allá de los límites elásticos, sin perder la rigidez y sin fallar prematuramente.

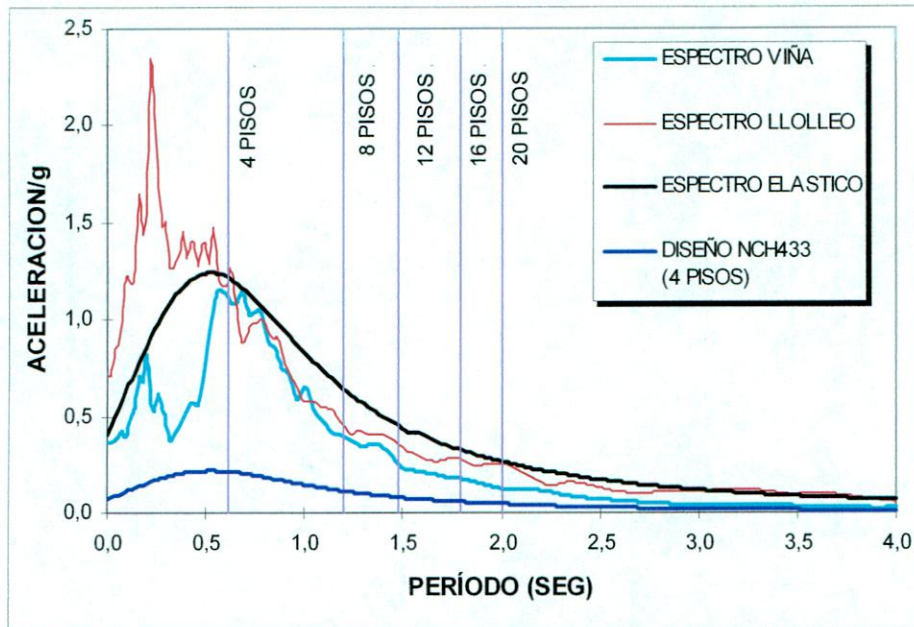


Figura 5.7: Comparación de espectro dinámico de Viña S20W y Lolloleo N10E con Espectro de Diseño Elástico de NCh433.Of96.

La mayor diferencia de aceleraciones entre el espectro de diseño de la norma y el espectro de Lolloleo se produce en el marco de 4 pisos. Para este marco, el registro de Lolloleo presenta una aceleración de 1,17g en $T=0,61$ seg, mientras que el espectro de diseño presenta solamente 0,20g, es decir, la estructura debe ser capaz de resistir aceleraciones del orden de 5,85 veces la aceleración espectral de diseño. Esto necesariamente significa que la estructura debe resistir recurriendo a las reservas de sobrerresistencia elástica de sus elementos y a la capacidad de deformación no lineal de sus conexiones y elementos. De allí surge la pregunta de si el marco será capaz de suministrar la resistencia que demanda el sismo y si sus elementos están en condiciones de tener un comportamiento no lineal acorde a lo requerido por el sismo. La NCh433.Of96 actualmente no está en condiciones de dar una respuesta categórica a estas interrogantes, especialmente en el diseño de marcos de acero.

La norma actual establece requerimientos de corte basal y de desplazamientos máximos que deben tener las estructuras diseñadas mediante análisis elástico, sin embargo, a través de este método no se logra conocer con certeza el comportamiento sísmico que va a tener la estructura, ya que las cargas que se aplican en la etapa de diseño son de menor magnitud que las que impone el sismo real y no tienen la variación de frecuencia y amplitud que presentan los registros con sismos reales, ya que los espectros de diseño representan solamente los valores máximos de movimiento. Además, en la norma no se hace ninguna distinción entre marcos diseñados con conexiones tradicionales o conexiones mejoradas, y solamente se clasifican las estructuras de acero en sistemas de pórticos o arriostrados.

De acuerdo a los resultados mostrados por los diagramas de rótulas plásticas del

Anexo B, el sismo lleva a la estructura más allá del límite elástico de los elementos y lo somete a deformaciones mayores que las estimadas por el método modal espectral de diseño. El primer problema asociado con este tipo de diseño es que no se sabe la verdadera resistencia de la estructura, ya que no se conoce cuál es la capacidad inelástica de los marcos. El segundo problema es que la deformación máxima inelástica no puede ser calculada a partir de un análisis elástico, lo cual hace que el marco diseñado por norma no tenga un comportamiento sísmico claramente definido con anticipación.

Por medio de análisis no lineales, ya sean estáticos o dinámicos, se puede hacer una mejor estimación del comportamiento general de la estructura, determinando los puntos en los cuales se concentra la demanda sísmica, el posible mecanismo de resistencia última antes de la falla del edificio y la capacidad nominal a cargas laterales. Aún así, los resultados no pueden entenderse como absolutos dada la gran cantidad de simplificaciones implícitas en los modelos de estudio y de la infinidad de variables que se presentan en una estructura real que no pueden ser incorporadas al modelo.

5.4 DEMANDA DE CORTE BASAL

Sobre el conjunto de marcos de acero se efectuaron análisis dinámicos con los registros sísmicos seleccionados, y cuyos resultados se muestran en el Anexo A, *Figuras A.1.1 a A.5.10*. Los gráficos mostrados en este anexo corresponden a las curvas de Corte Basal v/s Desplazamiento de Techo obtenidas para cada registro y cada marco. En ellos se muestra la curva resultante del análisis de carga incremental con carga rectangular y triangular invertida. A través de este gráfico se puede visualizar el grado de comportamiento no lineal demandado por el sismo al compararlo con las curvas de capacidad, las cuales fueron analizadas en el Capítulo anterior. Adicionalmente, se incluye la variación del desplazamiento de techo en el tiempo para mostrar el movimiento general del edificio durante el sismo.

La *Tabla 5.3* resume la demanda de corte en el marco obtenida después del análisis dinámico, la cual está expresada en toneladas y en forma adimensional en relación con el peso sísmico del edificio. Se agrega una columna con el corte de diseño según norma para efectuar análisis comparativos entre la fuerza efectivamente demandada durante el sismo y el corte de diseño elástico utilizado en la etapa de diseño. Las dos columnas finales corresponden a la capacidad de Corte tomada según las *Tablas 4.6 y 4.7* del Capítulo 4.

El objetivo del siguiente análisis es determinar relaciones entre capacidad y demanda, establecer la variación de estos parámetros para cada marco y determinar si la capacidad de los marcos es lo suficiente para tener un comportamiento sísmico adecuado desde el punto de vista de la resistencia.

Tabla 5.3: Demanda v/s Capacidad de Corte Basal

ITEM	No. PISOS	T (seg)	PESO SÍSMICO	CORTE	DEMANDA					CAPACIDAD	
				DISEÑO NCH433	VIÑA	LLOLL.	NORTH.	KOBE	MÉX.	RECT	TRIANG
CORTE BASAL (TON)	4	0,61	588	99	317	353	345	406*	131	368	289
	8	1,20	1211	93	299	328	520*	396*	264	396	336
	12	1,48	1848	123	382	479	566	550	433	522	426
	16	1,79	2494	166	361	499	585	596	537	568	494
	20	2,00	3150	210	436	453	620	558	539	609	499
Q/W	4	0,61	588	0,168	0,54	0,60	0,59	0,69*	0,22	0,63	0,49
	8	1,20	1211	0,077	0,25	0,27	0,43*	0,33*	0,22	0,33	0,27
	12	1,48	1848	0,066	0,21	0,26	0,31	0,30	0,23	0,28	0,23
	16	1,79	2494	0,066	0,14	0,20	0,23	0,24	0,21	0,23	0,20
	20	2,00	3150	0,066	0,14	0,14	0,20	0,18	0,17	0,19	0,16

Los valores que aparecen con * en la *Tabla 5.3* indican que en esas estructuras se produjo la falla por mecanismo de colapso durante la acción del sismo. El registro de Kobe provoca la falla en los marcos de 4 y 8 pisos, mientras que el registro de Northridge causa la falla en el marco de 8 pisos.

En la *Tabla 5.3* también se indica la capacidad última del marco considerando que las conexiones son capaces de suministrar la rotación plástica demandada hasta alcanzar el mecanismo de colapso en la estructura. Los resultados de estas tablas se expresan gráficamente en las *Figuras 5.8 a 5.9*, las cuales muestran la demanda y capacidad de corte basal en función del período de la estructura. La fuerza de corte se expresa en ton y en relación al peso sísmico del marco.

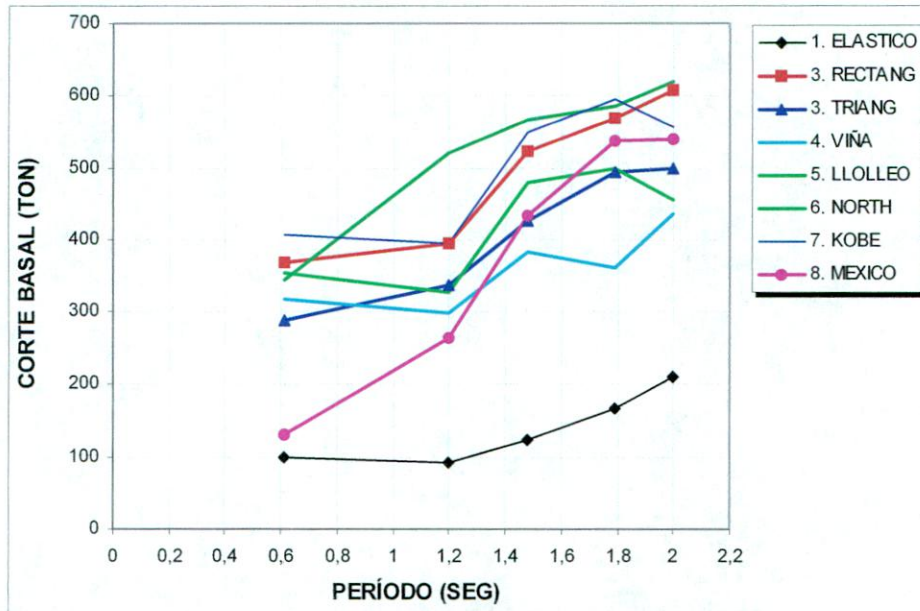


Figura 5.8: Demanda de Corte Basal (ton)

En todos los registros se observa una tendencia general de aumento en la demanda de corte en función del período de la estructura, aunque existen algunos puntos en los cuales el corte tiende a bajar. Las mayores demandas de corte se producen con los sismos de Northridge y Kobe, en los cuales el corte demandado excede los valores de capacidad estimados por el análisis de carga incremental, especialmente para el marco de 8 pisos, en el cual se produce la falla.

Con el registro de Llolleo, la demanda de corte se mantiene por debajo de la capacidad estimada por el análisis con carga rectangular, pero por encima de la curva de capacidad con carga triangular, según se puede observar de la *Figura 5.8*. Solamente se aprecia una disminución de la demanda para períodos del orden de $T=2$ seg. El sismo de Llolleo presenta una alta demanda de corte, cercana a la capacidad de las estructuras, la que sin embargo, no es suficiente para provocar el colapso en la estructura en ninguno de los marcos analizados. Con el registro de Viña se observa una alta demanda para $T=0,6$ seg que tiende a disminuir en relación a la capacidad para períodos más altos. La demanda por el sismo de Llolleo es mayor que la capacidad nominal entregada por la curva con carga triangular, sin embargo, en ninguno de los marcos se produjo el colapso, como se podría pensar ya que se excedió la capacidad nominal de corte. De lo anterior, se puede concluir que la capacidad nominal entregada por el análisis con carga rectangular entrega valores más representativos de la capacidad de los marcos diseñados de acuerdo a la NCh433. Esto se puede apreciar más claramente a través de la *Figura 5.9 (a) y (b)*, donde se compara la relación entre la demanda de corte y la capacidad obtenida por los análisis con carga incremental rectangular y triangular.

Cuando se evalúa la capacidad con carga rectangular, siempre resulta mayor que la demanda de los sismos nacionales ya que la relación Demanda/Capacidad de Corte Basal siempre resulta menor a 1, lo cual concuerda con el análisis. Con la capacidad tomada del análisis incremental triangular resultan cuocientes Demanda/Capacidad mayores en todos los marcos debido a que el análisis con carga triangular entrega una menor capacidad de corte en el marco.

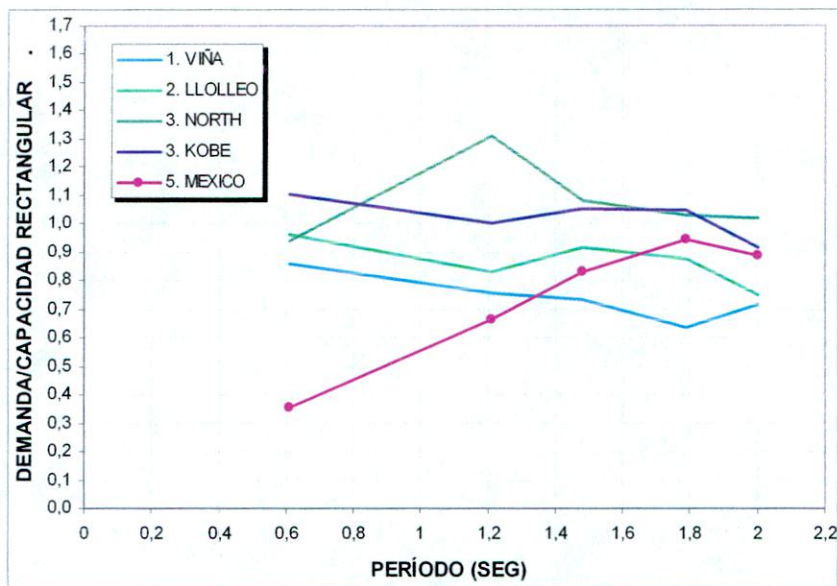


Figura 5.9a: Relación Demanda/Capacidad de Corte (con carga rectangular)

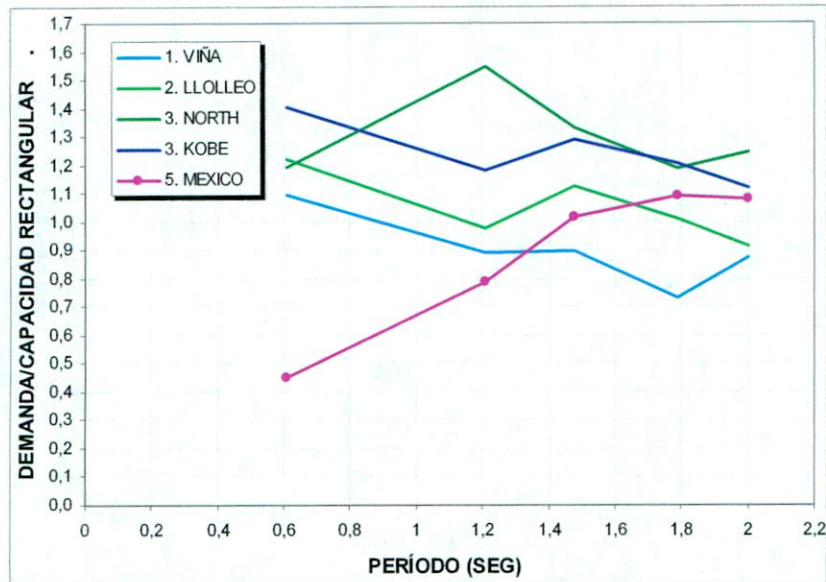


Figura 5.9b: Relación Demanda/Capacidad de Corte (con carga triangular)

La demanda de corte con el registro de México es muy baja en relación a la capacidad de los marcos, pero va en aumento con el período, alcanzando su valor máximo en $T=2$ seg. En ninguno de los marcos la demanda llegó a exceder la capacidad nominal dada por la curva para carga rectangular, aunque sí lo hace para carga triangular en períodos mayores a $T=1,5$ seg, y a pesar de ello no significó el colapso del marco de 20 pisos.

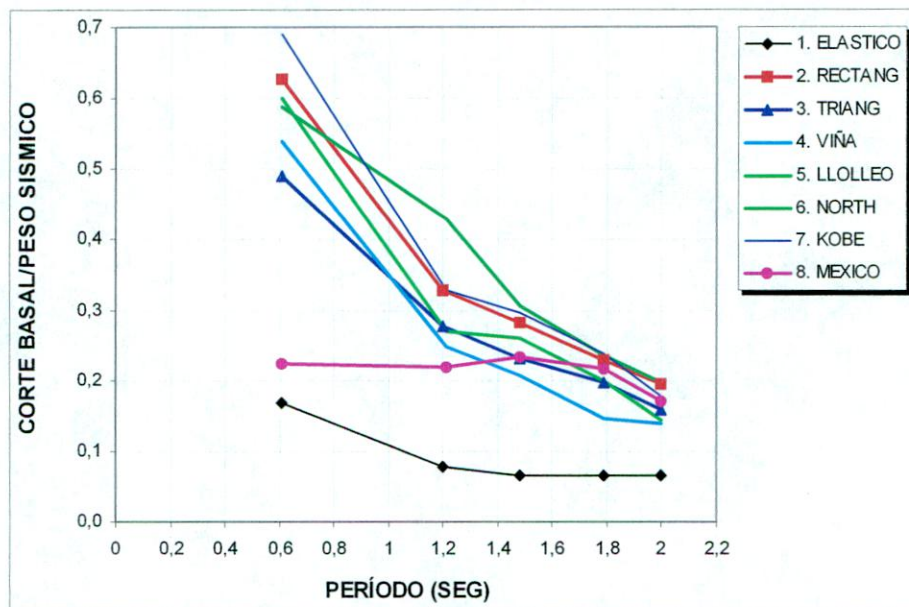


Figura 5.10: Demanda /Capacidad de Corte

La Figura 5.10 muestra el comportamiento general de la Demanda y Capacidad de Corte Basal en relación al peso sísmico de los marcos. La curva más baja representa el Corte de Diseño según NCh433, en la cual se puede apreciar que la demanda de corte basal

es muy superior a la fuerza de corte utilizada en la etapa de diseño, especialmente en los marcos de menor altura, a excepción del registro de México, en el que la mayor demanda de corte se concentra en los edificios de mayor altura. En todos los casos, la gran demanda de corte es resistida por la estructura en base a la sobrerresistencia elástica con la cual queda diseñado el marco y por el comportamiento no lineal que los elementos resistentes del marco son capaces de suministrar. En este caso el comportamiento no lineal se debe exclusivamente a la rotulación de la unión viga-columna.

En todos los registros, salvo el caso de México, se observa una notoria tendencia a disminuir el cociente Demanda de Corte/Peso Sísmico en la medida que aumenta el período de la estructura. Es decir, en la medida que la estructura se hace más flexible también baja la demanda de corte. En el caso del sismo de Lollo, inicialmente la demanda de corte equivale al 60% del peso sísmico del marco de 4 pisos y disminuye a 14% en el caso del marco de 20 pisos. La demanda de Lollo para el marco de 4 pisos es incluso mayor a la observada con el registro de Northridge para el mismo marco, en el cual la demanda llega al 59%, lo cual podría llevar erróneamente a la conclusión de que el sismo nacional provoca mayor daño que el sismo de Northridge, sin embargo, el análisis dinámico no solamente debe concentrarse en la demanda de corte, sino que debe analizarse en conjunto con la demanda de desplazamientos y de rotación plástica. De acuerdo a las Figuras 5.11 y 5.12 (tomadas de Figuras A.1.4 y A.1.6 del Anexo A), la demanda de desplazamientos con el registro de Lollo (Desplazamiento de Techo = 9,7 cm) es notoriamente menor a los desplazamientos impuestos a la estructura por el sismo de Northridge (Desplazamiento de Techo=16,2 cm), que incluso dejan a la estructura con un desplazamiento remanente de techo del orden de 6 cm.

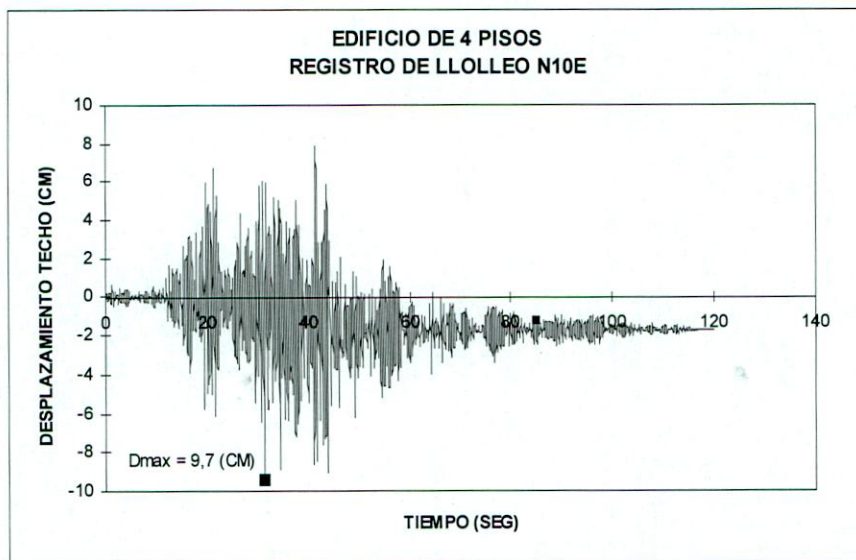


Figura 5.11: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo

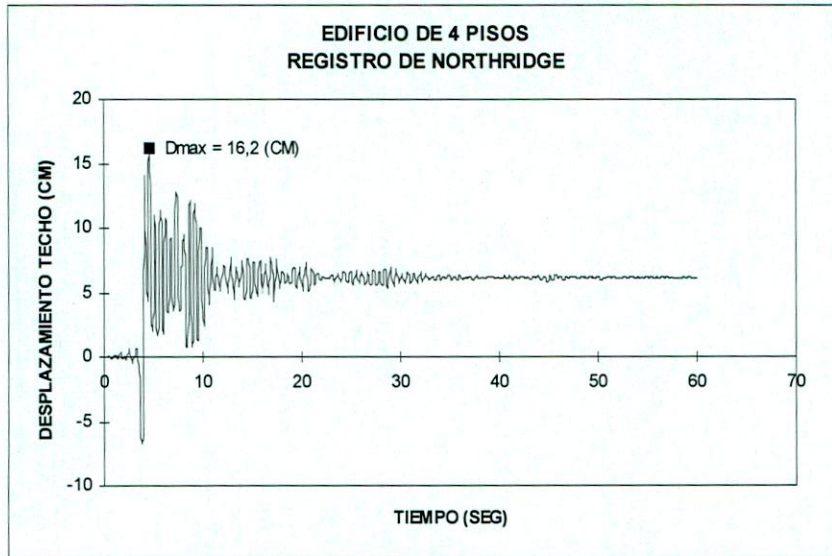


Figura 5.12: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo

Lo mismo se puede apreciar a través de las Figuras 5.13 y 5.14 (tomadas de Figuras B.1.2 y B.1.3 del Anexo B), las cuales muestran que la demanda inelástica es mayor en el registro de Northridge. Esta menor demanda de desplazamientos y rotación plástica significa menor daño estructural en los marcos. Por lo tanto, aunque los sismos de Llolleo y Northridge tengan el mismo nivel de demanda de corte, el daño es mucho mayor con Northridge, donde incluso se alcanza mecanismo de colapso en los marcos de 4 y 8 pisos.

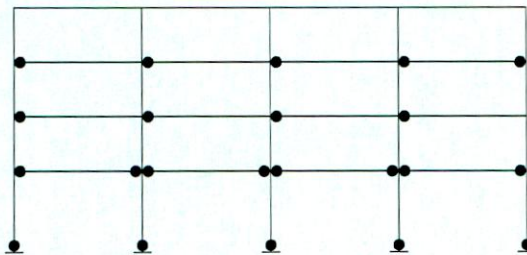


Figura 5.13: Rotación plástica Llolleo
Rotación máxima = 0,03 rad

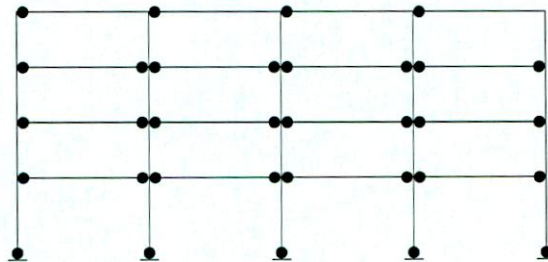


Figura 5.14: Rotación plástica Northridge
Rotación máxima = 0,08 rad

En el caso de Viña, la demanda de corte basal corresponde al 54% del peso sísmico en el marco de 4 pisos y decrece al 14% del peso sísmico en el marco de 20 pisos. En todos los marcos la demanda debida al registro de Viña fue menor a la demanda provocada por el sismo de Llolleo, lo cual se explica por la cercanía de Llolleo con el epicentro del terremoto. Lo anterior no implica necesariamente que la zona de Viña del Mar no pueda ser afectada en el futuro por sismos que presenten una mayor demanda que la observada con este registro.

Con el registro de México la demanda se mantuvo prácticamente constante en todo el rango comprendido entre $T=0,6$ seg a $T=2,0$ seg, e incluso desciende justamente en el marco de 20 pisos que es el que sufre el mayor daño producto de este registro. Por otra

parte, por medio de este análisis se muestra nuevamente que los sismos de Northridge y Kobe tienen la mayor demanda de corte basal, prácticamente en todo el rango de períodos analizados.

Finalmente, la *Figura 5.15* muestra el cociente Demanda de Corte/Corte de Diseño obtenida con los distintos registros. El cociente Demanda de Corte/Corte de Diseño se compara con la curva Capacidad de Corte/Corte de Diseño de la estructura. A partir de esta figura se observa que en el caso de Northridge la demanda llega a ser 5,6 veces la fuerza de diseño en el edificio de 8 pisos que finalmente colapsa. El nivel de corte basal demandado supera largamente la capacidad, que ha sido estimada en 4,2 veces el corte de diseño para este marco. La curva que representa la demanda de corte en Kobe muestra un comportamiento similar a la curva de capacidad con carga rectangular.

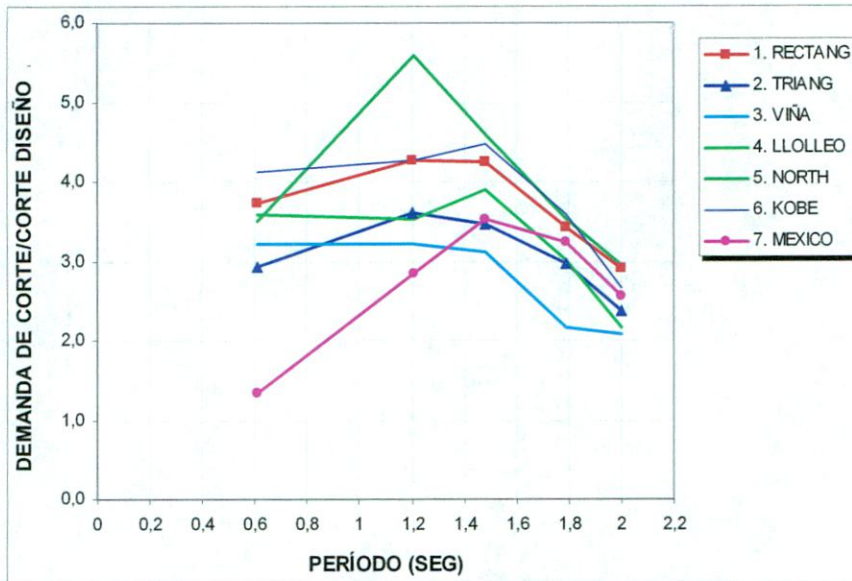


Figura 5.15: Demanda de Corte / Corte de Diseño

Tabla 5.4 : Relación entre la Demanda de Corte y el Corte de Diseño

No. PISOS	T (seg)	VIÑA	LLOLLEO	NORTH.	KOBE	MÉXICO
4	0.61	3,2	3,6	3,5	4,1*	1,3
8	1,20	3,2	3,5	5,6*	4,3*	2,8
12	1,48	3,1	3,9	4,6	4,5	3,5
16	1,79	2,2	3,0	3,5	3,6	3,2
20	2,00	2,1	2,2	3,0	2,7	2,6

(*) En esta condición se alcanza la falla en la estructura por mecanismo de colapso

Con los registros de sismos nacionales, la mayor demanda de corte en relación al Corte de Diseño se obtiene en el marco de 12 pisos y con el registro de Llolleo, para el cual se obtiene una relación Demanda/Diseño de 3,9. Tanto en Llolleo como con Viña, la relación Demanda/Diseño se mantiene estable en los 3 primeros edificios, con valores cercanos a 3,5 y 3 respectivamente. Posteriormente, para los marcos de 16 y 20 pisos, se observa una disminución de la demanda, llegando tanto en Llolleo como en Viña a un

cuociente Demanda/Diseño cercano a 2,1. La curva que representa la capacidad con carga rectangular actúa como una envolvente de la demanda con los registros nacionales e indica que la demanda no alcanzó niveles como para provocar la falla en la estructura, lo cual es coincidente con los resultados de este análisis en todos los marcos. El análisis con carga triangular subestima la capacidad de los marcos de acero, ya que el corte generado durante la acción del sismo es mayor a la capacidad estimada por este procedimiento y sin embargo, la estructura es capaz de mantener la resistencia.

Los marcos diseñados con los actuales requerimientos de la NCh433 tuvieron un comportamiento satisfactorio desde el punto de vista de la resistencia, ya que en ninguno de los marcos se alcanzó la falla. Sin embargo, un aspecto tan importante como la resistencia es el grado de daño que presenta la estructura, el cual depende de las deformaciones relativas máximas que demanda el sismo. No basta con que la estructura logre permanecer en pie luego del sismo, también es importante tratar de minimizar los daños estructurales del edificio, de tal manera que pueda ser recuperado a un costo aceptable y en un plazo razonable.

5.5 DEMANDA DE DESPLAZAMIENTOS

La Demanda de Desplazamientos en conjunto con la Demanda de Rotación Plástica, permiten visualizar el grado de daño que sufre la estructura durante el movimiento sísmico. Como se comentó anteriormente en el párrafo 5.4, la demanda de corte basal puede ser igual en dos sismos diferentes, sin embargo, el daño en los elementos estructurales y no estructurales puede ser totalmente distinto, dependiendo del grado de incursión no lineal que presente el marco durante el sismo. Mientras mayor sea la incursión en el rango no lineal en la curva Corte-Desplazamiento mayor será el nivel de deformación plástica en las conexiones, los cuales se manifiestan en la práctica por la rotura frágil de las conexiones convencionales y por la existencia de deformaciones remanentes, tanto en marcos con conexiones convencionales como mejoradas.

La *Tabla 5.5* presenta los desplazamientos máximos de techo alcanzados por los marcos durante el movimiento sísmico. El movimiento completo del techo del edificio durante el sismo se muestra en los gráficos de Desplazamiento de Techo v/s Tiempo adjuntos en el *Anexo A*. El desplazamiento de techo también se presenta como porcentaje de la altura del edificio, de tal modo de visualizar la variación de la demanda de desplazamientos de forma adimensional. En el último recuadro de esta tabla se indica la relación entre el desplazamiento máximo del marco y el desplazamiento obtenido durante la fase de diseño usando el método modal espectral.

Tabla 5.5: Demanda de Desplazamientos por Marco y Registro Sísmico

ITEM	No. PISOS	DISEÑO NCH.433	VIÑA	LLOLLEO	NORTH.	KOBE	MÉXICO
DESPL. TECHO (CM)	4	2,4	8,5	9,7	16,2	21,1*	3,0
	8	4,5	19,1	22,0	37,8*	29,3*	12,2
	12	5,6	25,1	25,8	42,7	32,1	23,2
	16	8,5	22,2	31,4	51,7	47,1	42,1
	20	10,7	21,7	28,3	50,8	45,7	55,0
DESPL. TECHO (%)	4	0,18	0,63	0,72	1,20	1,56*	0,22
	8	0,18	0,75	0,86	1,48*	1,15*	0,48
	12	0,15	0,67	0,69	1,14	0,86	0,62
	16	0,17	0,45	0,63	1,04	0,95	0,85
	20	0,17	0,35	0,46	0,83	0,74	0,89
CUOCIENTE DEMANDA/ DISEÑO	4	1,0	3,5	4,0	6,8	8,8*	1,3
	8	1,0	4,2	4,9	8,4*	6,5*	2,7
	12	1,0	4,5	4,6	7,6	5,7	4,1
	16	1,0	2,6	3,7	6,1	5,5	5,0
	20	1,0	2,0	2,6	2,6	4,8	4,3

En la *Figura 5.16* se muestra el desplazamiento de techo máximo que ocurrió durante la acción de los sismos. Esta información se complementa con la capacidad de deformación definida en el capítulo anterior y se compara con la demanda actual de cada registro.

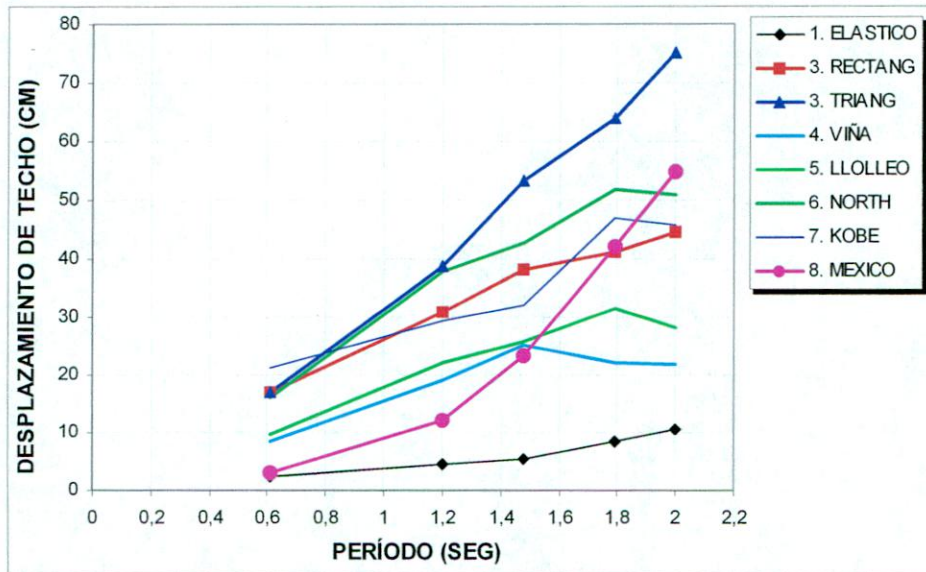


Figura 5.16: Demanda y Capacidad de Desplazamientos (cm)

En esta figura aparecen graficados los resultados de capacidad de desplazamientos obtenidos para los marcos con limitada capacidad de rotación, por ser el caso más desfavorable. Los valores de capacidad obtenidos para marcos que alcanzaron el mecanismo de colapso con mayor demanda de rotación plástica son levemente mayores a los mostrados aquí y pueden ser revisados del capítulo anterior (*Figuras 4.15 (a) y (b)*)

La demanda de desplazamientos es relativamente similar tanto con el registro de Viña como el de Lolleo, siendo levemente mayor en este último sismo. Ambas curvas crecen con el número de pisos de los marcos, aunque se observa un descenso en la demanda en los dos últimos marcos de 16 y 20 pisos. Los desplazamientos debido a estos sismos son menores en todos los casos a la capacidad de desplazamientos de los marcos, siendo incluso menor al límite inferior de la capacidad de desplazamientos para marcos con conexiones convencionales dada por el método de carga incremental uniforme.

La mayor demanda de desplazamiento absoluta con los sismos chilenos se produce en el marco de 16 pisos, donde el desplazamiento máximo llega a 31,4 cm en una altura total de 49,5 m del marco, mientras que el menor desplazamiento se produce en el marco de 4 pisos con 8,5 cm cuando actúa el sismo de Viña. El nivel de desplazamiento de techo absoluto es un factor a considerar cuando se evalúa el impacto que tiene la magnitud del desplazamiento sobre las personas y objetos que están en los pisos más altos. De acuerdo a la *Figura 5.17* (tomada de *Figura A.4.4*, Anexo A), la deformación máxima absoluta que se produce en el marco de 16 pisos con el registro de Lolleo es de 31,4 cm, la que sumada al desplazamiento contrario que tenía el edificio antes de alcanzar este peak de desplazamiento (aproximadamente 25 cm) hacen un total de 51 cm de variación en el desplazamiento de techo en un período muy corto de tiempo (aproximadamente 1 seg).

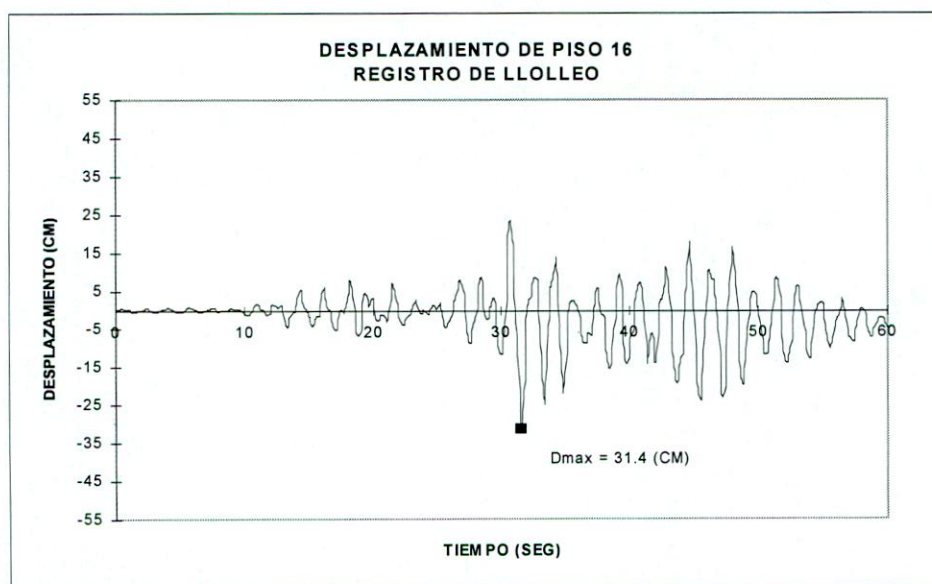


Figura 5.17: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo con Registro de LLOlleo

Este fuerte movimiento podría causar el corrimiento de cualquier objeto que no esté adecuadamente anclado e incluso podría provocar pánico en las personas allí presentes. Desde este punto de vista, el desplazamiento horizontal parece excesivo para este marco. Sería interesante establecer límites de tolerancia para el desplazamiento horizontal en consideración a la percepción de las personas, especialmente para sismos de menor intensidad pero de mayor frecuencia, y en base a ello determinar si el comportamiento sísmico del marco es adecuado o debe rediseñarse cambiando el sistema estructural a marco

arriostrado o combinar el marco con muros de hormigón armado, los cuales al ser más rígidos ofrecen ventajas en cuanto a disminuir las demandas de desplazamiento.

Al igual que los sismos nacionales, con Northridge y Kobe se observa un desplazamiento de techo en aumento con el número de pisos de los marcos, aunque con demandas cercanas y superiores a la capacidad de la estructura. Con el registro de México ocurre algo similar, aunque la demanda es muy menor para los edificios bajos y va en ascenso rápido hasta llegar a valores cercanos a la capacidad en el marco de 20 pisos. Como se puede apreciar de las Figuras A.1.9 y B.1.6 del Anexo A y B respectivamente, los desplazamientos del marco de 4 pisos durante este sismo se mantienen en el rango elástico y no se detectan puntos con plastificación en las uniones viga-columna. Es el único registro en el cual la demanda de desplazamientos no supera el rango elástico, ya que en todos los marcos estudiados, al menos se superó el nivel en el cual se plastifica la base de las columnas.

La demanda de Desplazamiento de Techo/Altura del edificio, en conjunto con la Demanda de Desplazamientos de Entrepiso son parámetros que representan de mejor manera el grado de daño que sufre la estructura ya que determinan el nivel de deformación global de la estructura y el nivel de deformación localizado de un piso, respectivamente. En la Figura 5.18 se muestra la Demanda de Desplazamiento de Techo/Altura Edificio (%) en función del período de la estructura. La curva “Elástico” representa el desplazamiento de entrepiso según análisis elástico de la NCh433 amplificada por $R^*/3$.

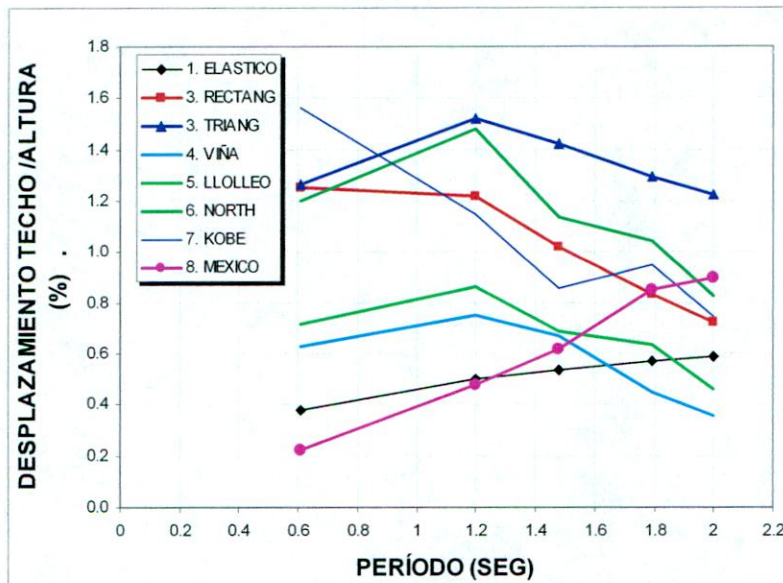


Figura 5.18: Demanda y Capacidad de Desplazamientos/Altura del edificio (%)

En relación a la altura del edificio, tanto el registro de Viña como Llolleo presentan un comportamiento similar ya que la demanda es alta en los marcos de baja altura y luego decrece para los marcos más altos. En ambos registros, la mayor demanda de desplazamiento se produce en el marco 8 pisos, cuyo desplazamiento de techo alcanzó el

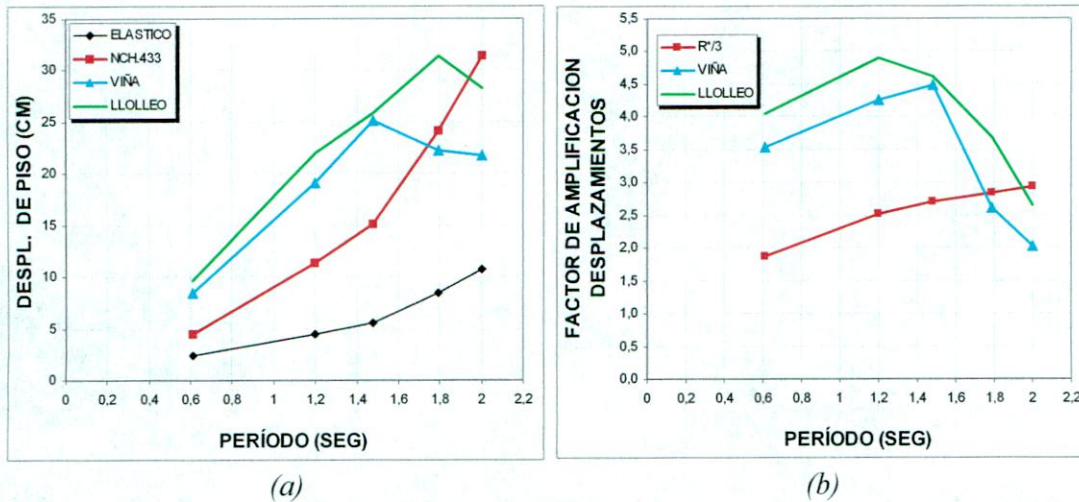
máximo de 0,86% de la altura (equivalente a 4,8 veces el desplazamiento de diseño) y el valor mínimo se produce en el marco de 20 pisos con 0,46% (equivalente a 2,7 veces el desplazamiento de diseño), contrariamente al aumento de los desplazamientos absolutos con la altura de los marcos. Estos valores exceden los desplazamientos estimados por NCh433 al amplificar por $R^*/3$ el desplazamiento de diseño.

La norma NCh433 implícitamente reconoce que los desplazamientos reales son mayores a los desplazamientos de diseño al establecer que la separación mínima entre el edificio y el plano medianero en cualquier nivel no debe ser inferior a $R^*/3$ veces el desplazamiento de piso D_d calculado por medio del método de análisis estático o modal espectral. Esta separación debiera permitir que el edificio pueda moverse libremente sin interferir con el movimiento del edificio adyacente. Por medio de esta expresión se puede estimar la deformación máxima que se espera para cada marco según norma y se puede comparar con el desplazamiento medido a través del análisis dinámico con los registros nacionales. El valor de R^* corresponde al Factor de Reducción del espectro elástico y se determina de acuerdo a la Ecuación (1-37) del Capítulo 1. Para los marcos en estudio este parámetro está determinado en la Tabla 3-7 del Capítulo 3, que en este caso se reproduce en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6: Desplazamiento máximo de techo estimado según NCh433 v/s Desplazamiento de techo con registros.

No. PISOS	PERÍODO T (seg)	R^*	$R^*/3$	DESPL. NCH433 D_d (CM)	DESPL. $D_d \times R^*/3$ (CM)	DESPL. VIÑA (CM)	DESPL. LLOLLEO (CM)	DESPL. VIÑA / D_d	DESPL. LLOLLEO / D_d
4	0,61	5,68	1,89	2,4	4,5	8,5	9,7	3,5	4,04
8	1,20	7,52	2,51	4,5	11,3	19,1	22,0	4,2	4,89
12	1,48	8,06	2,69	5,6	15,1	25,1	25,8	4,5	4,61
16	1,79	8,53	2,84	8,5	24,1	22,2	31,4	2,6	3,69
20	2,00	8,79	2,93	10,7	31,4	21,7	28,3	2,0	2,64

De acuerdo con estos resultados, la NCh433 subestima los desplazamientos para los marcos de 4, 8, 12 y 16 pisos. Solamente en el marco de 20 pisos la deformación estimada es levemente mayor a la obtenida con el análisis dinámico. El factor de amplificación correcto que debe aplicarse corresponde al cociente entre el desplazamiento de techo medido y D_d , que aparece en las dos últimas columnas de la tabla anterior. Como es evidente, este factor no es constante, sino que depende de la altura, del período del marco y del sismo que actúa. La Figura 5.19(a) muestra los desplazamientos de techo estimados por la NCh433 y lo medido efectivamente con los registros nacionales. La parte (b) muestra la relación entre el factor de amplificación de desplazamientos según NCh433 y el que correspondiente a los resultados del análisis no lineal.



(a) (b)
Figura 5.19: (a) Desplazamiento de Techo (b) Cuociente Desplazamiento Anelástico/Desplazamiento análisis modal

En base a estos resultados se podría perfeccionar el coeficiente de amplificación de desplazamientos determinado por la norma para tener una estimación más conservadora de los desplazamientos esperados. El factor de amplificación para Viña y Llolleo tiene un comportamiento muy similar, siendo mayor lógicamente Llolleo por presentar una mayor demanda de desplazamientos. La *Figura 5.19 (a)* muestra que los desplazamientos debido a Llolleo actúan como una envolvente para el valor máximo de deformación esperada en los marcos de acero diseñados por la NCh433. La *Figura 5.19 (b)* indica que los desplazamientos esperados pueden ser hasta 5 veces el desplazamiento de diseño, lo cual es mucho mayor del desplazamiento estimado por la NCh433 ($R^*/3 D_d$). De esta forma, la norma subestima los desplazamientos para marcos de acero, especialmente en los marcos de baja altura. De acuerdo a lo anterior, el desplazamiento máximo de la estructura puede ser estimado como $(F \times R^*) \times D_d$, donde F es un factor que se representa en la *Figura 5.20*, según los desplazamientos máximos de techo obtenidos con los registros de Viña y Llolleo. En la norma NCh433, el factor F es igual a $1/3$, el cual también se muestra en la figura.

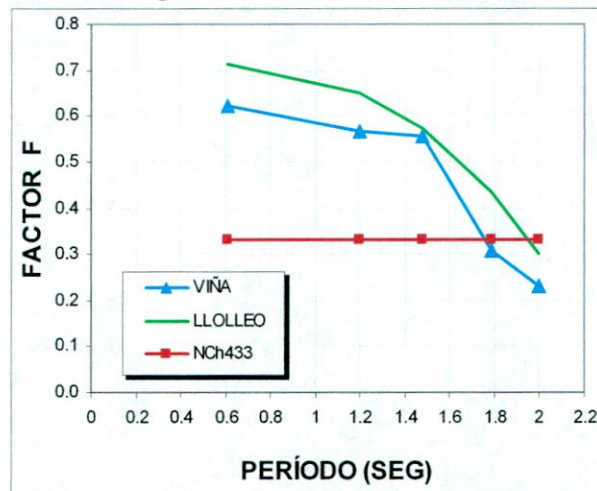


Figura 5.20: Factor de Desplazamiento F

De acuerdo a lo mostrado por la figura anterior, los desplazamientos últimos registrados corresponden a un poco más del doble de lo estimado por la NCh433 para el marco de 4 pisos, mientras que en el marco de 20 pisos no debe efectuarse ninguna corrección a la estimación de la norma. A partir de la figura se puede estimar el valor máximo de la deformación del marco como $0,7 D_d R^*$, lo cual es coincidente con la expresión dada en la norma UBC [ICBO, 1997], en la cual se estima el Desplazamiento Máximo de Respuesta Inelástica como:

$$\Delta_M = 0,7 R \Delta_S \quad (5-1)$$

En la *Tabla 5.7* se entregan los valores de desplazamiento de entrepiso máximo de cada marco, expresados como % de la altura del piso. Cuando se analizó la capacidad de deformación de los marcos se indicó que los mayores desplazamientos de entrepiso se producen en el primer piso, sin embargo, los desplazamientos máximos de entrepiso usando registros sísmicos, como los mostrados en este caso, pueden darse en pisos intermedios. Los valores indicados de la tabla son graficados en la *Figura 5.21*.

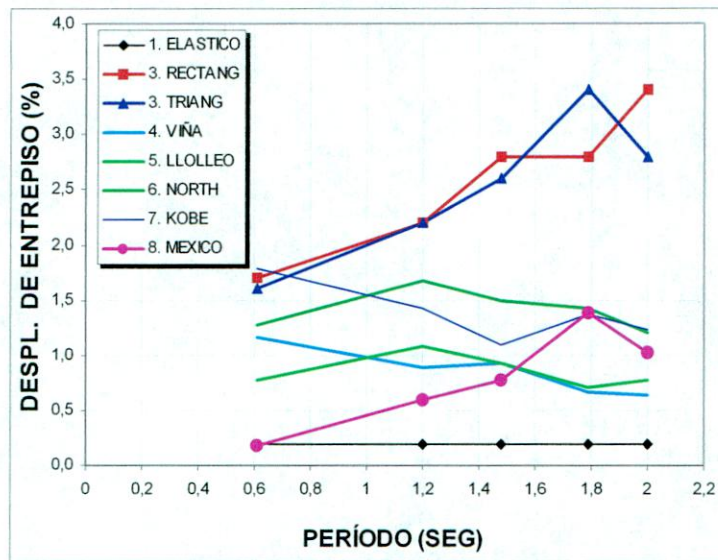


Figura 5.21: Desplazamiento Máximo de Entrepiso (%)

Tabla 5.7: Desplazamiento de Entrepiso (%) por Marco y Registro Sísmico

ITEM	No. PISOS	DISEÑO NCH.433	VIÑA	LLOLLEO	NORTH.	KOBE	MÉXICO
DESPL. ENTREPISO MÁXIMO (%)	4	0,20	1,16	0,78	1,27	1,78*	0,18
	8	0,20	0,89	1,08	1,68*	1,43*	0,60
	12	0,20	0,93	0,93	1,50	1,10	0,77
	16	0,20	0,67	0,70	1,42	1,37	1,38
	20	0,20	0,63	0,77	1,20	1,23	1,03
DESPL. ENTREPISO MÁXIMO DEM/DISEÑO	4	1,0	5,2	6,0	6,7	10,8*	3,0
	8	1,0	4,5	5,4	8,4*	7,2*	3,0
	12	1,0	4,7	4,7	7,5	5,5	3,9
	16	1,0	3,4	3,5	7,1	6,9	6,9
	20	1,0	3,2	3,9	6,0	6,2	5,2

Al igual que en todos los parámetros anteriores, la demanda de desplazamiento de entrepiso debida a los sismos es varias veces el desplazamiento de diseño. Con el registro de Llolleo la deformación de entrepiso alcanza un máximo de 6 veces el desplazamiento de diseño en el marco de 4 pisos, mientras que con el registro de Viña es un poco menor con 5,2 veces la deformación de diseño. Para los marcos de mayor altura la demanda de entrepiso va disminuyendo, sin embargo, la demanda mínima con el registro de Viña alcanza a 3,2 veces el desplazamiento de diseño (marco de 20 pisos). La demanda de deformación es muy alta y parece excesiva para cualquier elemento no estructural que esté fijado al edificio y esto se repite en todos los marcos de 4 a 20 pisos. Aunque la demanda de deformación se mantuvo por debajo de la capacidad de deformación del marco (obtenido en consideración a la resistencia del marco), no se han considerado los efectos que estas deformaciones pueden causar sobre los elementos no estructurales. Para efectos de controlar el daño localizado de cada piso debería restringirse la demanda de desplazamientos de entrepiso a valores inferiores tomados de los requerimientos de funcionalidad de los elementos no estructurales adosados al edificio [AISC, 2003]. Dentro de estos elementos no estructurales se pueden mencionar ductos de ventilación, cañerías de agua potable y gas, ductos de electricidad, tuberías de red seca y húmeda, paneles vidriados, ascensores, estanterías, paneles y muros divisorios que no forman parte del sistema sismorresistente del edificio, pero cuyo deterioro afecta el normal funcionamiento del edificio. Los valores admisibles de deformación de cada elemento no estructural dependen del material, del fabricante, del nivel de daño que se quiera admitir en cada elemento (daño serio, moderado o leve) y del grado de importancia que tiene el elemento para la funcionalidad y seguridad del edificio. En el Capítulo 6 se propone un método para restringir el daño en los elementos no estructurales considerando las deformaciones máximas que admiten estos elementos no estructurales que se quiere proteger.

La demanda de desplazamiento de entrepiso también va disminuyendo con el aumento del número de pisos del edificio. La mayor demanda de desplazamiento de entrepiso para Llolleo alcanza a 1,16% en el marco de 4 pisos y la menor demanda es de 0,70% en el marco de 16 pisos. Con estos resultados se puede observar nuevamente que el registro de Llolleo afecta con mayor intensidad a las estructuras de menor período, que es justamente donde se presentan las mayores aceleraciones espectrales según NCh433.

Las deformaciones más altas se producen en los sismos de Kobe y Northridge con valores máximos que superan hasta en 10 veces la deformación de diseño justamente en los marcos analizados que fallaron durante la aplicación de los registros antes mencionados.

En general, la máxima deformación de entrepiso afecta a los elementos no estructurales del piso en que se produce y no representa necesariamente un daño generalizado, aunque normalmente se presentaron altas demandas en varios pisos consecutivos.

Finalmente, otro aspecto a considerar son las deformaciones remanentes que quedan cuando deja de moverse el edificio después del sismo. A través de los gráficos de Desplazamiento v/s Tiempo que se encuentran en el *Anexo A* es posible observar como el

marco queda oscilando al final del sismo en torno a un desplazamiento de techo distinto de la posición inicial del edificio. Este desplazamiento corresponde a una deformación remanente e indica que las conexiones que fueron sometidas a esfuerzos superiores a su capacidad elástica no recuperaron completamente su forma inicial y quedaron con deformaciones permanentes. El problema que presentan las deformaciones remanentes es que pueden causar el mal funcionamiento de elementos no estructurales tales como ascensores, ductos de ventilación, bandejas de tendido eléctrico, fachadas exteriores, etc. y lo más importante, ellas están indicando que existen elementos estructurales dañados y con menor resistencia para futuros sismos de igual o mayor intensidad que el anterior. La *Tabla 5.8* muestra un resumen de los desplazamientos remanentes estimados a partir de los diagramas de Desplazamiento v/s Tiempo adjuntos en el *Anexo A*.

Tabla 5.8: Deformación de techo remanente/Altura (%)

No. PISOS	VIÑA	LLOLLEO	NORTH.	KOBE	MÉXICO
	%	%	%	%	%
4	0,0	0,13	0,44	(*)	0,0
8	0,0	0,08	(*)	(*)	0,0
12	0,05	0,08	0,27	0,16	0,05
16	0,04	0,10	0,28	0,30	0,12
20	0,03	0,03	0,08	0,16	0,10

(*) No se registra deformación remanente debido a los marcos fallaron por mecanismo de colapso.

De acuerdo a estos resultados, la deformación porcentual para los sismos nacionales es baja y probablemente no sea motivo de problemas a los elementos no estructurales del edificio, aunque la deformación en los pisos más afectados puede ser un poco mayor. Existe deformación permanente en las conexiones plastificadas pero la rotación plástica remanente es baja en comparación a la capacidad de las conexiones.

A la luz de los resultados, las deformaciones que pueden experimentar los edificios de marco de acero diseñados con la actual normativa son excesivas, aunque para la realidad de los sismos chilenos no llevan a la estructura al colapso. La normativa actual debería fijar límites de desplazamientos horizontales máximos que consideren el nivel de daño admisible en los elementos no estructurales, el cual debería estar relacionado con la magnitud del movimiento sísmico, ya que es lógico esperar significativo daño ante un sismo severo pero sin llegar al colapso. Ante un sismo de menor magnitud y mayor frecuencia se acepta el daño en elementos no estructurales, pero los daños deberían quedar limitados a un nivel tolerable desde el punto de vista económico y de seguridad.

Hacer una estimación realista de las deformaciones durante un sismo es una tarea difícil y complicada, ya que solamente se pueden hacer estimaciones efectuando un análisis estructural con programas que empleen métodos no lineales, o midiendo deformaciones por medio de instrumentos instalados en los edificios. Entre los programas de análisis estructural se pueden mencionar el programa Drain-2DX y el programa Ruaumoko [Athol, 1996], los cuales han sido utilizados para diversas investigaciones realizadas en la Universidad Técnica Federico Santa María. Ambos programas son relativamente complejos de utilizar y requieren especial cuidado en la preparación de los modelos y datos de entrada, dependiendo de la complejidad de la estructura. Además, se requiere una mayor cantidad de tiempo para analizar los resultados debido a la gran cantidad de

información que genera el proceso de análisis. Por lo anterior, sería difícil exigir un estudio de estas características para el diseño de todos los edificios. Probablemente sea necesario efectuarlo cuando la estructura presente características singulares en su arquitectura o se trate de una estructura de especial importancia por su uso o valor.

Una forma más sencilla de diseñar la estructura es mantener el método de diseño modal espectral actualmente en uso, pero aumentando las exigencias para atenuar los desplazamientos reales durante un sismo. Esto se puede intentar ya sea restringiendo los desplazamientos admisibles durante la fase de diseño y/o aumentando el corte de diseño según norma. Cualquiera sea el procedimiento elegido la estructura resultante deberá ser más rígida de manera que sus deformaciones sean menores durante el movimiento sísmico.

5.6. DEMANDA DE ROTACIÓN PLÁSTICA

La rotación plástica, al igual que la deformación de entrepiso, es un indicador del grado de daño que sufren las conexiones de la estructura cuando es sometida a un sismo. La *Tabla 5.9* muestra la demanda de rotación plástica (posterior a la fluencia) medida en las conexiones viga-columna con cada registro dinámico. La información contenida en esta tabla se complementa con los diagramas de rótulas plásticas adjuntos en el *Anexo B*, en los cuales se indica la posición de los nudos de cada marco que se plastificaron durante el sismo, aunque no necesariamente en un mismo instante, ya que durante el sismo se abren y cierran rótulas dependiendo de la magnitud y dirección de las fuerzas.

El valor de la rotación plástica indicado en esta tabla corresponde al valor máximo de la rotación observado, el que normalmente se produce en las vigas del piso que recibe la mayor demanda de desplazamiento de entrepiso. En el resto de las conexiones plastificadas la demanda de rotación plástica es menor.

Tabla 5.9: Demanda de Rotación Plástica por Marco y Registro

ITEM	Nº. PISOS	VIÑA	LLOLLEO	NORTH.	KOBE	MÉXICO
DEMANDA	4	0,001	0,003	0,008	0,013*	0,000
ROTACIÓN	8	0,004	0,005	0,010*	0,009*	0,000
PLÁSTICA	12	0,004	0,004	0,009	0,007	0,001
(RAD)	16	0,001	0,004	0,009	0,009	0,009
	20	0,005	0,004	0,009	0,008	0,007

(*) En esta condición se alcanza la falla por mecanismo de colapso.

El análisis dinámico con los registros nacionales revela que la mayor demanda de rotación plástica es de 0,005 rad tanto con Viña como con Llolleo. Valores del mismo orden de magnitud se encuentran en todos los marcos de 4 a 20 pisos. Estos resultados indican que la demanda de rotación es menor a la capacidad teórica de las conexiones convencionales de acero, la cual ha sido estimada conservadoramente en 0,010 rad. Según esto, los marcos de acero diseñados por la norma NCh433 no requieren, a decir de estos análisis, de conexiones de momento modificadas para aumentar su capacidad de rotación. Sin embargo, no debe olvidarse que estos resultados son producto de modelos teóricos de

análisis en los cuales se ha idealizado el comportamiento de los materiales, donde por ejemplo, no se ha considerado el efecto de aumento en la resistencia del acero producto de la zona de endurecimiento, el aporte de la losa a la resistencia de las vigas, etc., todo lo cual probablemente aumente la capacidad de deformación de los marcos.

En la práctica, esto significa que en Chile las estructuras de marco de acero tienen gran capacidad para disipar energía por la formación de rótulas plásticas, sin que se produzca la falla general en el edificio. El daño en las conexiones provocado por el sismo de Lolleo puede ser calificado como moderado considerando que la rotación máxima sólo llegó a 0,005 rad, es decir, la mitad de la capacidad de las conexiones convencionales. Sin embargo, llama la atención el gran número de conexiones plastificadas, especialmente en los marcos de 4 a 12 pisos, en que el número de conexiones plastificadas son más del 80% de las uniones viga-columna y para los marcos de 16 a 20 pisos este porcentaje disminuye a 50% aproximadamente. Con el registro de Viña el porcentaje de conexiones afectadas es un poco menor dado que el sismo tuvo menor intensidad en esta zona.

Otro aspecto interesante de destacar es que la mayor demanda de rotación plástica no se concentró exclusivamente en las vigas de los pisos inferiores como había sido estimado cuando se estudió la capacidad de los marcos por medio de análisis de carga incremental. Si bien es cierto, el comportamiento no lineal siempre se presenta inicialmente con la plastificación de las columnas de la base, ello no fue seguido necesariamente por las vigas de los primeros pisos. Este comportamiento puede ser observado con el registro de Viña para los marcos de 8 pisos en adelante y con el registro de Lolleo en los marcos de 8 y 20 pisos. Debido a este comportamiento, no se puede decir por anticipado donde se va a concentrar la mayor demanda de rotación plástica de las vigas, ya que no siempre se da en los pisos inferiores.

El comportamiento no lineal se concentró solamente en los extremos de las vigas, y no se presentó plastificación en las columnas, salvo en los puntos de empotramiento de la base. Esta forma de disipación de energía obedece al criterio de diseño adoptado de columna fuerte-viga débil.

El uso de conexiones modificadas en cuanto a su capacidad de rotación permite dar un grado de confianza adicional en el comportamiento sísmico del marco, sin embargo, esta mayor capacidad inelástica no hace variar significativamente la demanda de corte ni la demanda de desplazamientos obtenida independientemente del tipo de conexión utilizado en el diseño del marco. El uso de conexiones modificadas permite controlar el mecanismo de colapso, logrando mayor deformación en la estructura antes que producirse la falla.

Considerando que los sismos de Viña y Lolleo representan en cierta forma la zona sísmica 3 definida en la NCh433, es de esperar que la demanda de rotación y desplazamiento lateral sea todavía menor en las zonas de menor riesgo sísmico (zonas 1 y 2). La norma sísmica podría contemplar menores requerimientos para el diseño de marcos dúctiles de acero en estas zonas, al igual que lo hace la norma UBC, en la cual se distinguen distintos requerimientos dependiendo de la zona sísmica y tipo de estructuración. Aunque no se debe perder de vista el carácter de estudio teórico de esta

investigación, en la cual se han formulado una gran cantidad de simplificaciones y solamente se ha estudiado un sismo nacional importante. Estos resultados pueden variar para otra geometría y dimensiones del edificio en planta, así como también utilizando un universo mayor de sismos chilenos.

Con respecto al comportamiento sísmico con los registros extranjeros, la demanda de rotación fue mayor en los sismos de Kobe y Northridge, especialmente en los marcos de menor altura, donde incluso el análisis indica que se alcanzó el colapso por mecanismo en los primeros segundos del movimiento fuerte, según queda de manifiesto en la *Figura 5.22* (ver *Figuras A.1.8, A.2.6 y A.2.8* del Anexo A).

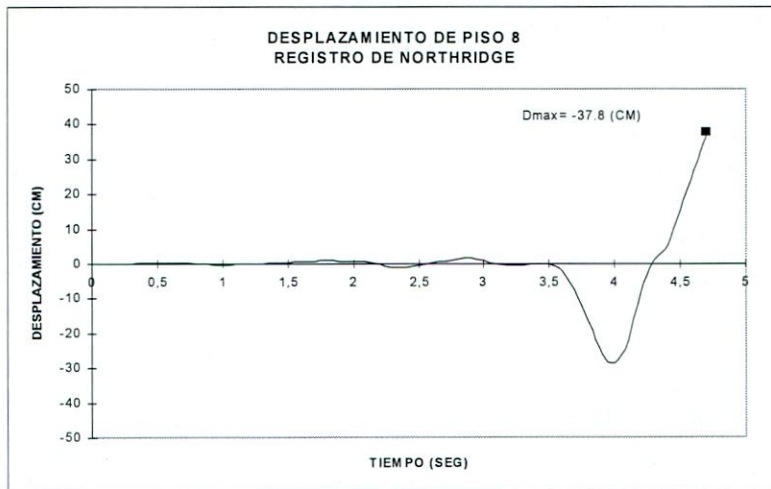


Figura 5.22: Desplazamiento de Techo v/s Tiempo, Marco de 8 pisos, Registro de Northridge

En el sismo de Northridge, la demanda máxima llegó a 0,010 rad en el marco de 8 pisos, el cual finalmente falló por la formación de un mecanismo inestable debido a la plastificación de todas las vigas. Es interesante notar que la demanda de rotación plástica de Northridge fue casi el doble de la observada con el registro de Lolleo, aún cuando la aceleración máxima de cada registro es casi la misma. Esto refleja la importancia de la forma del registro y el contenido de frecuencias del movimiento en el comportamiento sísmico del marco, y puede ser más importante que la máxima aceleración del terremoto. El movimiento registrado en Northridge se caracteriza por una serie de pulsos de aceleraciones altas, que producen gran desplazamiento en la estructura y demanda fuerte de comportamiento no lineal. En Chile, los terremotos se caracterizan por la variedad en el contenido de frecuencias, lo cual hace que la estructura no llegue a desplazamientos laterales tan altos como en Northridge o Kobe y la demanda de rotación plástica sea menor.

El comportamiento exhibido con el registro de Kobe es similar a Northridge, aunque la demanda de rotación es mayor en Kobe para el marco de 4 pisos. En Kobe, al igual que en Northridge, el movimiento se caracteriza por una serie de pulsos de fuerte aceleración que llevan a la estructura a grandes deformaciones laterales de las cuales no es posible que se recupere debido a la alta degradación de la rigidez en esa condición. Tanto Kobe como Northridge afectan con mayor intensidad a las estructuras de menor altura (4 y 8 pisos), sin

embargo, en los marcos de 12 a 16 pisos la estructura sigue estando en peligro tal como lo demuestra la gran cantidad de conexiones viga-columna plastificadas y el bajo factor de escalamiento requerido para llevar la estructura a la falla, según se comentó en el Capítulo 4.

El comportamiento exhibido con el registro de México es distinto a los registros anteriores, ya que tiene ondas de período más largos por el efecto del suelo. El terremoto de México afectó principalmente al marco de 16 y 20 pisos, en el cual se presentaron demandas de rotación de 0,009 rad y 0,007 rad respectivamente en las conexiones más solicitadas. En los marcos de menor altura el daño fue muy limitado y apenas exhibió comportamiento no lineal, especialmente en los marcos de 4 y 8 pisos, en los cuales la demanda de rotación no superó la capacidad elástica de las conexiones en las vigas, aunque sí se registró plastificación en la base del marco de 8 pisos.

En todos los marcos que fallaron se pudo observar que las vigas de los últimos pisos fueron las últimas en plastificarse debido a que reciben menor carga sísmica y tienen menos sobrecarga de uso. Justo antes de la falla por mecanismo de colapso se generó un mecanismo resistente formado por las columnas plastificadas en la base más las vigas de techo sin plastificar. Es decir, el sistema estructural inicialmente formado por el conjunto de vigas y columnas, se transforma finalmente en un gran marco donde las vigas interiores se comportan como bielas que soportan el peso propio de cada piso y en sus extremos transmiten la flexión máxima que la conexión es capaz de resistir. La resistencia lateral de esta condición última determina la capacidad de corte y deformación del edificio como conjunto. Una manera de aumentar la deformación en la cual se alcanza el mecanismo de colapso sería aumentar la resistencia y capacidad de deformación inelástica de las uniones en las vigas de techo que son las últimas en plastificarse. El mecanismo final se alcanzaría por la plastificación total de las vigas o por la plastificación de las columnas del último piso en la unión con las vigas de techo.

Capítulo N° 6

***Determinación del Factor de
Modificación de Respuesta***

CAPÍTULO 6: DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

6.1 INTRODUCCIÓN

El Factor de Modificación de Respuesta Estructural R^* definido en la norma NCh433 [INN, 1996] es un factor que se aplica al espectro de diseño elástico para reducir las fuerzas de diseño. Este factor está definido por la *Ecuación (1-37)* del Capítulo 1 y depende básicamente del suelo, tipo de estructuración y del período fundamental de vibración, e implícitamente considera la sobrerresistencia y ductilidad de la estructura.

El uso de este factor permite diseñar la estructura con menos carga que la requerida si el edificio respondiera siempre de manera elástica. Este método de diseño permite obtener estructuras más económicas ya que las sollicitaciones que se aplican son menores. Sin embargo, obliga a la estructura a tener un comportamiento no lineal en sus elementos ya que durante un movimiento sísmico fuerte, las fuerzas que se generan superan la resistencia elástica de la estructura y ella debe recurrir a la disipación de energía por medio de comportamiento no lineal en sus elementos. La demanda de comportamiento no lineal para un determinado sismo, dependerá de cuánto se han reducido las cargas del espectro elástico para obtener el espectro de diseño. A mayor reducción, se debe esperar una mayor demanda de comportamiento no lineal, expresada en mayores deformaciones de entrepiso, de techo y mayor demanda de rotación plástica en las conexiones.

Según los análisis efectuados sobre el conjunto de marcos de acero en estudio, se concluye que los factores de Modificación de Respuesta actualmente indicados en la norma NCh.433 conducen al diseño de estructuras que presentan un adecuado nivel de resistencia al corte. Además, la demanda de rotaciones plásticas de las conexiones no es excesiva y se mantiene por debajo de la capacidad de las conexiones. Sin embargo, esta metodología tiene como defecto que no permite conocer la verdadera capacidad resistente y de deformación de las estructuras. Esto se ve reflejado en que las estructuras de hasta 16 pisos diseñadas para este estudio presentan un elevado nivel de demanda de desplazamientos, lo cual se traduce en deformaciones excesivas de entrepiso y de techo, que son inadmisibles para el diseño de elementos no estructurales y para la percepción humana. Por lo anterior, se hace necesario efectuar una revisión al Factor de Modificación de Respuesta actualmente utilizado.

Para determinar el Factor de Modificación de Respuesta adecuado al comportamiento exhibido por los marcos de acero, se aplicará dos métodos. El primero corresponde a la metodología propuesta por Chia-Ming Uang [Uang, 1991] para establecer el Factor de Modificación de Respuesta R usado en el *National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP). El mismo procedimiento se emplea para obtener el factor R_w usado en la norma de diseño norteamericana UBC. El segundo método, corresponde a una proposición para calibrar de forma teórica los factores de modificación de respuesta aplicables a los marcos chilenos, estudiando analíticamente el comportamiento mostrado por un marco de acero tipo que se diseña con un determinado factor de reducción.

6.2. MÉTODO 1

El método propuesto por Uang consiste en establecer relaciones entre la respuesta elástica y la respuesta real de la estructura obtenida en base a análisis no lineal. En la *Figura 6.1* se muestra un esquema general de la respuesta estructural ante cargas laterales. Para efectos de análisis, la respuesta real se representa por una curva bilineal completamente elástica hasta el nivel de corte de fluencia Q_f y posteriormente completamente plástica, con desplazamiento máximo igual al desplazamiento máximo de la respuesta real.

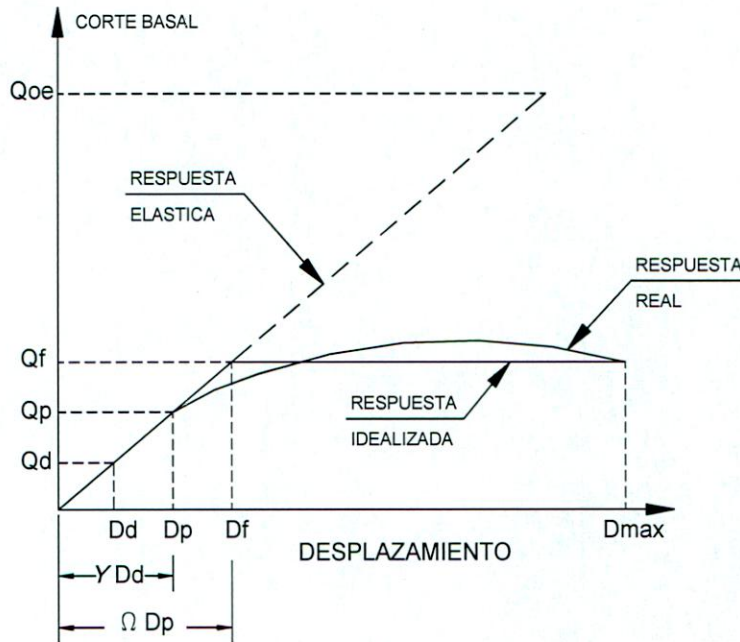


Figura 6.1: Respuesta estructural general

donde:

- Q_{oe} = Resistencia elástica última, que corresponde al máximo corte basal que desarrolla la estructura si ella permanece en el rango elástico.
- Q_f = Capacidad de corte idealizada de la estructura con comportamiento no lineal.
- Q_p = Corte basal de la primera fluencia significativa.
- Q_d = Corte de diseño según NCh433.
- D_d = Desplazamiento obtenido con las cargas de diseño.
- D_p = Desplazamiento de primera fluencia significativa.
- D_f = Desplazamiento de fluencia general en curva de respuesta idealizada.
- D_{max} = Desplazamiento máximo real de la estructura.

Se define la Razón de Ductilidad Estructural como:

$$\mu = D_{max} / D_f \quad (6-1)$$

Este parámetro es un indicador del grado de comportamiento inelástico requerido

cuando D_{max} corresponde a la demanda de desplazamiento impuesta por un sismo. Cuando D_{max} corresponde a la capacidad de desplazamiento que la estructura puede suministrar antes del colapso, el valor de μ se convierte en un indicador de la capacidad de la estructura para disipar energía a través de deformaciones plásticas.

Se define el Factor de Reducción por Ductilidad R_μ como:

$$R_\mu = Q_{oe} / Q_f \quad (6-2)$$

Este parámetro representa hasta que nivel pueden reducirse la cargas elásticas como resultado de la capacidad de disipación de energía de la estructura.

La reserva de resistencia que existe entre el nivel de corte nominal de fluencia Q_f y el corte debido a la primera fluencia significativa Q_p se define en términos del Factor de Sobrerresistencia Ω como:

$$\Omega = Q_f / Q_p \quad (6-3)$$

La sobrerresistencia que presenta la estructura una vez que se ha iniciado el comportamiento no lineal de sus elementos obedece a varios factores, entre los cuales se pueden mencionar la redistribución de las fuerzas internas (denominada redundancia), la mayor resistencia de los materiales respecto de los valores nominales de diseño, aumento de las tensiones que admite el material en la zona de endurecimiento, sobredimensionamiento de vigas y columnas durante la fase de diseño, requerimientos mínimos de esbeltez, el efecto de elementos no estructurales adosados al edificio, aumento de la tensión admisible de los materiales producto de la aplicación de carga dinámica, mayor resistencia de vigas producto de la colaboración de losas de piso, múltiples combinaciones de carga que podrían ser más exigentes que las cargas sísmicas de diseño, especialmente en zonas donde predominan las cargas de viento. En el modelo de análisis del conjunto de marcos de acero que se ha estudiado, se ha tratado de incorporar los principales factores que caracterizan la sobrerresistencia de los marcos, sin embargo, es imposible incorporarlos todos debido a la complejidad de las condiciones reales. Es por esta razón que el valor real de sobrerresistencia de una estructura obtenido con estudios teóricos debe ser validado por medio de estudios empíricos sobre estructuras, idealmente de tamaño real, aunque resulta muy difícil técnica y económicamente efectuar estos análisis sobre estructuras de grandes dimensiones.

La importancia del factor de sobrerresistencia radica en que permite a la estructura sobrevivir cuando ella es sometida a sismos severos que presentan fuertes demandas de desplazamiento y corte basal. La importancia de este factor ha sido reconocida por destacados académicos investigadores [Bertero, 1994; Popov, 1995; Uang, 1991] y ha sido confirmada en numerosas investigaciones.

El Factor de Modificación de Respuesta propuesto por este método se define como:

$$R = Q_{oe} / Q_p = (Q_{oe} / Q_f) \times (Q_f / Q_p) = R_\mu \Omega \quad (6-4)$$

Basado en el procedimiento seguido por Uribe [Uribe, 1999] para la determinación

de los Factores de Modificación de Respuesta para marcos arriostrados excéntricamente, a continuación se presentan 5 alternativas para evaluar el Factor de Modificación de Respuesta a partir a la comparación del corte basal obtenido por distintos análisis efectuados con los marcos. El método básicamente consiste en comparar el máximo corte elástico con el corte que origina fluencia en un análisis no lineal, realizados ambos para la misma sollicitación. El corte elástico se obtiene por medio de un análisis dinámico con registros. El corte de fluencia se obtiene por los análisis de capacidad usando pushover y sismos escalados. Para tal efecto se estudian 5 alternativas, a partir de las cuales se pueden hacer estimaciones de R.

Alternativa A:

Compara el Corte Basal Q_e obtenido usando análisis modal con el espectro elástico (sin reducir) de la norma NCh433 v/s Corte Basal de Primera Fluencia Q_p obtenido por medio de análisis de carga incremental.

Alternativa B:

Compara la Demanda de Corte Basal obtenido por medio de análisis dinámico lineal con registros sísmicos v/s Capacidad de Corte obtenida por medio de carga incremental.

Alternativa C:

Compara la Demanda de Corte Basal obtenido por medio de análisis dinámico lineal con registros sísmicos v/s Demanda de Corte Basal obtenida por medio de análisis dinámico no lineal con registros.

Alternativa D:

Compara el Corte Basal Q_e obtenido usando análisis modal con el espectro elástico (sin reducir) de la norma NCh433 v/s Capacidad de Corte obtenida por medio de Escalamiento de Sismos.

Alternativa E:

Compara la Máxima Demanda de Corte Basal (por marco) obtenido por medio de análisis dinámico lineal con registros sísmicos v/s Capacidad de Corte obtenida por medio de carga incremental.

6.2.1 Alternativa A: Análisis Modal Espectral Elástico v/s Capacidad Incremental

Para efectos de este análisis se define Q_e como el corte basal obtenido por medio de análisis modal usando el espectro elástico de la norma NCh433, sin reducir. Para tal efecto, se supone que todos los elementos del marco se comportan elásticamente, aún cuando las cargas que se apliquen en el marco excedan los límites de tensiones admisibles y últimas de los materiales. El corte basal así obtenido representa la respuesta elástica del esquema mostrado en la *Figura 6.1*. El corte de fluencia global Q_f de la respuesta idealizada se obtiene de los resultados del análisis incremental con carga rectangular y triangular.

Además, a través de esta alternativa, se podría estimar la capacidad de los marcos a

partir de los resultados un análisis modal espectral elástico, aplicando las relaciones entre Q_e y Q_f . Por el método tradicional de análisis modal espectral no se puede conocer la real capacidad de los marcos por anticipado, ya que eso solamente se puede hacer efectuando un análisis no lineal sobre estructura. Las *Tablas 6.1* y *6.2* muestran los valores de corte Q_e , Q_f , Q_p , así como los factores R_μ y Ω obtenidas en base a los resultados del análisis con carga rectangular y triangular respectivamente. El valor de R calculado se compara con R^* y R^* corregido, los cuales son los factores de Modificación de Respuesta según Nch433, según se indica en *Tabla 3.7*, Capítulo 3.

Tabla 6.1: Factores R_μ , Ω y R obtenidos con análisis incremental rectangular

EDIFICIO	Q_e (ton)	Q_f (ton)	Q_p (ton)	$R_\mu = Q_e/Q_f$	$\Omega = Q_f/Q_p$	$R = R_\mu \Omega$	R^*	R^* corregido
4	609	341	252	1,79	1,35	2,42	5,68	6,11
8	658	375	256	1,75	1,46	2,57	7,52	7,52
12	761	499	336	1,53	1,49	2,26	8,06	5,64
16	759	549	344	1,38	1,60	2,21	8,53	5,54
20	754	583	295	1,29	1,98	2,56	8,79	3,52
Promedio				1,55	1,58	2,40		

Tabla 6.2: Factores R_μ , Ω y R obtenidos con análisis incremental triangular

EDIFICIO	Q_e (ton)	Q_f (ton)	Q_p (ton)	$R_\mu = Q_e/Q_f$	$\Omega = Q_f/Q_p$	$R = R_\mu \Omega$	R^*	R^* corregido
4	609	270	222	2,26	1,22	2,74	5,68	6,11
8	658	321	234	2,05	1,37	2,81	7,52	7,52
12	761	407	307	1,87	1,33	2,48	8,06	5,64
16	759	474	311	1,60	1,52	2,44	8,53	5,54
20	754	488	255	1,55	1,91	2,96	8,79	3,52
Promedio				1,87	1,47	2,69		

A partir del corte basal obtenido usando el espectro elástico de la norma se puede estimar la capacidad teórica del marco dividiendo el corte Q_e por R_μ . El valor de R_μ varía entre 1,79 para el marco de 4 pisos y 1,29 para el marco de 20 pisos, según los resultados del análisis con carga rectangular, con un valor medio de 1,55, y entre 2,26 para el marco de 4 pisos a 1,55 para el marco de 20 pisos considerando carga triangular, con un valor medio de 1,87.

La Figura 6.2 muestra la relación entre R, R* y Rcorregido.

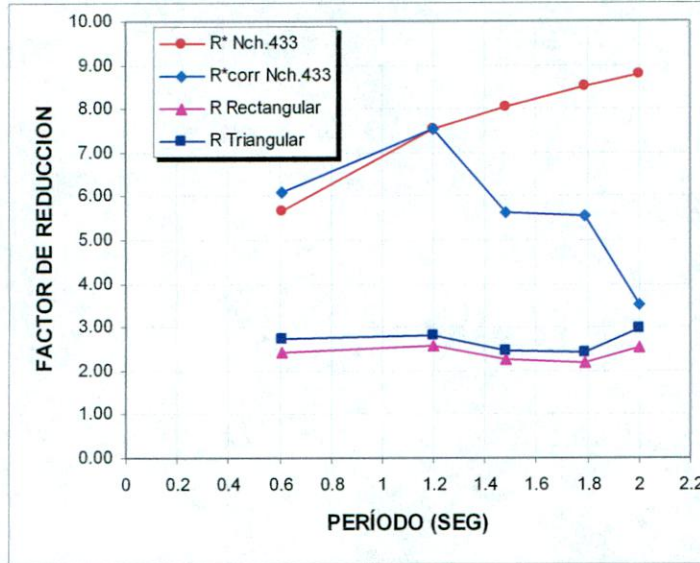


Figura 6.2: Factores de Reducción según análisis con Espectro Elástico y Análisis Incremental.

El factor R mostrado en la figura, por definición, corresponde al factor por el cual se debe dividir el corte basal obtenido por análisis con el espectro elástico para encontrar el punto en que la estructura comienza a comportarse de manera no lineal. El valor de R se muestra estable en todos los marcos y presenta un valor medio cercano a 2,6, por lo tanto, la capacidad elástica de los marcos se puede estimar como un 38% (1/2,6) del corte según el espectro elástico. El valor de R es menor a los factores R* y R* corregido de la norma y contrasta con el valor creciente que presenta R*.

6.2.2 Alternativa B: Demanda dinámica lineal v/s Carga incremental

A través de esta alternativa se puede establecer una relación entre el nivel de corte demandado durante un sismo y la capacidad de la estructura. Para ello el factor R_u se obtiene de la demanda de corte obtenida por un análisis dinámico lineal usando registros sísmicos y se compara con la capacidad determinada por el análisis de carga incremental. Durante este análisis se supone que la estructura permanece en estado elástico, aún cuando se superen las tensiones nominales de los materiales. La *Tabla 6.3* muestra la demanda dinámica lineal por cada registro.

Tabla 6.3: Demanda de corte obtenida por análisis dinámico lineal

EDIFICIO	Viña (ton)	Llolleo (ton)	Northridge (ton)	Kobe (ton)	México (ton)
4	494	552	586	622	131
8	387	595	1135	997	264
12	426	637	1262	1200	433
16	363	573	1315	1176	967
20	457	575	1420	1373	1691

El factor R_{μ} se obtiene como el cociente entre la demanda y la capacidad obtenida por carga incremental rectangular y triangular. El factor de sobrerresistencia Ω que fue obtenido en la alternativa A, permite obtener el factor de Reducción R para esta alternativa. Los resultados se muestran en las *Tabla 6.4* y *6.5*.

Tabla 6.4a: Factor R_{μ} = Demanda dinámica lineal / Capacidad con carga rectangular

EDIFICIO	Viña	Llolleo	Northridge	Kobe	México
4	1,45	1,62	1,72	1,82	0,38
8	1,03	1,59	3,03	2,66	0,70
12	0,85	1,28	2,53	2,40	0,87
16	0,66	1,04	2,40	2,14	1,76
20	0,78	0,99	2,44	2,36	2,90
Promedio	0,96	1,30	2,42	2,28	1,32

Tabla 6.4b: Factor $R=R_{\mu} \Omega$ con carga rectangular

EDIFICIO	Viña	Llolleo	Northridge	Kobe	México
4	1,96	2,19	2,32	2,46	0,52
8	1,51	2,32	4,42	3,88	1,03
12	1,27	1,90	3,77	3,58	1,29
16	1,06	1,67	3,83	3,43	2,82
20	1,55	1,95	4,82	4,66	5,74
Promedio	1,47	2,01	3,83	3,60	2,28

Tabla 6.5a: Factor R_{μ} = Demanda dinámica lineal / Capacidad con carga triangular

EDIFICIO	Viña	Llolleo	Northridge	Kobe	México
4	1,83	2,04	2,17	2,30	0,49
8	1,21	1,85	3,54	3,11	0,82
12	1,05	1,57	3,10	2,95	1,06
16	0,77	1,21	2,77	2,48	2,04
20	0,94	1,18	2,91	2,81	3,47
Promedio	1,16	1,57	2,90	2,73	1,58

Tabla 6.5b: Factor $R=R_{\mu} \Omega$ con carga triangular

EDIFICIO	Viña	Llolleo	Northridge	Kobe	México
4	2,23	2,49	2,65	2,81	0,59
8	1,65	2,54	4,84	4,26	1,13
12	1,39	2,08	4,12	3,92	1,41
16	1,16	1,84	4,22	3,77	3,10
20	1,80	2,26	5,59	5,40	6,65
Promedio	1,65	2,24	4,28	4,03	2,58

Las *Figuras 6.3* y *6.4* muestran los factores de reducción en función del período y se compara con los factores de reducción de la NCh433 R* y R* corregidos.

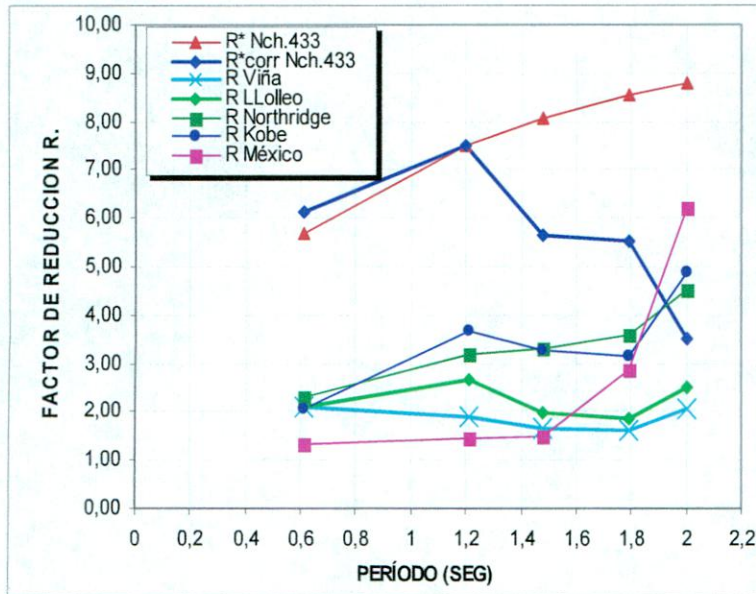


Figura 6.3: Factores de Reducción según análisis dinámico lineal y análisis incremental con carga rectangular.

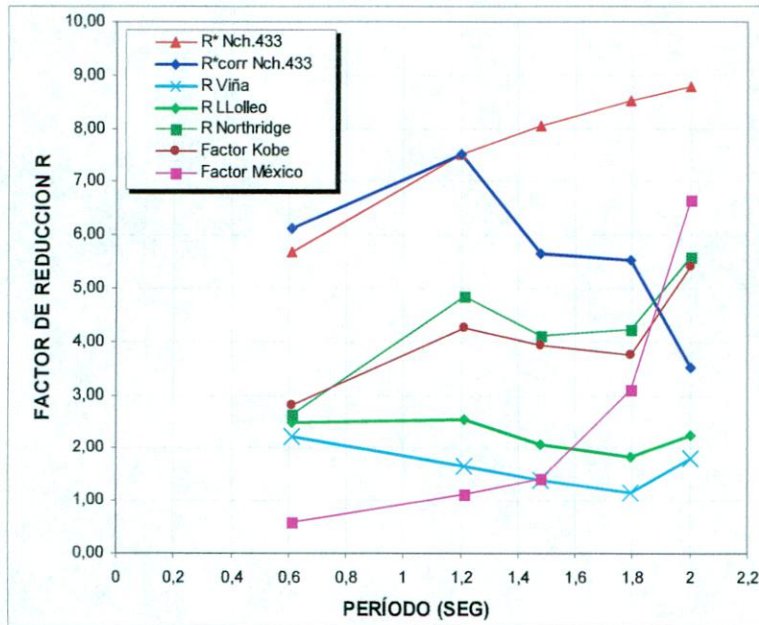


Figura 6.4: Factores de Reducción según análisis dinámico lineal y análisis incremental con carga triangular.

Como se puede observar, tanto con el registro de Viña como de Llolleo el factor se va reduciendo con el número de pisos, es decir, la demanda de comportamiento no lineal es menor en los marcos de mayor altura, lo cual concuerda con lo observado en los parámetros como el desplazamiento de entrepiso y el desplazamiento de techo, que también permiten medir la demanda inelástica.

Con el registro de México, la demanda dinámica lineal va creciendo al igual que lo hace la demanda no lineal en los marcos de mayor altura. Este resultado es concordante con los resultados observados anteriormente para este registro y con el hecho que el registro de México tiene pulsos muy largos cercanos a los períodos propios de edificios

más altos.

El factor de reducción determinado para los registros de Kobe y Northridge presenta un comportamiento muy similar entre ellos. El valor de este factor presenta poca variación en todos los marcos.

Respecto de los factores de reducción R^* y R^* corregido, nuevamente se observa que ellos son mayores que los factores obtenidos por este procedimiento.

6.2.3 Alternativa C: Demanda dinámica lineal v/s Demanda dinámica no lineal

La importancia de este factor radica en que se podría hacer una estimación de la demanda no lineal de un registro sísmico a partir de un simple análisis dinámico con propiedades lineales de los elementos del marco. Asimismo, este factor es un indicador del grado de comportamiento no lineal que demanda un determinado sismo, ya que mientras mayor es el factor, mayor es el nivel de corte absorbido por el marco a través de comportamiento no lineal. Por el contrario, si el factor es igual a la unidad, significa que el marco no presentó comportamiento no lineal durante el sismo y, por lo tanto, siempre se mantuvo en el rango elástico. Esta alternativa no necesariamente conduce al factor R , pues el sismo no siempre demanda incursión en el rango no lineal, por lo tanto, esta alternativa se deja solamente como una prueba.

La Tabla 6.6(a y b) y Figura 6.5 se muestran los valores de este factor determinados de acuerdo al procedimiento antes descrito. El valor de R se calcula considerando la sobrerrestencia Ω obtenida con carga incremental rectangular. Los resultados usando la carga triangular son muy parecidos. Los valores usados para la demanda dinámica no lineal están tomados de la Tabla 5.3 (Capítulo 5)

Tabla 6.6a: Factor R_{μ} = Demanda dinámica lineal / Demanda no lineal

EDIFICIO	Viña	Llolleo	Northridge	Kobe	México
4	1,56	1,56	1,70	1,53	1,00
8	1,29	1,81	2,18	2,52	1,00
12	1,12	1,33	2,23	2,18	1,00
16	1,01	1,15	2,25	1,97	1,80
20	1,05	1,26	2,29	2,46	3,14
Promedio	1,21	1,42	2,13	2,13	0,99

Tabla 6.6b: Factor $R = R_{\mu} \Omega$ (con carga rectangular)

EDIFICIO	Viña	Llolleo	Northridge	Kobe	México
4	2,10	2,11	2,29	2,07	1,35
8	1,89	2,65	3,19	3,68	1,46
12	1,66	1,98	3,32	3,25	1,49
16	1,61	1,84	3,60	3,16	2,88
20	2,08	2,50	4,53	4,87	6,21
Promedio	1,87	2,22	3,39	3,40	2,68

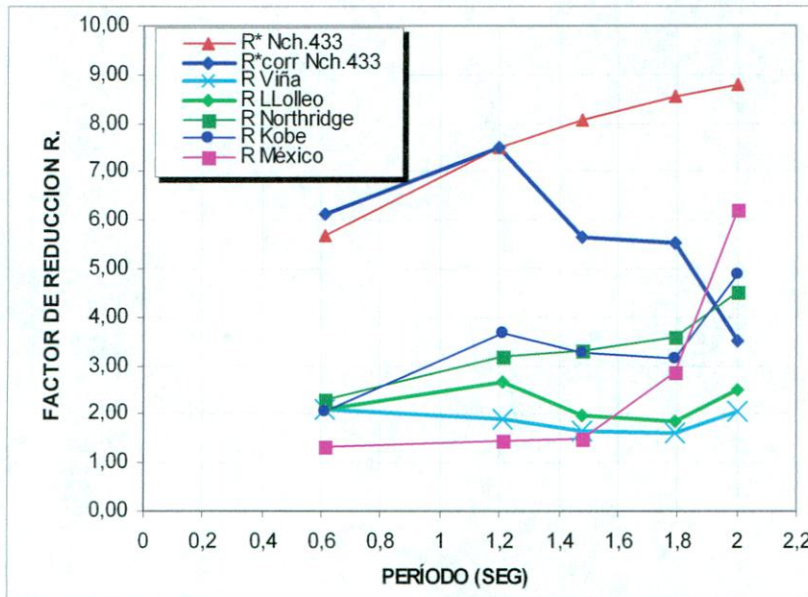


Figura 6.5: Factores de Reducción según Análisis Dinámico Lineal y Análisis Dinámico no Lineal

Nuevamente con los registros de Viña y Llolleo se observa una disminución en la demanda no lineal a medida que aumenta la altura del marco. Ambos registros presentan un factor igual en el marco de 4 pisos, sin embargo, en el resto de los marcos el factor correspondiente a Llolleo siempre fue mayor. El marco de 8 pisos resulta ser el más solicitado de acuerdo al factor observado con los registros nacionales, lo cual concuerda plenamente con la máxima demanda de rotación plástica registrada en este marco (ver Tabla 5.9, Capítulo.5) y con la demanda de desplazamiento de entrepiso (ver Figura 5.18).

Este procedimiento permite estimar la demanda no lineal de corte basal por medio de un análisis lineal elástico de la estructura. Por ejemplo, se podría estimar la demanda promedio de corte basal no lineal como un 70% (1/1,42) de la demanda obtenida con un análisis dinámico lineal elástico. Cabe recordar que estos resultados no son necesariamente extensivos a otros tipos de estructuraciones de marco de acero ya que han sido obtenidos en base a una geometría supuesta para un edificio de marcos.

Al igual que en las alternativas A y B anteriores, en los factores de reducción R^* y R^* corregido, nuevamente se observa que ellos son mayores que los factores obtenidos por este procedimiento.

6.2.4 Alternativa D: Demanda dinámica lineal v/s Capacidad por Escalamiento de Registro

Al igual que en la Alternativa B, a través de este factor se pretende establecer una relación entre el nivel de corte demandado durante un sismo y la capacidad de la estructura, en este caso obtenido por medio de Escalamiento de registros. Se usó el mismo registro

escalado para compararlo con la demanda dinámica lineal. Son válidos los valores indicados en la *Tabla 6.3* donde se muestra la demanda dinámica lineal por cada registro.

La *Tabla 6.7* indica los valores de la capacidad de corte obtenida por medio de escalamiento de registros.

Tabla 6.7: Capacidad de Corte obtenida por Escalamiento de Registros

EDIFICIO	Viña (ton)	Llolleo (ton)	Northridge (ton)	Kobe (ton)	México (ton)
4	368	391	362	404	384
8	326	408	490	347	430
12	473	578	582	593	501
16	550	600	640	618	543
20	610	630	670	680	650

La *Tabla 6.8* indica Factor de Reducción R_{μ} obtenido como el cuociente entre la demanda dinámica lineal por registro y la capacidad de corte por escalamiento de registro. Los resultados se muestran en la *Figura 6.6*.

Tabla 6.8a: Factor R_{μ} = Demanda Dinámica Lineal / Capacidad de Corte (por Escalamiento de Registros)

EDIFICIO	Viña (ton)	Llolleo (ton)	Northridge (ton)	Kobe (ton)	México (ton)
4	1,65	1,56	1,68	1,51	1,59
8	2,02	1,61	1,34	1,90	1,53
12	1,61	1,32	1,31	1,28	1,52
16	1,38	1,27	1,19	1,23	1,40
20	1,24	1,20	1,13	1,11	1,16

Tabla 6.8b: Factor $R = R_{\mu} \Omega$ (con carga rectangular)

EDIFICIO	Viña	Llolleo	Northridge	Kobe	México
4	2,23	2,1	2,27	2,04	2,14
8	2,95	2,35	1,96	2,77	2,23
12	2,40	1,96	1,95	1,91	2,26
16	2,21	2,02	1,90	1,97	2,24
20	2,45	2,37	2,23	2,20	2,30
Promedio	2,45	2,16	2,06	2,18	2,23

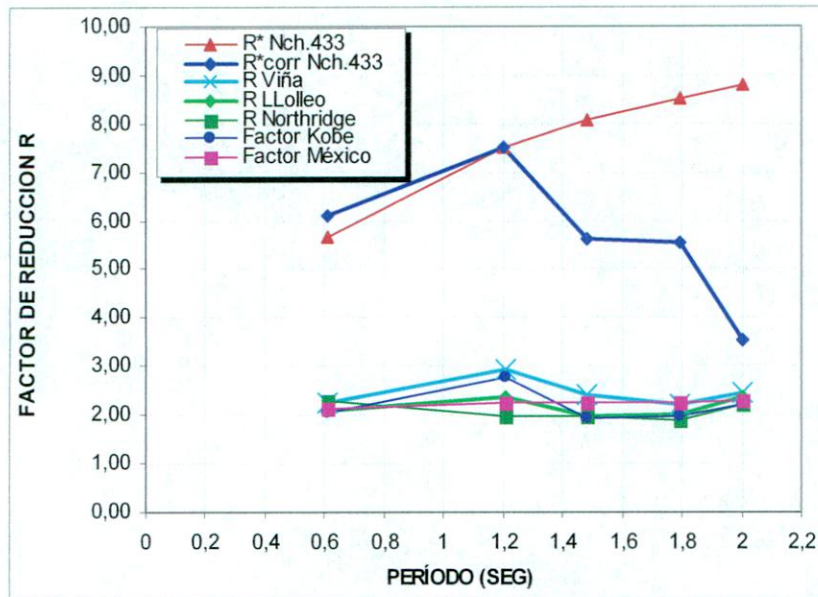


Figura 6.6: Factores de Reducción según Análisis Dinámico Lineal y Capacidad con Escalamiento de Registro

Los valores determinados por este procedimiento son menores que los determinados por los procedimientos anteriores. El factor de R de Reducción de respuesta obtenido por este proceso está muy por debajo de los valores de R de la NCh433. Conceptualmente, los factores R están más relacionados con la demanda que con la capacidad de la estructura.

6.2.5 Alternativa E: Demanda dinámica lineal Máxima v/s Carga Incremental

Esta alternativa es una variante de la alternativa B anteriormente presentada. Para este caso, la demanda se toma como el máximo corte basal obtenido con registro dinámico para cada marco, el cual no necesariamente corresponde al mismo para todos los edificios. A partir de la *Tabla 6.3*, se puede obtener el máximo corte dinámico lineal y a partir de ello se obtiene el factor R que se muestra en la *Tabla 6.9*.

Tabla 6.9a: Factor $R_{\mu} = \text{Corte Dinámico Máximo} / \text{Capacidad Carga Rectangular}$

EDIFICIO	Qe (ton)	Qf (ton)	$R_{\mu} = Qe/Qf$	$\Omega = Qf/Qp$	$R = R_{\mu} \Omega$
4	622	341	1,82	1,35	2,47
8	1135	375	3,03	1,46	4,43
12	1262	499	2,53	1,49	3,76
16	1315	549	2,40	1,60	3,82
20	1691	583	2,90	1,98	5,73
Promedio					4,04

Tabla 6.9b: Factor R_{μ} = Corte Dinámico Máximo/Capacidad Carga Triangular

EDIFICIO	Qe (ton)	Qf (ton)	$R_{\mu} = Qe/Qf$	$\Omega = Qf/Qp$	$R = R_{\mu} \Omega$
4	622	270	2,30	1,22	2,80
8	1135	321	3,54	1,37	4,85
12	1262	407	3,10	1,33	4,11
16	1315	474	2,77	1,52	4,23
20	1691	488	3,47	1,91	6,63
Promedio					4,52

La Figura 6.7 muestra los resultados obtenidos para R y los compara con los factores de la norma NCh433.

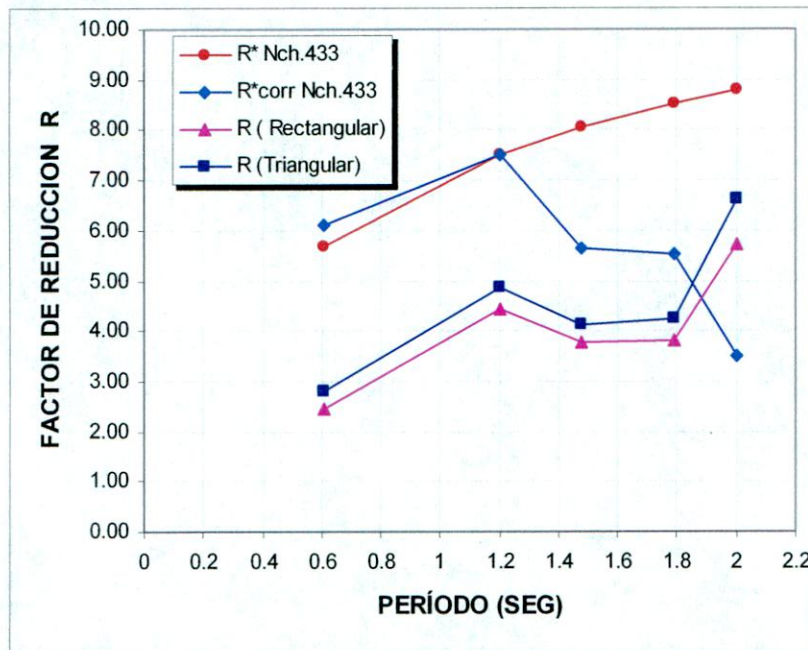


Figura 6.7: Factores de Reducción según Máximo Corte Dinámico Lineal y Análisis Incremental

Por medio de este procedimiento se puede estimar la capacidad del marco a carga sísmica escalada amplificando los resultados del análisis dinámico lineal por un factor variable entre 1 y 2.

6.3 MÉTODO PROPUESTO

A continuación se presenta una metodología para determinar el Factor de Modificación de Respuesta que permita asegurar que el comportamiento sísmico del marco será adecuado desde el punto de vista tanto de la resistencia, como de los desplazamientos, y al mismo tiempo permita el diseño de estructuras tan económicas como sea posible, pero que tengan un adecuado nivel de seguridad frente al colapso hasta en los movimientos sísmicos más severos.

A partir de los resultados presentados en el Capítulo 5 sobre Demanda, se observó que los desplazamientos obtenidos para este conjunto de marcos son superiores a los estimados por la NCh433. Por tal motivo, se propone efectuar una revisión al factor R de la norma de tal modo de obtener una estimación más ajustada a los desplazamientos “reales” de la estructura durante un sismo.

El factor R de la norma nos lleva a diseñar la estructura con un determinado nivel de resistencia y deformaciones que aseguran un adecuado comportamiento ante sismos severos. Sin embargo, no se conoce el nivel de deformaciones de la estructura ante sismos de baja y mediana intensidad. Intuitivamente se espera que el edificio tenga menores daños pero no se sabe cuantitativamente si el nivel de daño será el admisible para ese determinado sismo. Podría ocurrir que la estructura tenga un elevado daño para un sismo de menor intensidad, aún cuando pudiera tener buen comportamiento para un sismo severo. En ese caso, el comportamiento de la estructura no sería adecuado. El comportamiento de la estructura ante sismos de menor intensidad no esté resuelto explícitamente en la norma actual.

Por tal motivo, se propone evaluar el comportamiento del marco ante sismos de diferente intensidad: baja, mediana y alta intensidad. Los requerimientos de desplazamiento y resistencia para un sismo frecuente, de baja intensidad, deben ser distintos que para un sismo de gran intensidad.

De acuerdo a la definición de principios de la norma NCh433, indicados en el párrafo 5.1 de la norma, las disposiciones de la norma están orientados a lograr estructuras que:

- i) Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada;
- ii) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad;
- iii) Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

En esta definición existen dos elementos fundamentales que deben ser determinados previamente antes de calcular los factores de Reducción R:

- a)Cuál es el daño admisible en los elementos no estructurales. Esta definición debe necesariamente incorporar el costo asociado a las reparaciones y pérdidas producidas por las fallas que se presenten en cada nivel de sollicitación.

- b) Cuándo un sismo puede ser calificado de intensidad moderada, mediana o severa. Es decir, identificar para qué sismo se está diseñando y asociarle un espectro de aceleraciones a cada uno de ellos.

Estas son preguntas que no están explícitamente resueltas en la norma y antes de definir las cargas de diseño de los edificios se debe definir como queremos que se comporte el edificio durante cada uno de los niveles de intensidad de movimiento. Una vez que se definan los grados de daño admisibles para cada sismo se puede aplicar el siguiente procedimiento para determinar el nivel óptimo de carga de diseño a aplicar en la estructura para que cumpla los requerimientos indicados en la definición de principios de la norma.

La metodología propuesta es un procedimiento analítico iterativo que consta, básicamente de los siguientes pasos:

1. Definir las características que permitan clasificar los sismos como de intensidad moderada, mediana y severa.
2. Definir los niveles de daño estructural admisibles para cada categoría de sismo, ya sea a través de desplazamientos de techo, desplazamientos de entrepiso, rotación plástica en las conexiones. Asociar un nivel de costo en cuanto a reparación y pérdidas ocasionadas por el daño.
3. Definir niveles de movimiento de piso que tomen en cuenta la tolerancia o percepción de los seres humanos. Este sería un parámetro para evaluar el comportamiento del edificio.
4. Definir niveles de capacidad de corte mínimos que permitan tener un adecuado nivel seguridad frente al colapso de la estructura.
5. Probar un determinado valor de factor de reducción y aplicarlo al espectro elástico de la norma para definir las cargas de diseño.
6. Probar un determinado R y aplicarlo al espectro elástico que represente a los sismos de menor intensidad para obtener cargas de diseño en estas condiciones de servicio.
7. Diseñar un conjunto de marcos de acero de distintas alturas, siguiendo el método elástico de tensiones admisibles o el método de rotura.
8. Efectuar análisis no lineales sobre los marcos, determinando capacidad de corte, desplazamiento y rotación plástica.
9. Efectuar análisis no lineales considerando 3 tipos de sismos: de intensidad moderada, mediana y severa. Estos sismos deben representar las características de los sismos nacionales. Determinar demanda de desplazamientos, demanda de corte y demanda de rotación plástica para cada uno de los sismos y para cada edificio.
10. Evaluar si la demanda de corte es adecuada a la capacidad de la estructura y si cumple los valores de sobrerresistencia mínimos exigidos.
11. Evaluar si la demanda de desplazamiento y rotación plástica es adecuada a los valores admisibles para cada clase de sismo, es decir, en base al daño observado en el marco determinar si la estructura cumple los requerimientos mínimos esperados para cada clase de sismo.
12. Si el comportamiento del marco es satisfactorio con los tres tipos de sismos, el marco se califica como adecuado. De lo contrario, se debe repetir el procedimiento ajustando

el diseño. Si el comportamiento del marco es satisfactorio se puede repetir el procedimiento con el fin de optimizar el diseño.

13. Repetir procedimiento con marcos de mayor altura y distinto período hasta completar una amplia variedad de estructuras con distintos períodos.

Conclusiones

CONCLUSIONES

El objetivo del presente trabajo fue evaluar el comportamiento sísmico de los marcos de acero diseñados según los requerimientos de la norma chilena NCh 433. Of.96. Para tal efecto se estudió la Capacidad de las estructuras, tanto en deformación como en corte basal. También se estudio la Demanda provocada por la acción de sismos nacionales y extranjeros.

En los Capítulos 1 se presentan los criterios de diseño de los marcos de acero según la norma NCh 433y se los compara con los criterios usados en la norma de diseño industrial NCh 2369 y la norma norteamericana UBC. De esta comparación resulta que los marcos nacionales de baja altura son más rígidos que los marcos especiales SMF diseñados por el UBC ya que en los marcos nacionales se permite un menor desplazamiento de entrepiso y se aplican cargas de diseño mayores.

En el Capítulo 2 se efectuó una revisión de los modos de falla que se presentaron durante el terremoto de Northridge y Kobe, lo cual reveló un comportamiento no dúctil en las conexiones viga-columna que no había sido detectado anteriormente. La falla se presentó principalmente por la rotura de la soldadura del ala inferior, las cuales en algunos casos se extendieron hacia el interior de la columna. De acuerdo a lo observado en los edificios dañados por el sismo, las conexiones tradicionales no fueron capaces de suministrar un adecuado nivel de ductilidad, medido por la rotación plástica de la conexión. Se estima que para sismos severos y bajo los estándares de diseño de la norma norteamericana las conexiones deben suministrar al menos 0.030 [rad] en marcos especiales y 0.01[rad] en marcos intermedios. Sin embargo, las pruebas experimentales posteriores revelaron que un alto porcentaje de las conexiones diseñadas de acuerdo a la práctica tradicional, previa a Northridge, tenían capacidad de rotación plástica menor a 0.01[rad]. Posteriormente, se realizó un programa de investigación para mejorar el comportamiento de las conexiones. Estas conexiones refuerzan la unión viga-columna de los marcos y son capaces de suministrar rotaciones plásticas que varían entre 0.025 [rad] a 0.07[rad].

En el Capítulo 3 se presentó el diseño elástico de los marcos. Los resultados indican que los criterios de diseño de la actual norma NCh 433. Of. 96 hacen que el diseño de las estructuras de marco de acero quede controlado principalmente por el requerimiento de desplazamiento en lugar del requerimiento de resistencia a corte basal. Esto provoca que los elementos resistentes del marco resulten con dimensiones mayores a las requeridas por la condición de resistencia.

Durante la fase de diseño de los marcos, se determinó que el cuociente Corte Basal/Peso Sísmico resultante del análisis dinámico va decreciendo en la medida que aumenta la altura de los marcos. En el marco de 4 pisos, el corte modal espectral resultó ser un 18% del peso sísmico, excediendo el corte máximo de diseño según norma (16.8%), por lo cual se aplicó un factor de reducción al corte para acotarlo al valor máximo. En el marco de 8 pisos, el corte modal espectral resultó ser 7.7% del peso

sísmico. En los marcos de mayor altura, el corte modal resultó menor al corte mínimo, por lo cual se amplificó el espectro para diseñar según el corte basal mínimo (6.6%).

De acuerdo a los resultados de diseño se encontró que el período de los marcos de acero, diseñados según NCh.433 se puede estimar en función de la altura del edificio como:

$$T = 0.17 h^{0.6} \text{ con } h[\text{m}] \text{ y } T[\text{seg}]$$

Esta relación permitiría estimar rápidamente el período de marcos de acero de similares características a los diseñados para este estudio.

En el Capítulo 4 de este trabajo se estudió la Capacidad de los marcos, tanto en Corte Basal como en Desplazamientos. La Capacidad de los marcos fue evaluada por medio de los siguientes métodos:

- Análisis con Carga Incremental Estática (denominado pushover)
- Análisis con registros nacionales escalados (aumento de amplitudes manteniendo sin modificar el contenido de frecuencias).

Otra alternativa que podría usarse para estimar la Capacidad sería usar terremotos registrados que sean claramente destructivos. Este sería el caso de los sismos de Northridge y Kobe ya que con ellos se produjo el colapso en los marcos 4 y 8 pisos.

Una de las desventajas que se observó del análisis incremental es que ellos no permiten determinar el grado de seguridad que tiene la estructura frente a un sismo determinado. Sin embargo, el mecanismo de escalar registros, usado en esta investigación, entrega una herramienta para determinar el potencial de daño que representa un registro sísmico para una determinada estructura y de cuan cerca se encuentra un sismo de provocar la falla en la estructura. El método es válido para estimar la capacidad aún cuando al escalar el registro se está aplicando una sollicitación sísmica que no es real. Probablemente se puedan alcanzar similares resultados modificando el contenido de frecuencias del sismo, en lugar de simplemente escalar el registro dinámico. Tanto el contenido de frecuencia como la aceleración del sismo determinan el grado de daño en la estructura.

El escalamiento de registro es un parámetro que daría una idea aproximada de la potencialidad de un registro para llevar al colapso a una estructura. El análisis dinámico con escalamiento de registro revela, por ejemplo, que se debe aumentar en un 60% las aceleraciones del registro de LLolleo para llevar al marco de 4 pisos a desplazamientos que causen el colapso de la estructura.

En los marcos de mayor altura el factor de escalamiento determinado por el análisis dinámico resultó aún mayor, lo cual está indicando la gran resistencia de los marcos de acero ante sismos como los que se producen en el país y también que los edificios más sensibles de daño debido a los sismos nacionales son los de menor altura.

Lo mismo ocurre con los terremotos extranjeros, a excepción de México, en el cual a medida que aumenta la altura de edificio menor es el factor de escalamiento que se debe aplicar para producir el colapso. En este caso, el contenido de frecuencias fue más importante que la aceleración del registro. El terremoto de México, dado el contenido de frecuencias bajas, afecta mayoritariamente a edificios de períodos de 2 [seg.] o más.

En algunos edificios (4 y 8 pisos), se observó que los registros de Kobe y Northridge no requieren ser amplificados para producir el colapso en la estructura, ya que por sí solos son capaces de producir el colapso en la estructura.

En el análisis de pushover se incorporó el criterio de falla de las conexiones viga-columna soldada observado en los terremotos de Northridge y Kobe, donde se presentaron fallas con relativamente poca capacidad de rotación plástica en sus conexiones. Se adoptó conservadoramente como capacidad admisible de rotación plástica el valor de 0.01 [rad], lo cual corresponde a la capacidad observada en ensayos de conexiones sin detallamiento especial. Durante el análisis de pushover se identificó el corte basal y el desplazamiento de techo en el cual se alcanzó esta capacidad de rotación, lo cual correspondería a la Capacidad de los marcos con limitada capacidad de rotación de sus conexiones. El análisis pushover continuó hasta producir el colapso incipiente de los marcos y se determinó la demanda máxima de ductilidad en las conexiones, como si fueran conexiones de marcos dúctiles con conexiones capaces de suministrar toda la demanda de rotación plástica requerida.

Los resultados de este análisis indican que los marcos son capaces de suministrar entre 3 a 5 veces el corte de diseño de los marcos. Además, la capacidad de corte basal/Peso sísmico de los marcos va disminuyendo en la medida que aumenta la altura de los marcos. Por ejemplo, en el marco de 4 pisos, la relación entre el corte basal/Peso Sísmico varió entre $Q/W=0.63$ a 0.49 , con carga rectangular y triangular respectivamente, mientras que en el marco de 20 pisos se obtuvo $Q/W=0.19$ y 0.16 para las mismas condiciones.

Otro aspecto interesante de destacar es que el límite nominal de capacidad de rotación plástica, no afectaría significativamente la capacidad de corte de la estructura, ya que cuando se alcanzó la capacidad de rotación plástica de 0.01[rad], la estructura ya se encuentra con su capacidad de corte basal muy cercana al máximo.

El límite nominal de rotación plástica sí afectó la capacidad de deformación y disipación de energía del marco, ya que la falla prematura le impide al marco alcanzar grandes desplazamientos, con mayor comportamiento no lineal en sus conexiones.

Por lo anterior, la capacidad de corte de un marco sin detallamiento de sus conexiones es similar a la de un marco con conexiones modificadas, sin embargo, el uso de conexiones modificadas permite alcanzar mayores deformaciones, con o sin formación de un mecanismo de colapso.

Durante los análisis de pushover, el comportamiento no lineal de los marcos siempre se inició con la fluencia de las columnas de la base. Cuando esto ocurre, se produce una importante disminución de rigidez en la estructura, especialmente en los marcos de menor altura, en los cuales, la rigidez de las columnas representa una importante fracción de la resistencia total al corte. En los marcos de mayor altura, el cambio de rigidez debido a la fluencia en la base de las columnas prácticamente no se nota debido a que las conexiones viga-columna del resto del edificio aportan la mayor parte de la rigidez del marco.

De acuerdo a lo anterior, la resistencia a flexo compresión de las columnas de la base resulta determinante en la capacidad de corte basal en los marcos de menor altura. Esto se evidencia en que posteriormente a la primera falla en las columnas, todos los marcos experimentaron una significativa pérdida de rigidez, con el consiguiente aumento en las deformaciones laterales y la progresiva formación de rótulas plásticas en los extremos más solicitados de las vigas de piso

Dentro de los parámetros que se estudiaron en el Capítulo 4, se encuentra la relación entre el corte de Primera Fluencia y el Corte Ultimo, Q_p/Q_u , el cual indica cuanto de la resistencia a corte basal última se produce durante la etapa elástica, antes del inicio de la primera fluencia en el marco. De acuerdo a los resultados, la relación Q_p/Q_u es mayor en los marcos de menor altura, lo cual indica que en los marcos de menor altura la resistencia al corte se debe en mayor medida a la resistencia de los elementos en esta elástico, y en menor grado a la resistencia que son capaces de suministrar la conexiones viga-columna en la etapa no lineal. En el marco de 4 pisos se tiene $Q_p/Q_u = 0.68$, es decir, un 68% de la resistencia a corte se produce antes del inicio de la fluencia y un 32% es aportado por el marco en estado no lineal. A medida que el marco crece en altura, este cociente es menor. En el marco de 20 pisos, esta relación llega a $Q_p/Q_u=0.48$ por lo cual sobre un 50% de la resistencia a corte se produce cuando el marco ya presenta comportamiento no lineal en sus conexiones.

La Capacidad de Desplazamientos de los marcos estudiados se presenta un amplio rango de variación. La deformación de techo de los marcos donde controló la capacidad nominal de rotación plástica estuvo entre 4 a 9.5 veces el desplazamiento de diseño (marcos de 20 y 12 pisos respectivamente). En los mismos marcos, pero en condición de colapso incipiente, se llegó a una capacidad de desplazamientos entre 7 a 13 veces el desplazamiento de diseño.

Los mayores desplazamientos de entrepiso se producen en los pisos 1 y 2, especialmente en los marcos de mayor altura. El valor mínimo se produce en el marco de 4 pisos donde se produce una deformación de entrepiso de 1.1% cuando el marco alcanza el colapso. El valor máximo se produce en el marco de 20 pisos, donde se llega a un desplazamiento de entrepiso de 3.4%.

Respecto de la rotación plástica de las conexiones alcanzada al momento del colapso, se observó que va en aumento a medida que el marco crece en altura. Este valor

mide la capacidad de rotación plástica que deben tener las conexiones para que el marco llegue a desarrollar toda su capacidad previa a la formación del mecanismo de colapso. La mínima rotación se produce en el marco de 4 pisos, donde se midió 0.007 [rad] en la condición de colapso incipiente. El valor máximo se produce en el marco de 20 pisos, donde se midió 0.037 [rad]. A decir de estos resultados, el marco de 4 pisos podría ser diseñado teóricamente con conexiones tradicionales que no requieren desarrollar altos valores de ductilidad. Por ejemplo, bastaría con una conexión que permita suministrar 0.01[rad] de rotación plástica para que el marco pueda desarrollar toda su capacidad. Sin embargo, el marco de 20 pisos, necesita ser diseñado con conexiones modificadas que permitan desarrollar rotaciones plásticas mayores a 0.037[rad] para que el marco pueda desarrollar toda su capacidad. En este último caso, para que el marco presente una falla dúctil debe ser diseñado con conexiones mejoradas.

Para estudiar la Demanda de los sismos sobre los marcos de acero se efectuaron análisis no lineal con registros de terremotos reales. Los resultados de estos análisis se presentaron en el Capítulo 5.

De acuerdo al análisis, ninguno de los marcos falló producto de los registros nacionales de Llole y Viña. Las características de los sismos nacionales, unido a los requerimientos de diseño de la norma NCh433Of.96 provocan que los edificios tengan un adecuado nivel de seguridad contra el colapso. Sin embargo, la demanda de desplazamientos laterales y desplazamientos de entrepiso en los marcos estudiados supera, en la mayoría de los casos, los valores especificados por la norma. Esta excesiva deformación también afectaría a los elementos no estructurales soportados por la estructura resistente.

De acuerdo al análisis de la Demanda de Desplazamientos, la NCh433 Of. 96 subestima la deformación de los marcos de acero en la condición extrema de un sismo destructor, especialmente en los marcos de menor altura. Los desplazamientos medidos en los marcos de 4, 8 y 12 pisos resultaron ser el doble de lo estimado por la norma de diseño nacional. En los marcos de mayor altura, la norma entrega mejores resultados ya que la estimación concuerda con los resultados obtenidos del análisis de los marcos.

El criterio de la norma de amplificar en $(R^*/3)$ los desplazamientos de diseño parece adecuado para edificios de marco cuyos períodos son mayores o iguales a 1.8 seg. Para edificios de menor período, el factor de amplificación de la norma puede llegar a ser inseguro en un 100%. Parece conveniente revisar la recomendación de norma chilena para estos edificios (bajos). El criterio del UBC 1997 que estima el desplazamiento máximo de Respuesta Inelástica como $0.7 R \Delta_S$ da valores más cercanos a los que predice el análisis, por lo que parece más adecuado que el $R^*/3 \Delta_S$ de la NCh. 433.

El análisis no lineal realizado en los marcos de estudio, confirma que la Demanda de rotación plástica se concentra en las columnas de apoyo y en las vigas de los primeros pisos.

El daño en las conexiones viga-columna de los marcos rígidos se puede medir por el nivel de demanda de rotación plástica en las uniones. La mayor demanda de rotación plástica se produjo en el marco de 8 pisos con el registro de Lollole donde se alcanzó un máximo de 0,005(rad). En los marcos de mayor altura la demanda de rotación plástica fue menor en los puntos en que se formaron rótulas plásticas.

En todos los marcos analizados se registró un importante porcentaje de conexiones que tuvieron comportamiento no lineal al ser solicitadas por los registros de Viña y Lollole (80% de conexiones plastificadas en los marcos de 4 a 12 pisos y 50% en los marcos de 16 a 20 pisos). Sin embargo, dado que la rotación plástica fue menor o igual a 0.005 rad, se espera que el daño en ellas sea menor.

De acuerdo al nivel de demanda de rotaciones plásticas exhibidos por los marcos con los registros de Viña y Lollole, bastaría que ellos cumplieran los requerimientos para marcos calificados como Intermedios según las disposiciones sismorresistentes AISC para conseguir un diseño adecuado. En otras palabras, para alcanzar una capacidad de rotación plástica suficiente para la demanda de los terremotos chilenos, todos los edificios deberían diseñarse como intermedios según UBC debido a que la máxima rotación plástica requerida fue de solo 0.005 rad.

Los registros nacionales difieren de los registros de Northridge y Kobe en destructividad, resultando en estos últimos requerimientos de rotación plástica notablemente mayores, llevando a las estructuras de 4 y 8 pisos a formar un mecanismo de colapso.

Es poco probable que registros como Northridge, Kobe y México pudieran ocurrir en Chile, debido a la naturaleza subductiva de los sismos nacionales. En consecuencia, y a la luz de estos análisis, se podría concluir que los edificios de marco de acero resultan seguros desde el punto de vista de la resistencia a corte para los sismos nacionales de subducción utilizados.

No obstante lo anterior, la demanda de desplazamientos en los edificios de baja altura excedió las deformaciones estimadas por la norma chilena en todos los registros utilizados.

Es difícil sacar conclusiones definitivas de este trabajo ya que solamente abarca un espectro muy limitado de marcos con una geometría regular en planta, sin embargo, se recomienda adoptar el uso de conexiones calificadas para marcos de acero por el simple hecho de tratarse de un país sísmico, hasta que estudios más detallados, tanto de demanda como de capacidad demuestren lo contrario.

Finalmente, el cumplimiento de los requerimientos de la NCh. 433 está orientado a tener buen comportamiento durante un sismo severo, sin embargo, nada se dice acerca del comportamiento esperado en un sismo de menor intensidad, donde se espera que la estructura no tenga demasiados daños.

Un tema que la norma no permite verificar es el comportamiento de los marcos de acero ante sismos de menor intensidad pero más frecuentes. Es importante estudiar el nivel de daños con cargas de servicio y verificar los estados límites de deformaciones de los elementos no estructurales soportados por la estructura. Para tal efecto previamente se debe responder una serie de preguntas, tales como: cual es el sismo que se va a emplear y cuál es el nivel de deformaciones contra las cuales se va a comparar el desempeño del marco. Aún cuando existe bastante trabajo efectuado en esa dirección, todavía queda mucho por hacer antes de incorporar nuevos requerimientos a la norma.

En la evaluación del desempeño del marco debe necesariamente incorporarse el costo asociado a las reparaciones y pérdidas producidas por las fallas que se presenten en cada nivel de sollicitación considerado.

Anexos

A.1 ANÁLISIS DINÁMICO EDIFICIO 4 PISOS

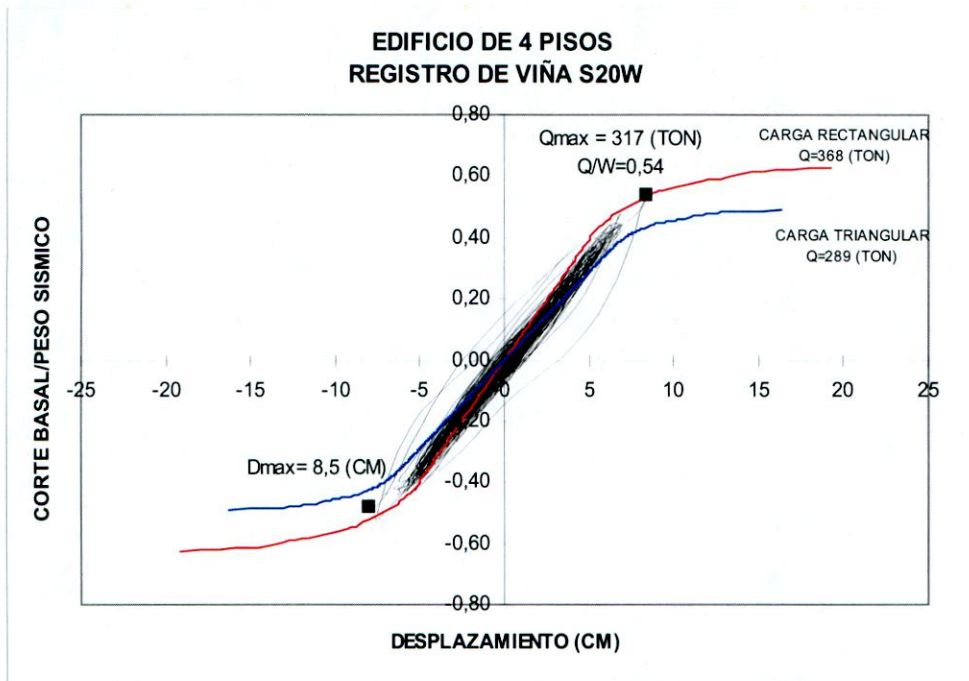


Figura A.1.1: Corte basal v/s Desplazamiento de techo



Figura A.1.2: Desplazamiento de techo v/s tiempo

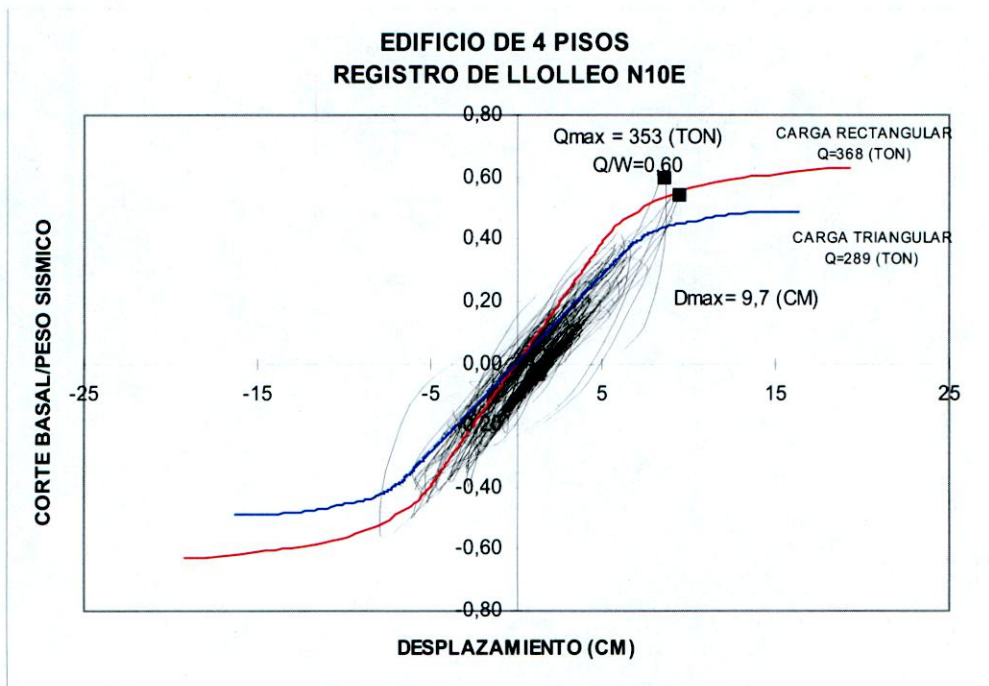


Figura A.1.3: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

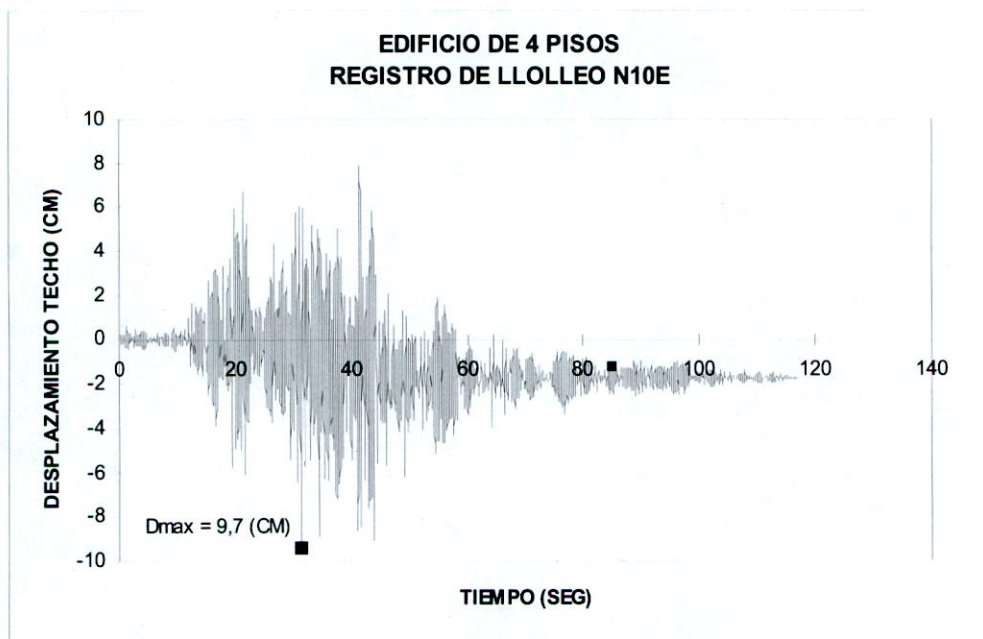


Figura A.1.4: Desplazamiento de techo v/s tiempo

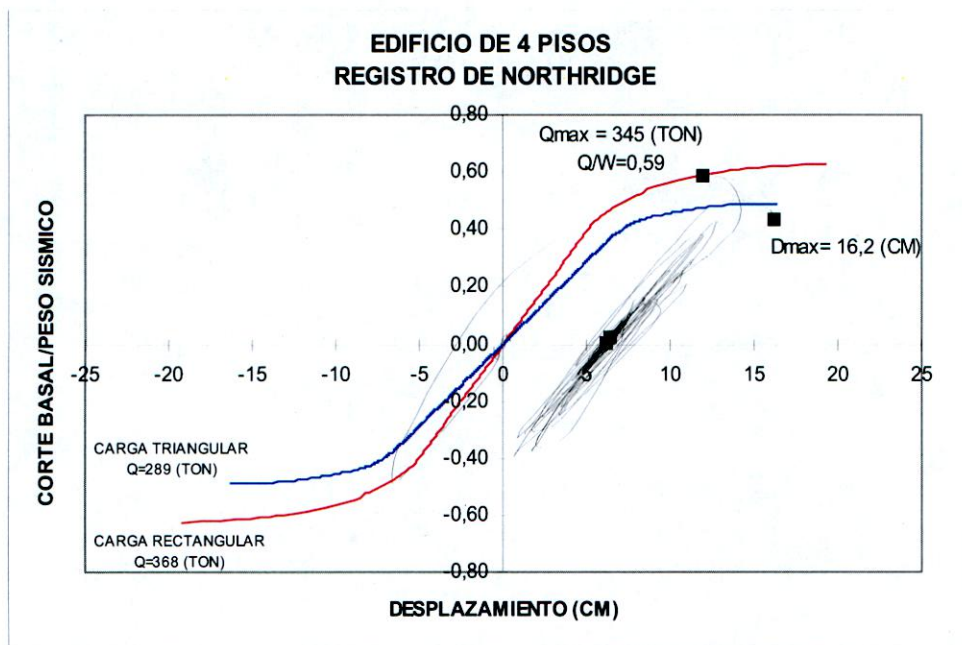


Figura A.1.5: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

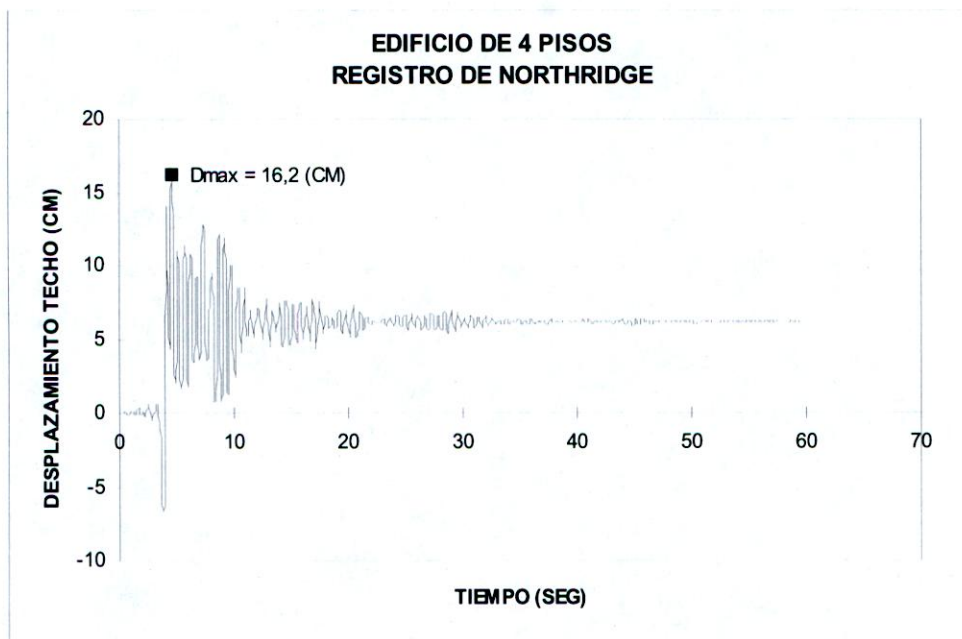


Figura A.1.6: Desplazamiento de techo v/s tiempo

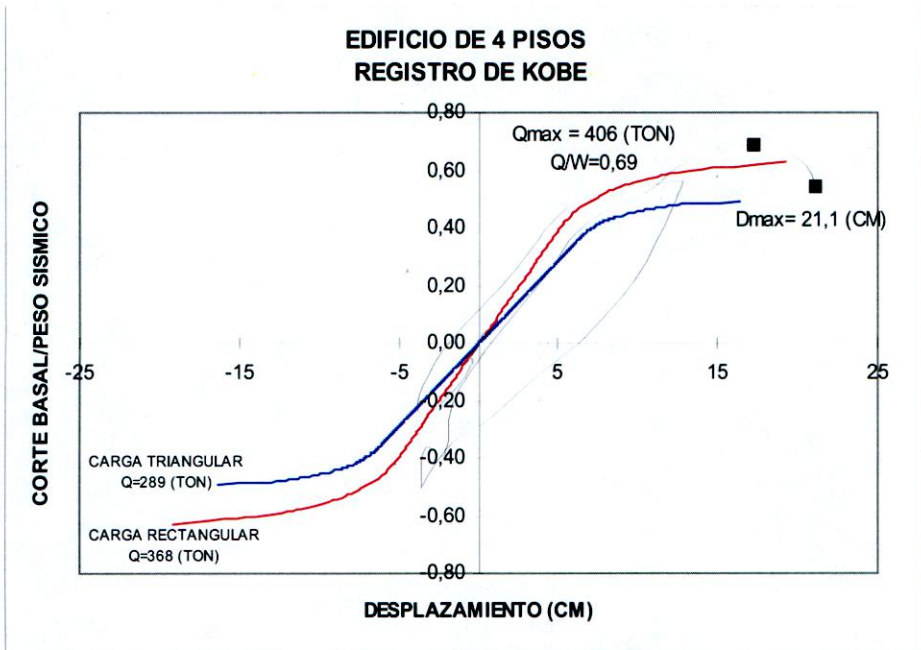


Figura A.1.7: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

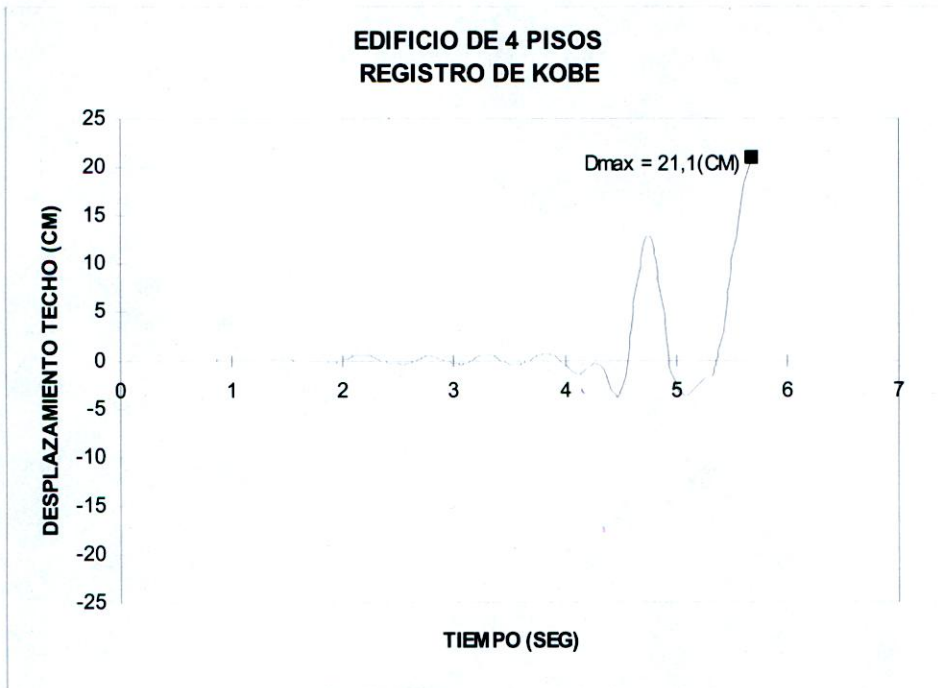


Figura A.1.8: Desplazamiento de techo v/s tiempo

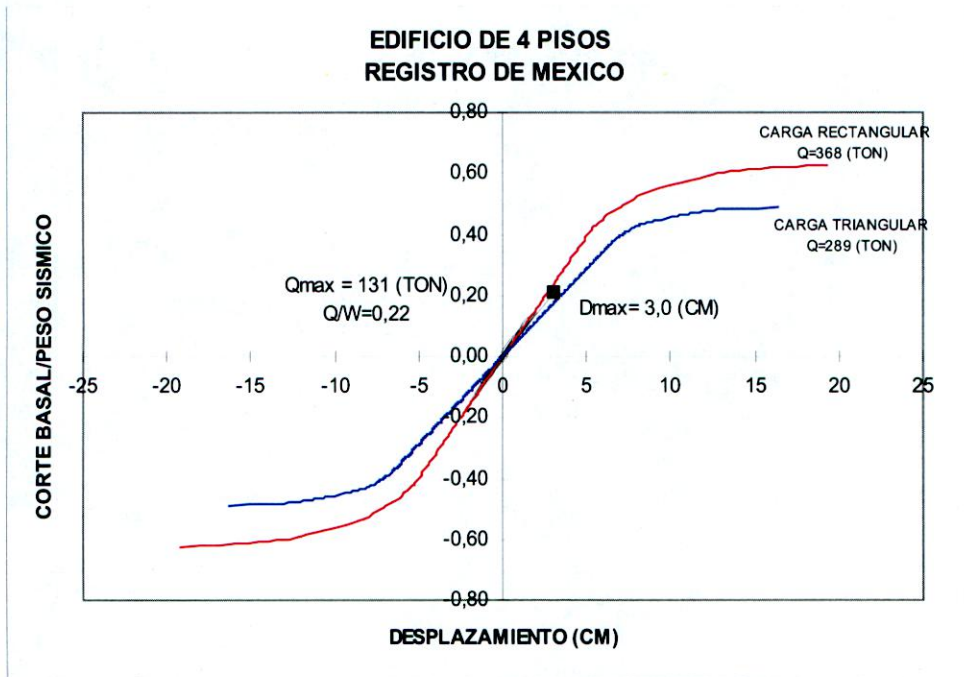


Figura A.1.9: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

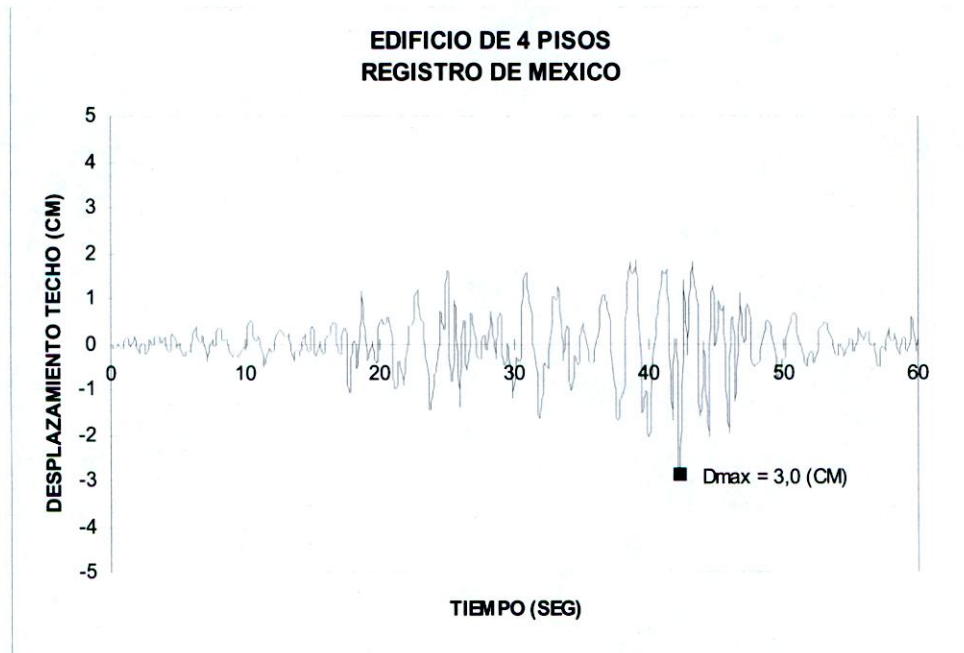


Figura A.1.10: Desplazamiento de techo v/s tiempo.

A.2 ANÁLISIS DINÁMICO EDIFICIO 8 PISOS

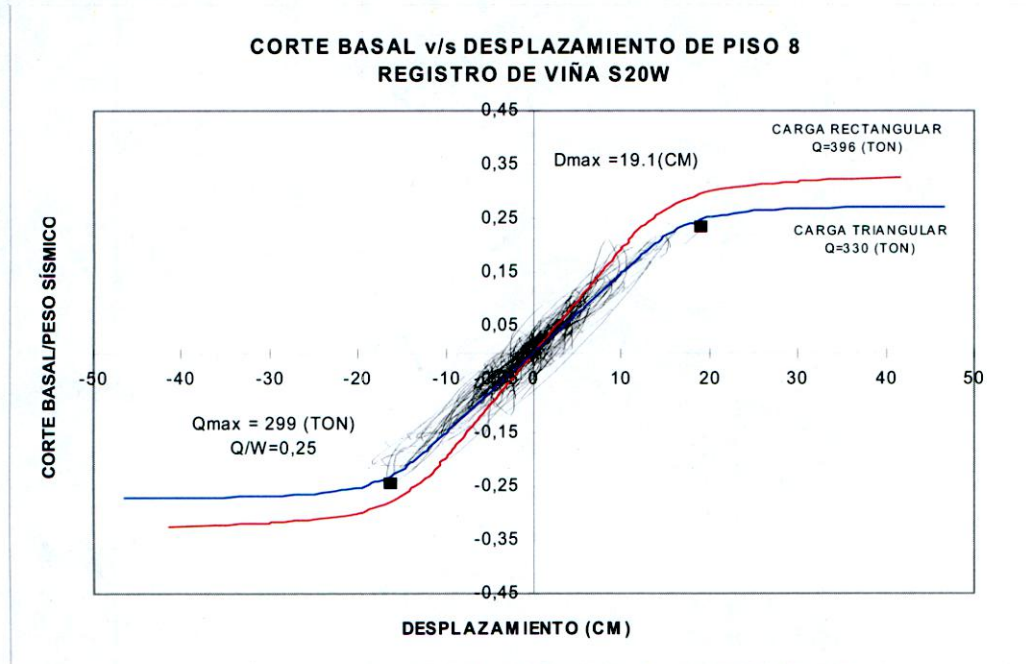


Figura A.2.1: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

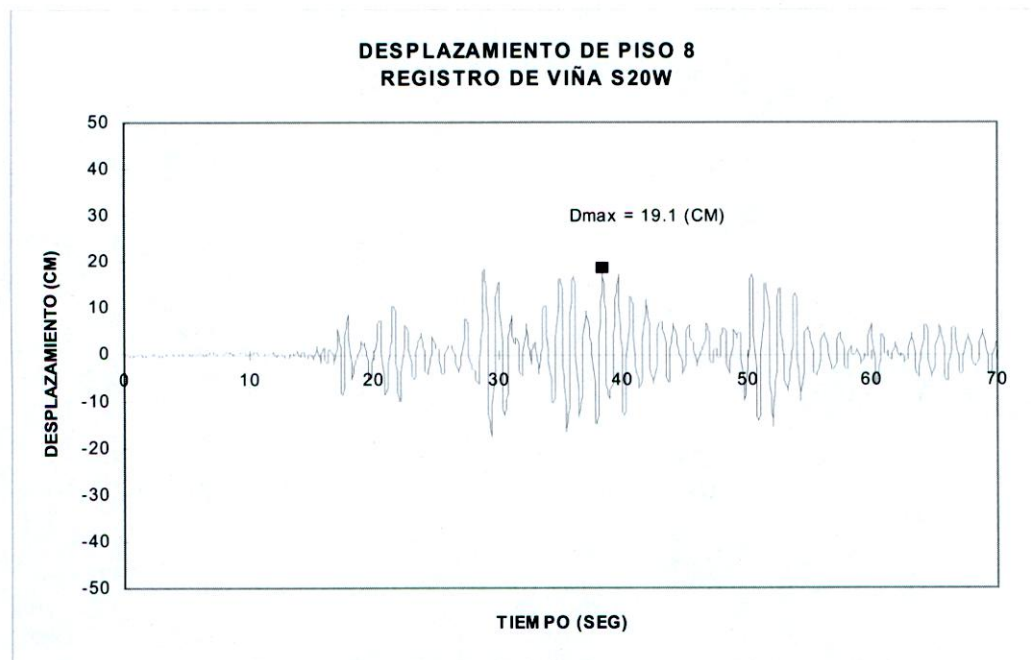


Figura A.2.2: Desplazamiento de techo v/s tiempo

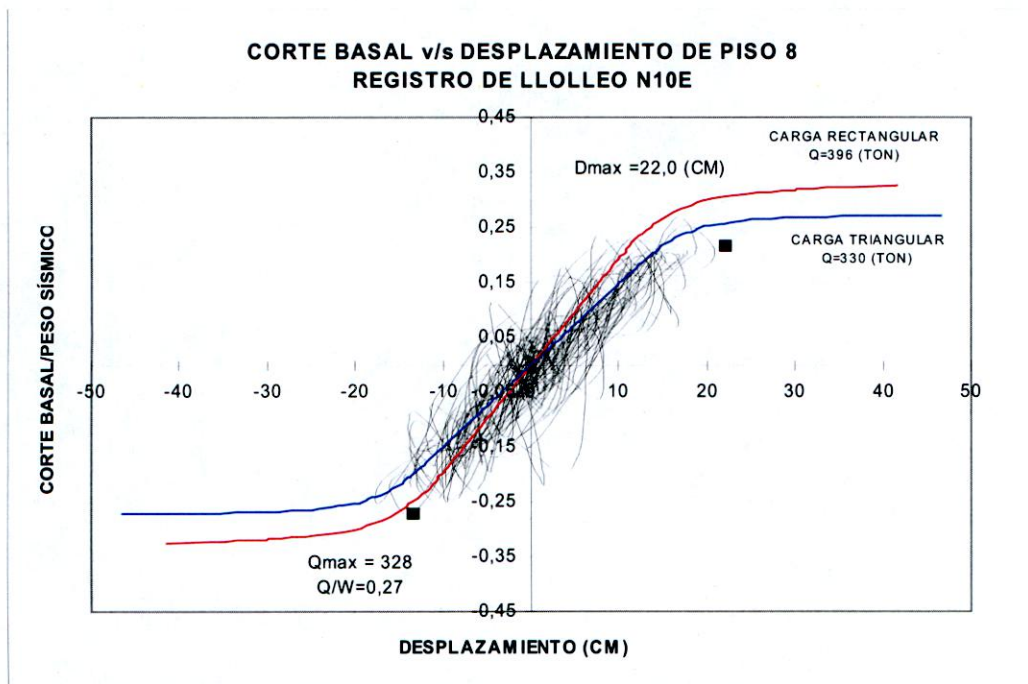


Figura A.2.3: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

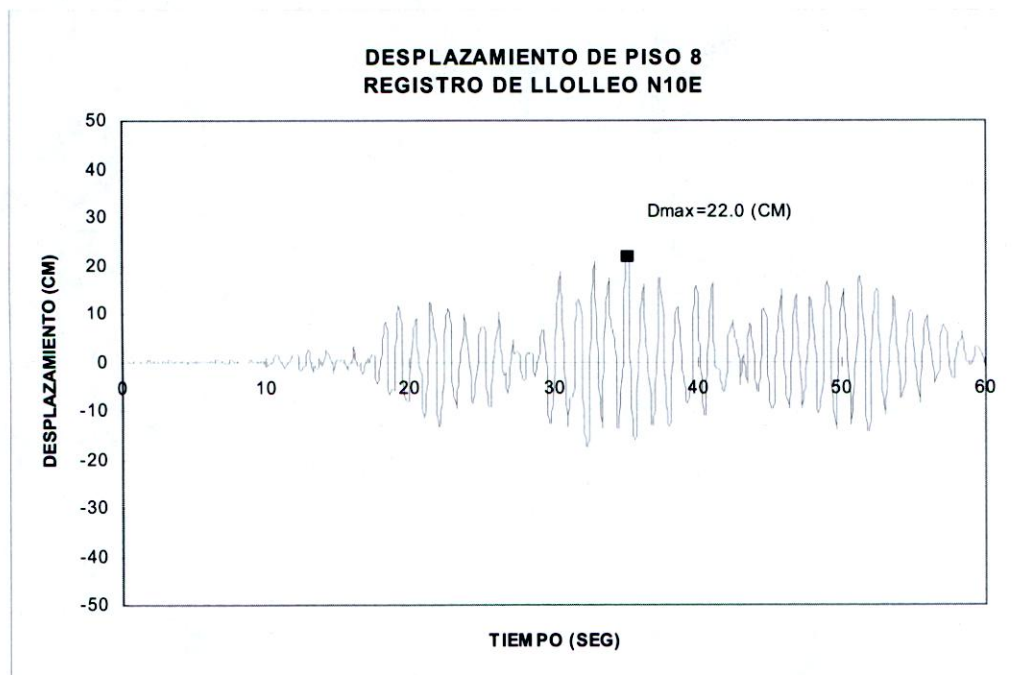


Figura A.2.4: Desplazamiento de techo v/s tiempo

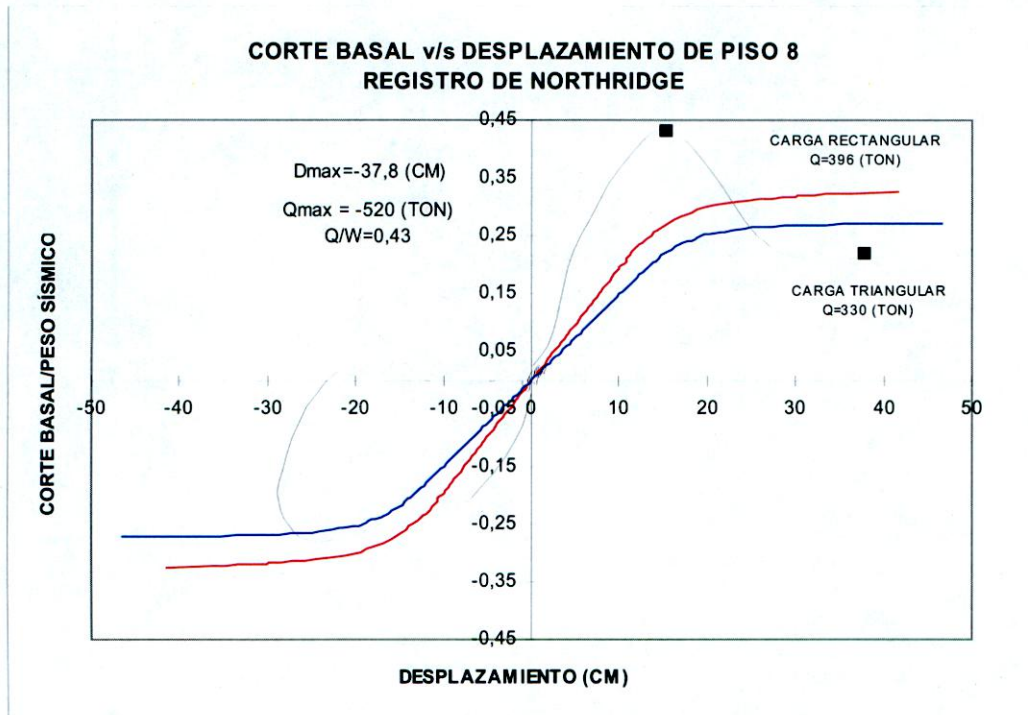


Figura A.2.5: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

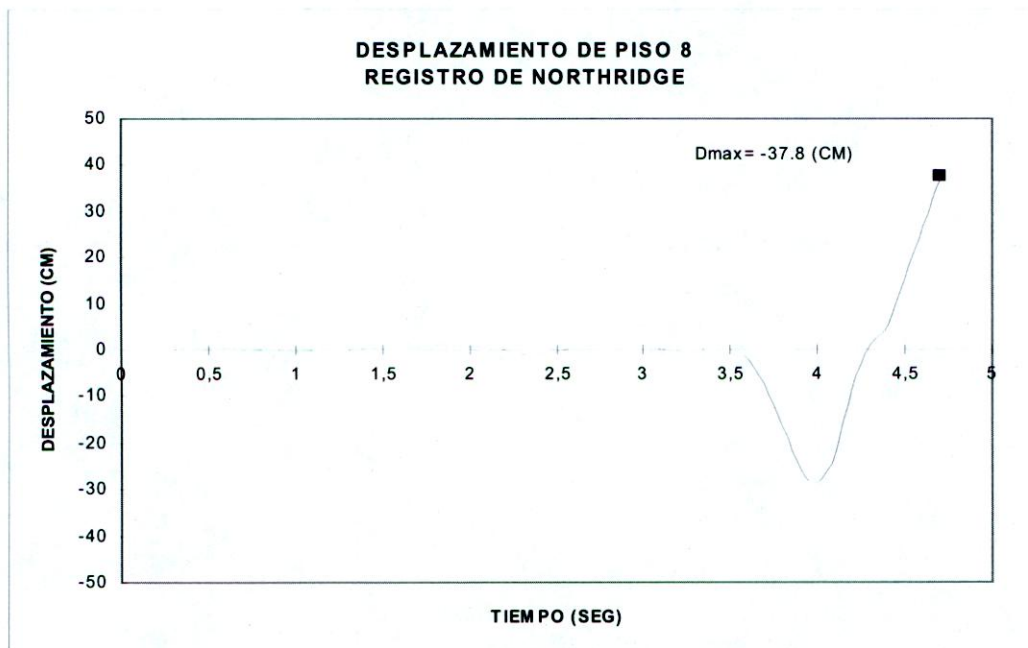


Figura A.2.6: Desplazamiento de techo v/s tiempo

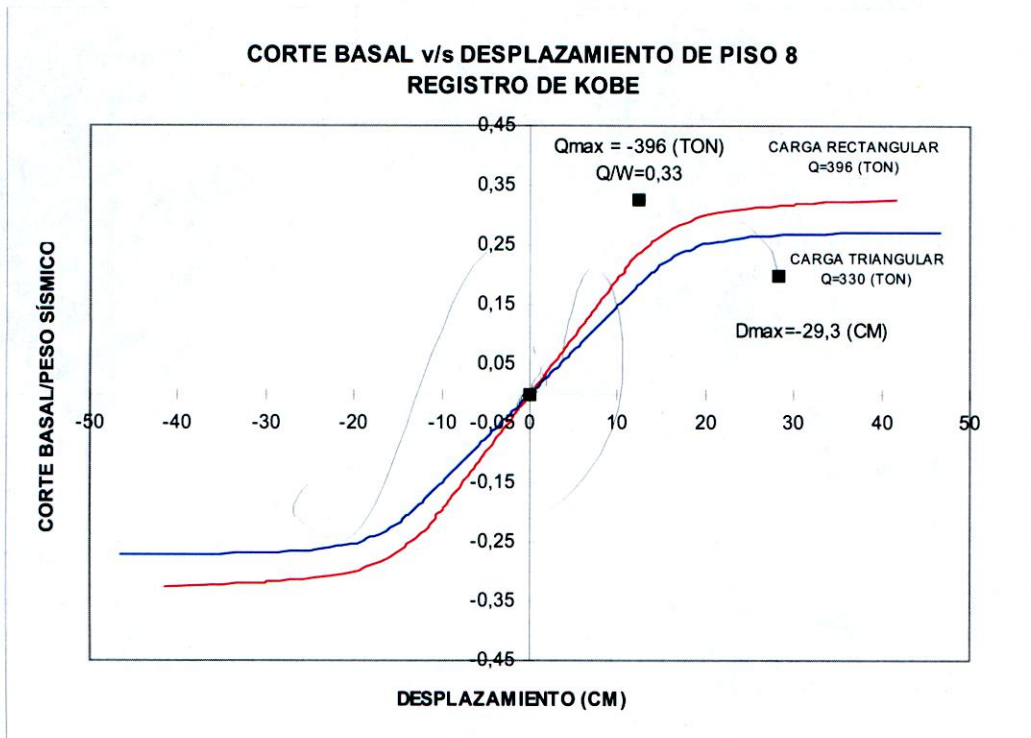


Figura A.2.7: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

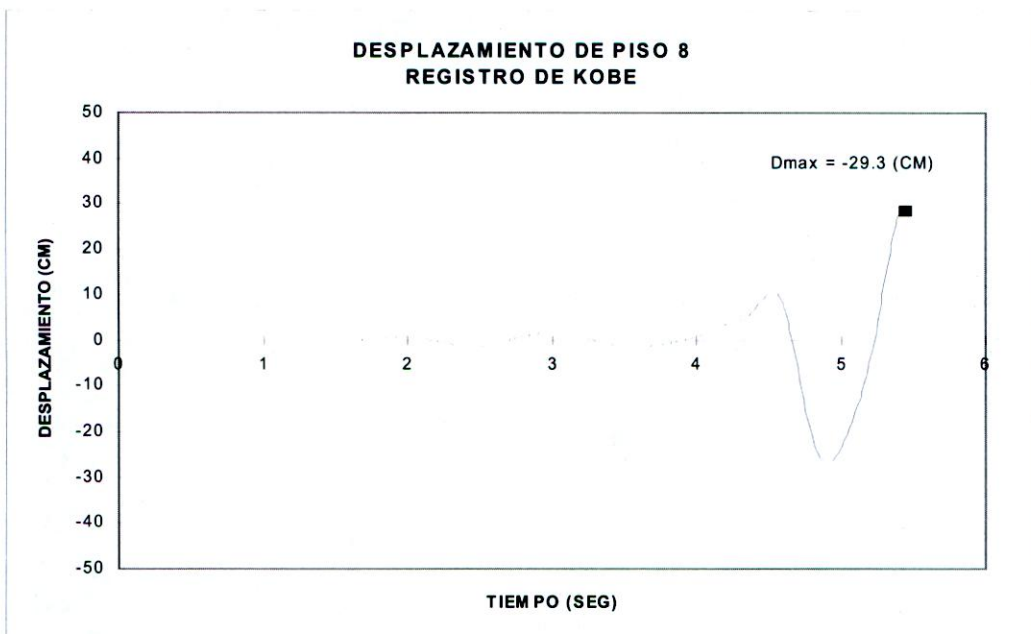


Figura A.2.8: Desplazamiento de techo v/s tiempo

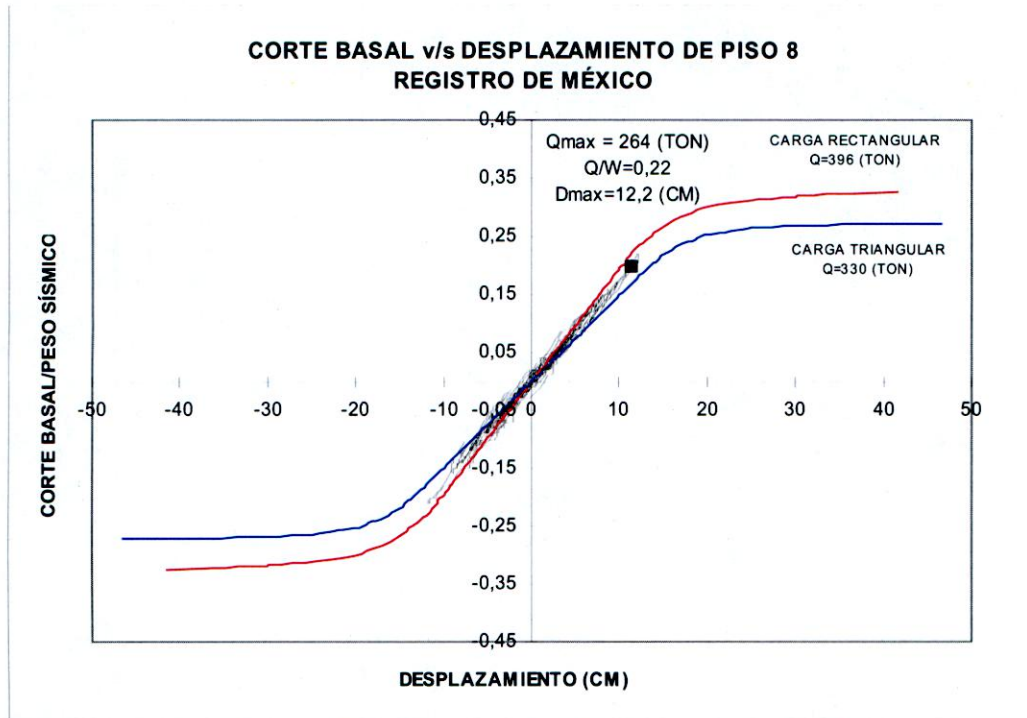


Figura A.2.9: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

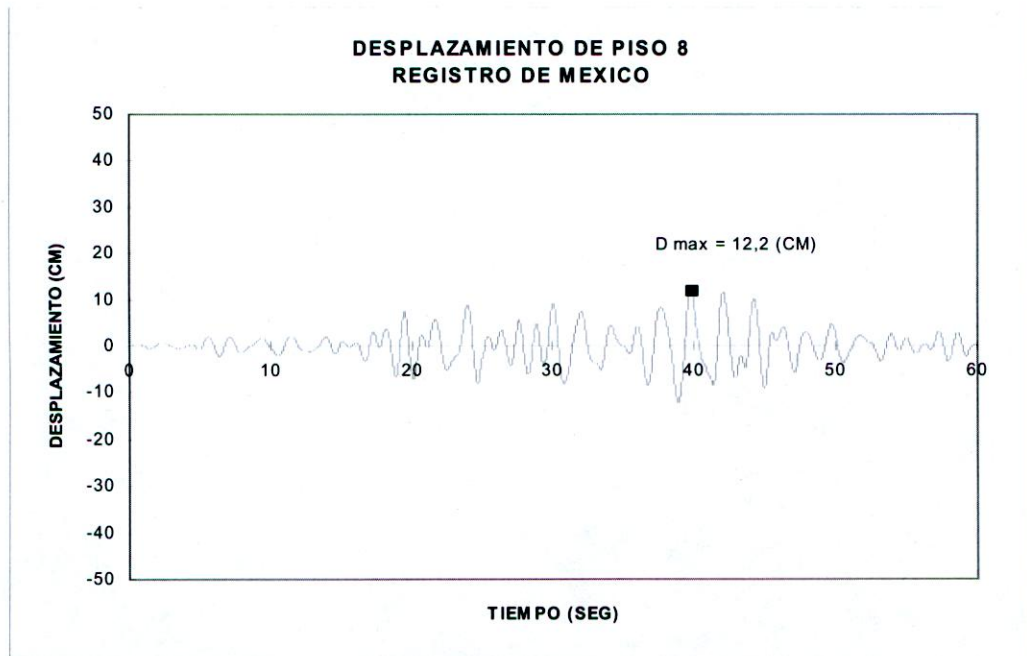


Figura A.2.10: Desplazamiento de techo v/s tiempo.

A.3 ANÁLISIS DINÁMICO EDIFICIO 12 PISOS

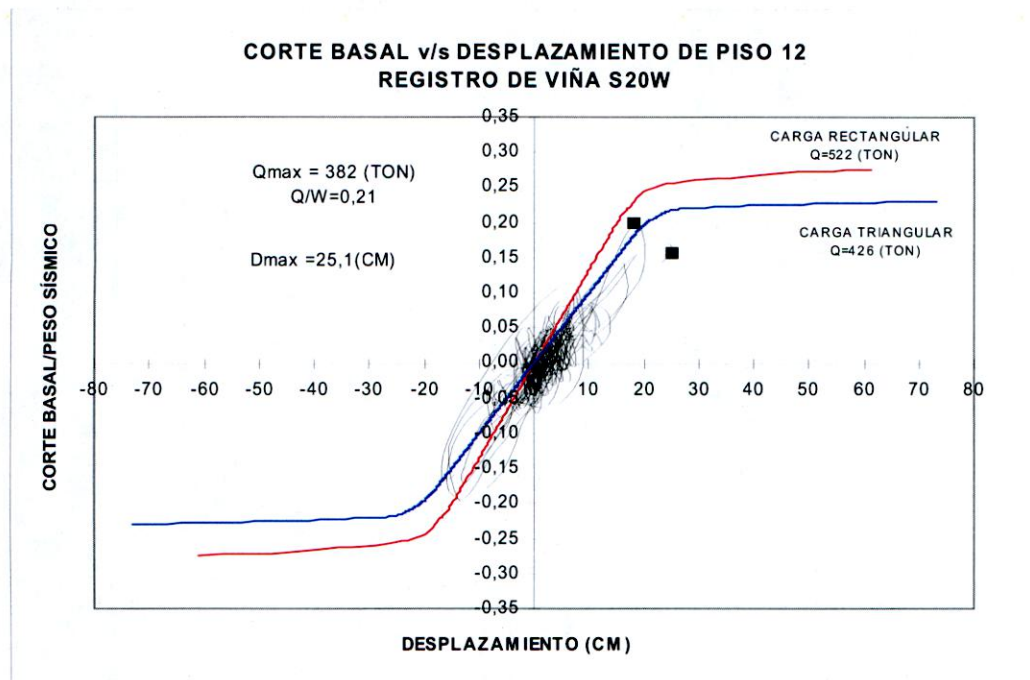


Figura A.3.1: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

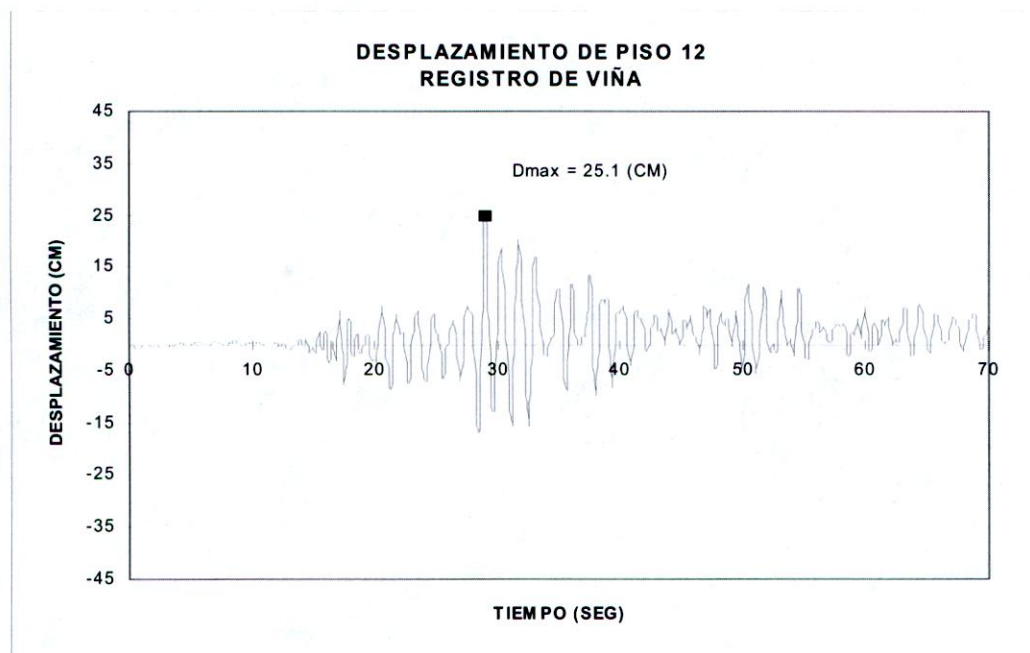


Figura A.3.2: Desplazamiento de techo v/s tiempo

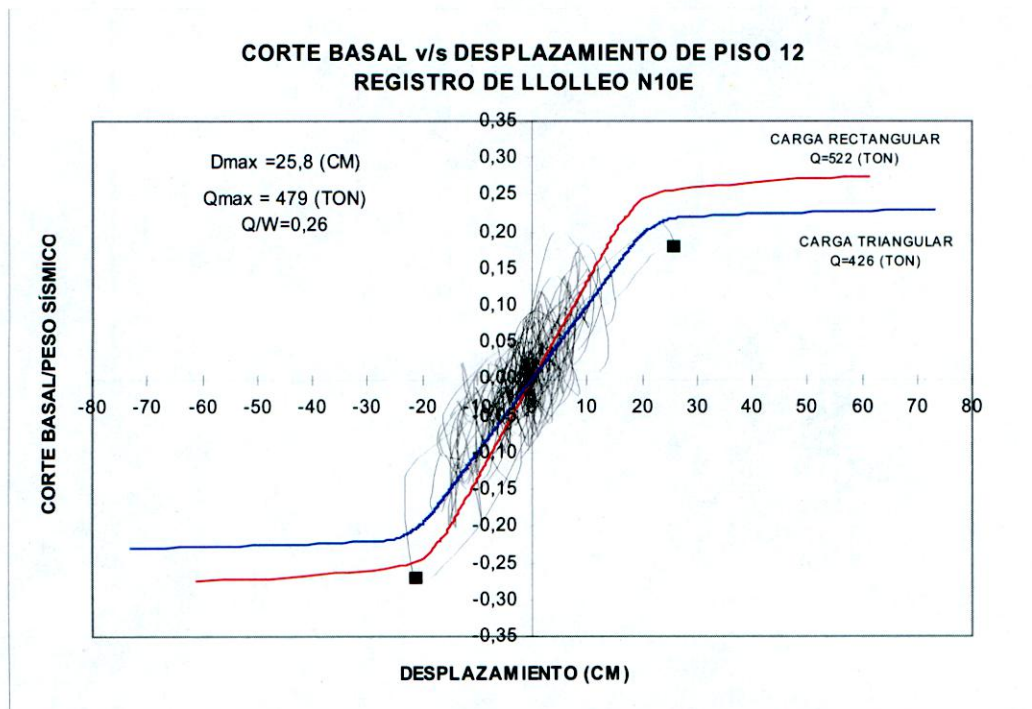


Figura A.3.3: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

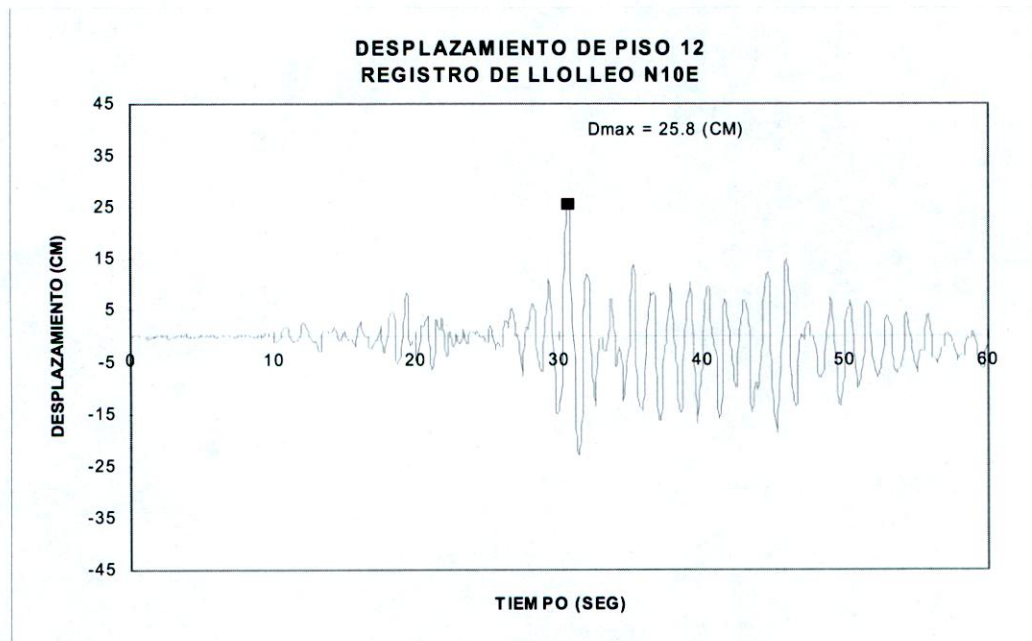


Figura A.3.4: Desplazamiento de techo v/s tiempo

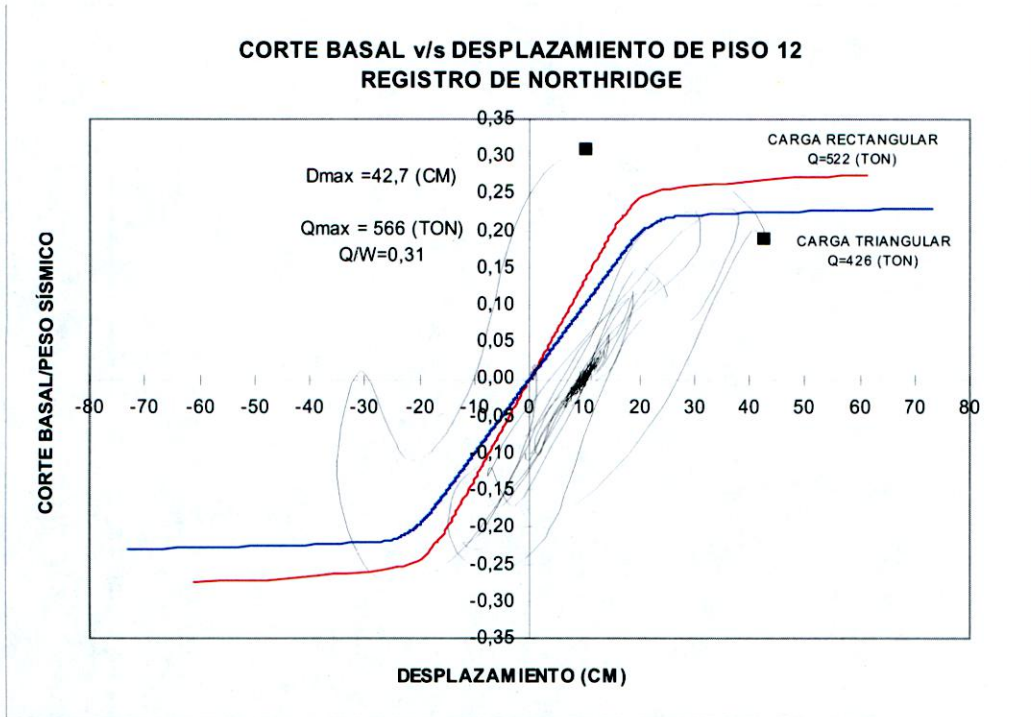


Figura A.3.5: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

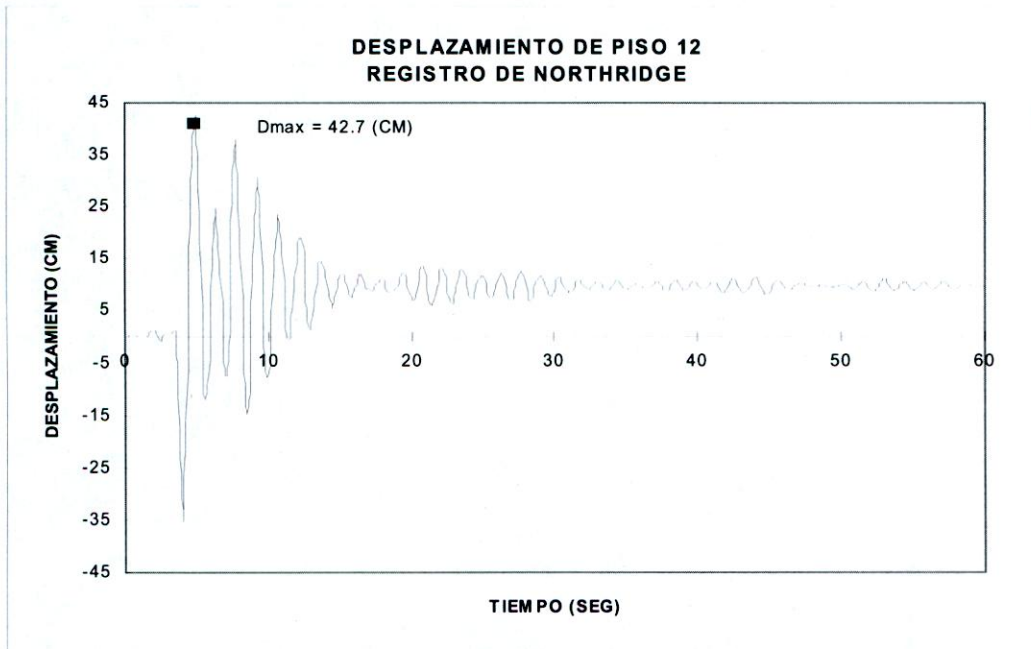


Figura A.3.6: Desplazamiento de techo v/s tiempo

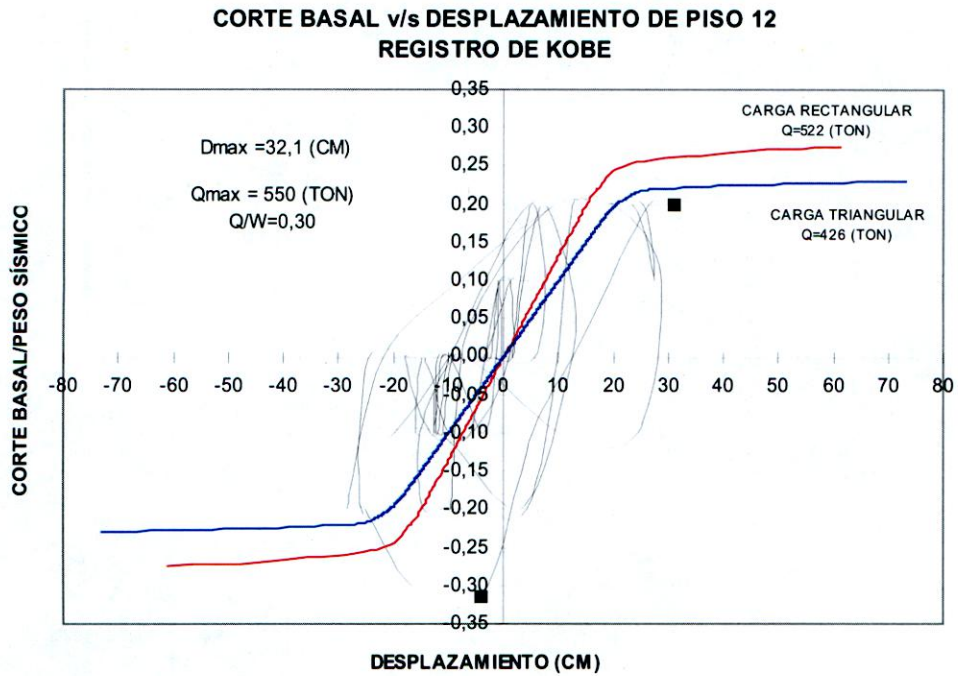


Figura A.3.7: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

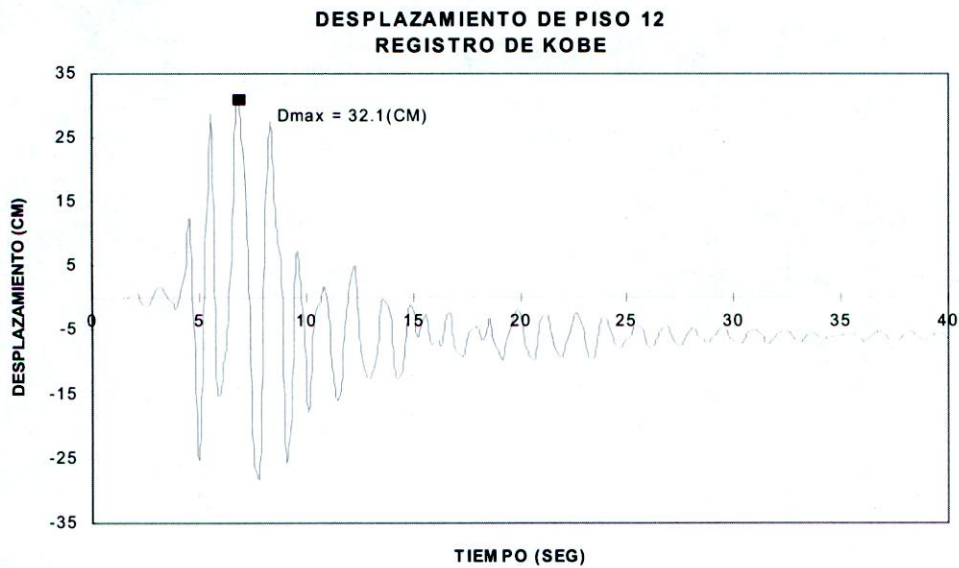


Figura A.3.8: Desplazamiento de techo v/s tiempo

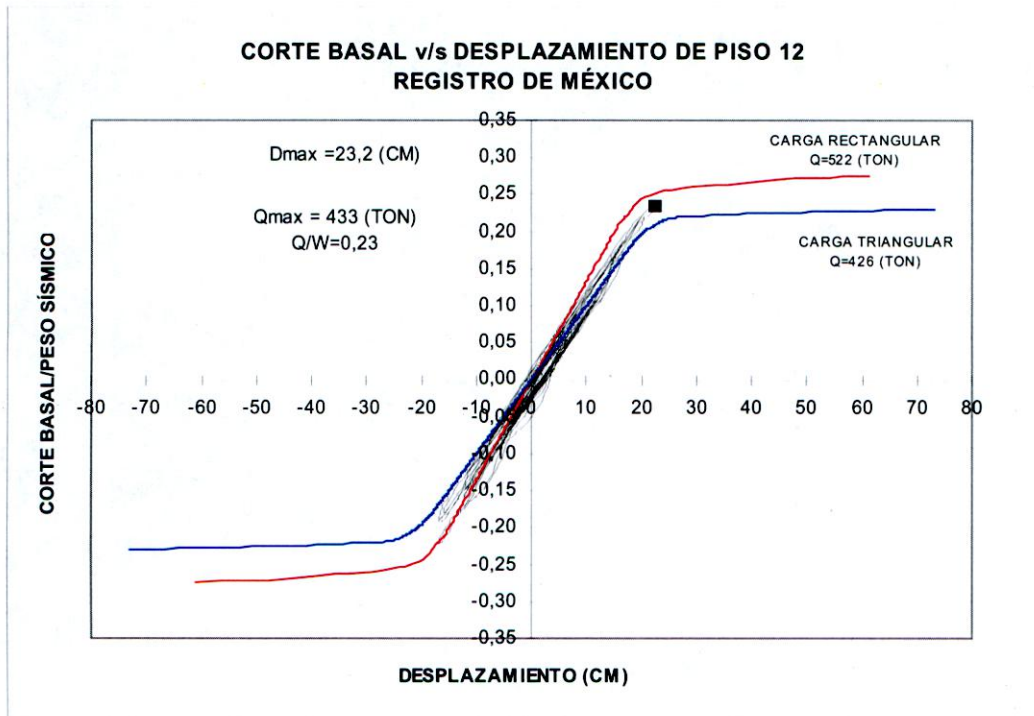


Figura A.3.9: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

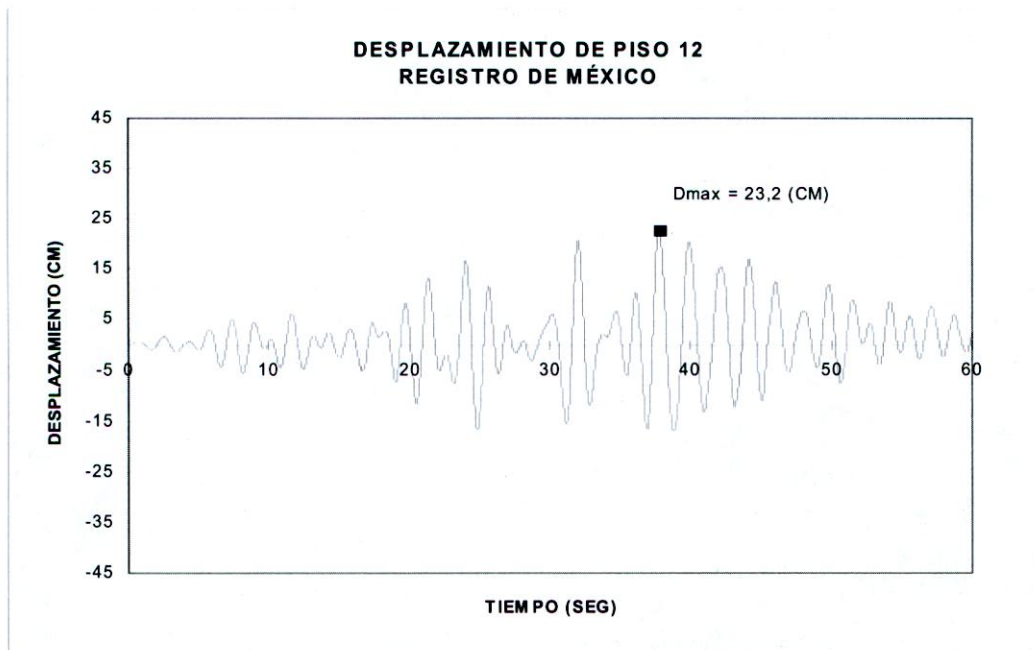


Figura A.3.10: Desplazamiento de techo v/s tiempo

A.4 ANÁLISIS DINÁMICO EDIFICIO 16 PISOS

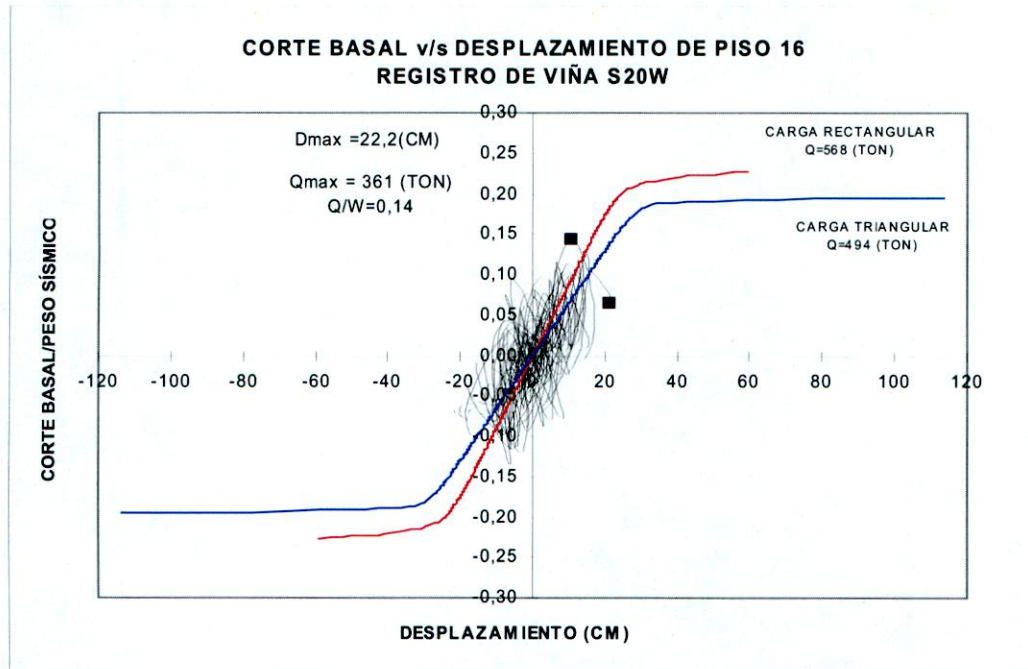


Figura A.4.1: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

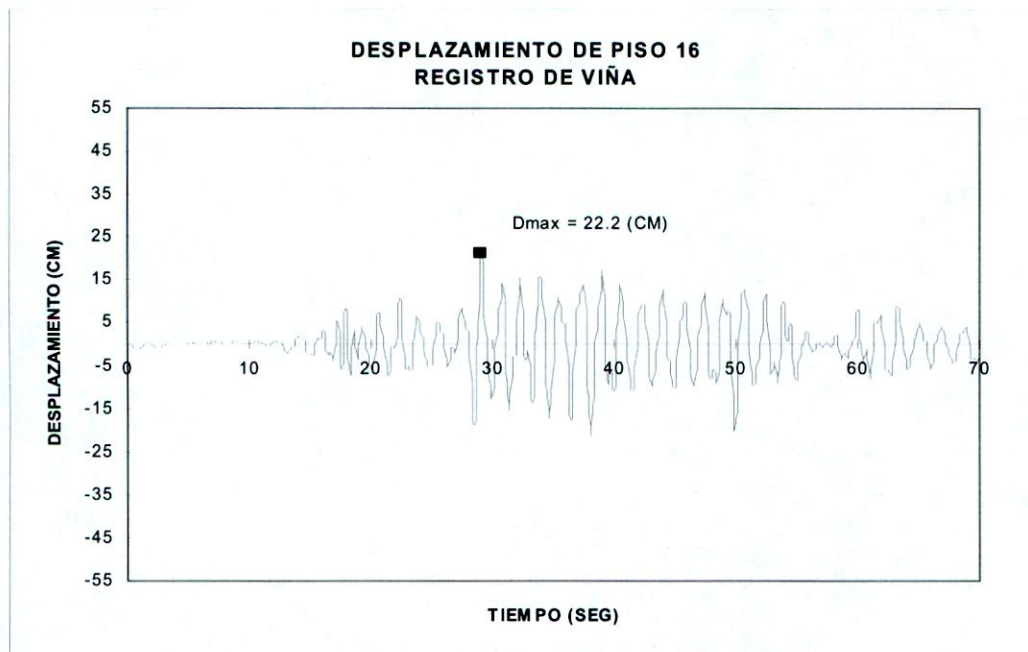


Figura A.4.2: Desplazamiento de techo v/s tiempo

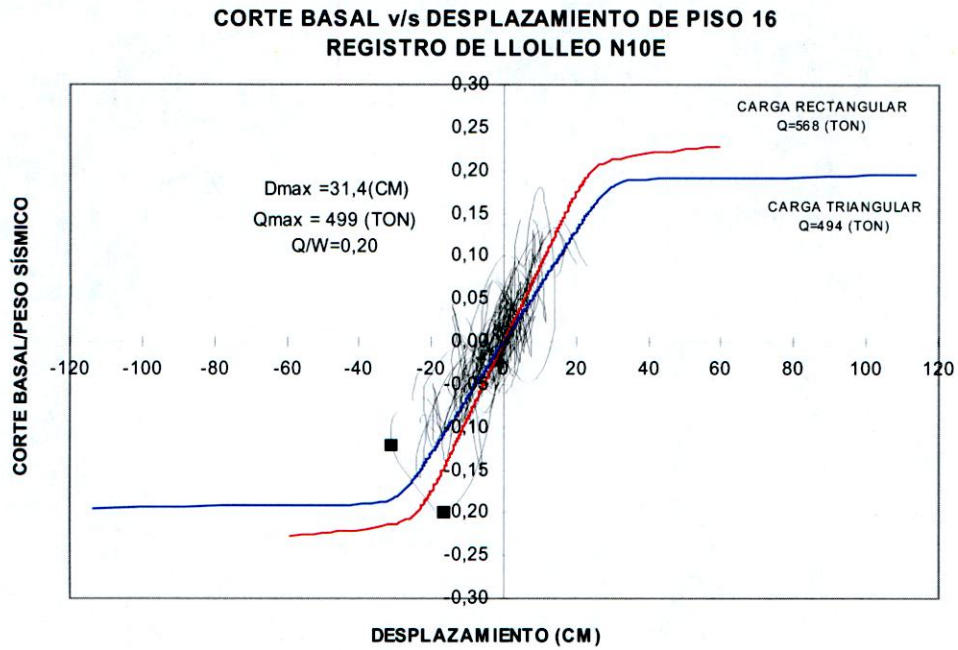


Figura A.4.3: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

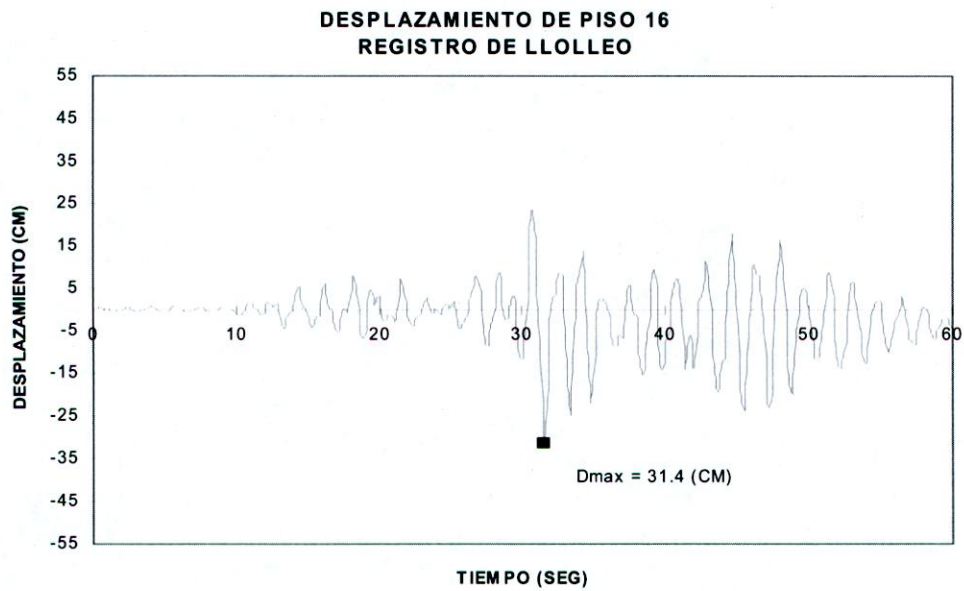


Figura A.4.4: Desplazamiento de techo v/s tiempo

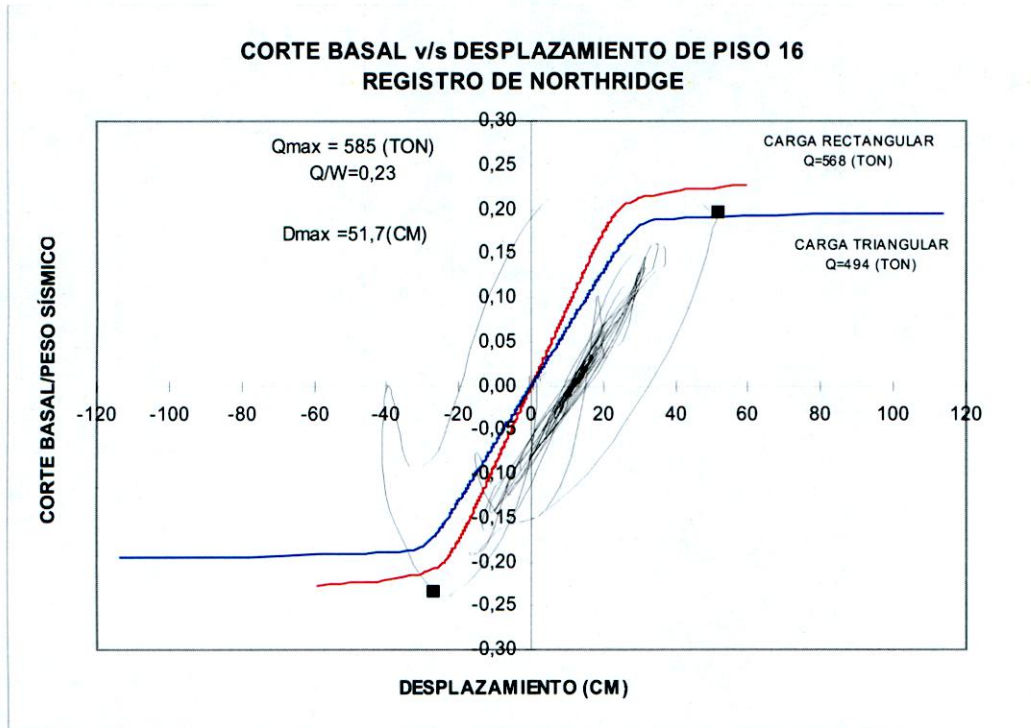


Figura A.4.5: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

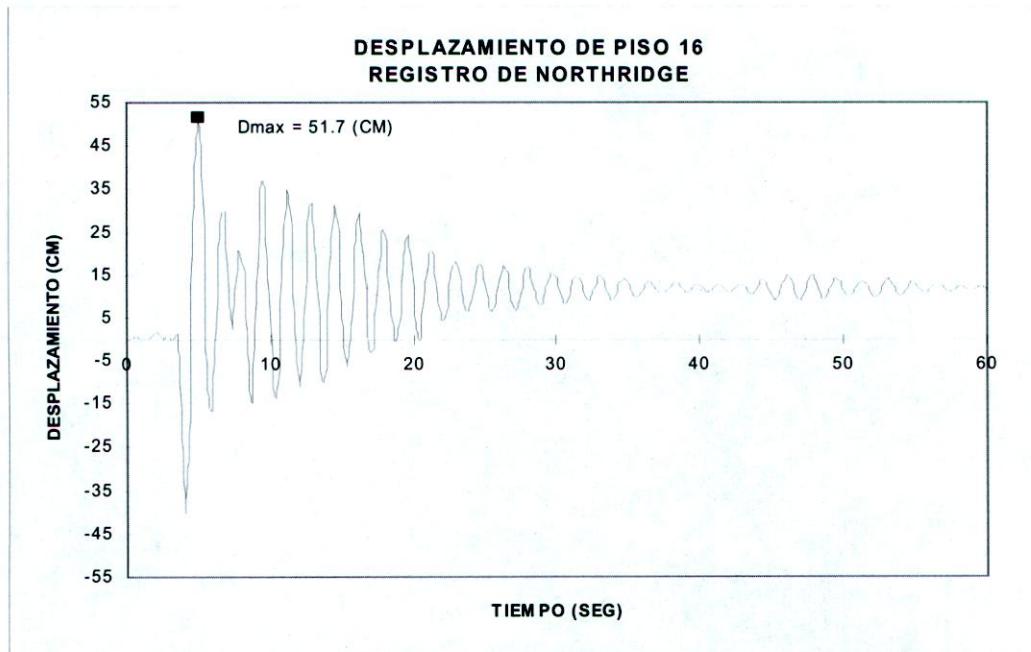


Figura A.4.6: Desplazamiento de techo v/s tiempo

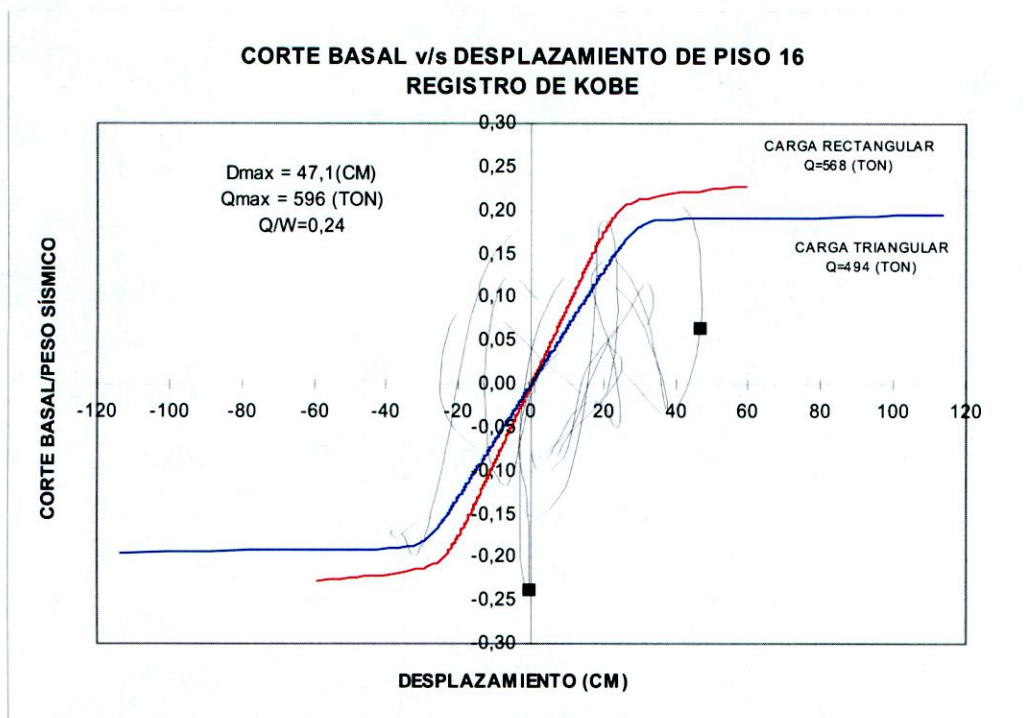


Figura A.4.7: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

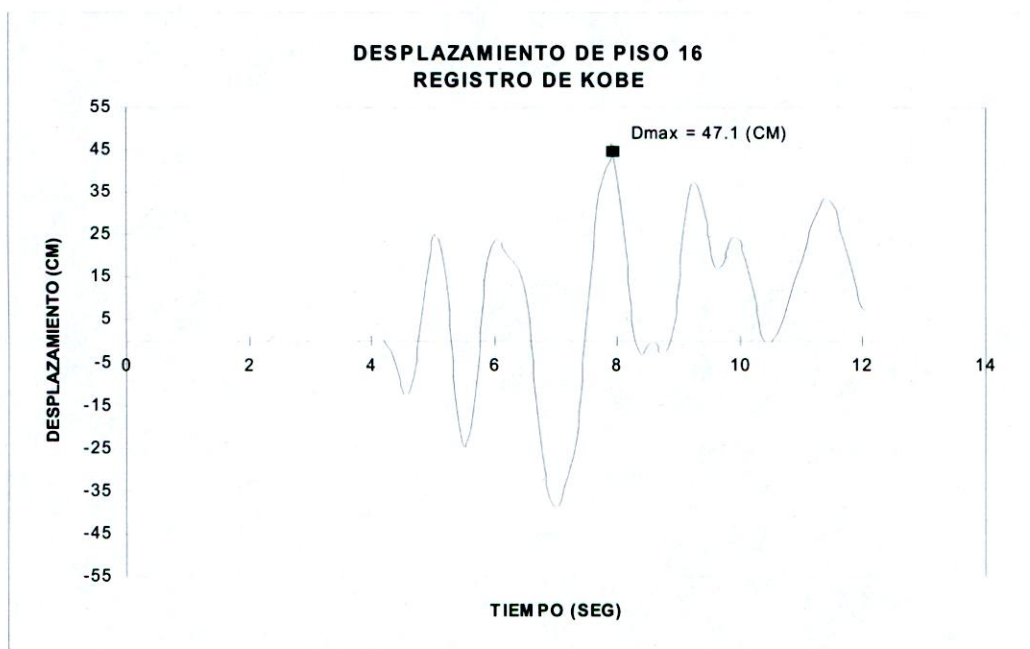


Figura A.4.8: Desplazamiento de techo v/s tiempo

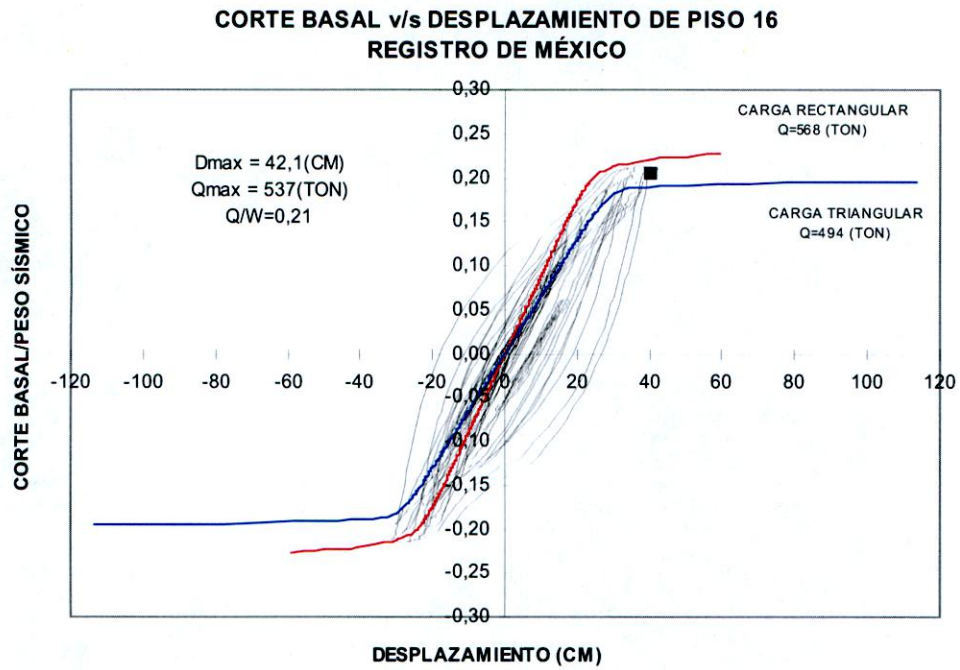


Figura A.4.9: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

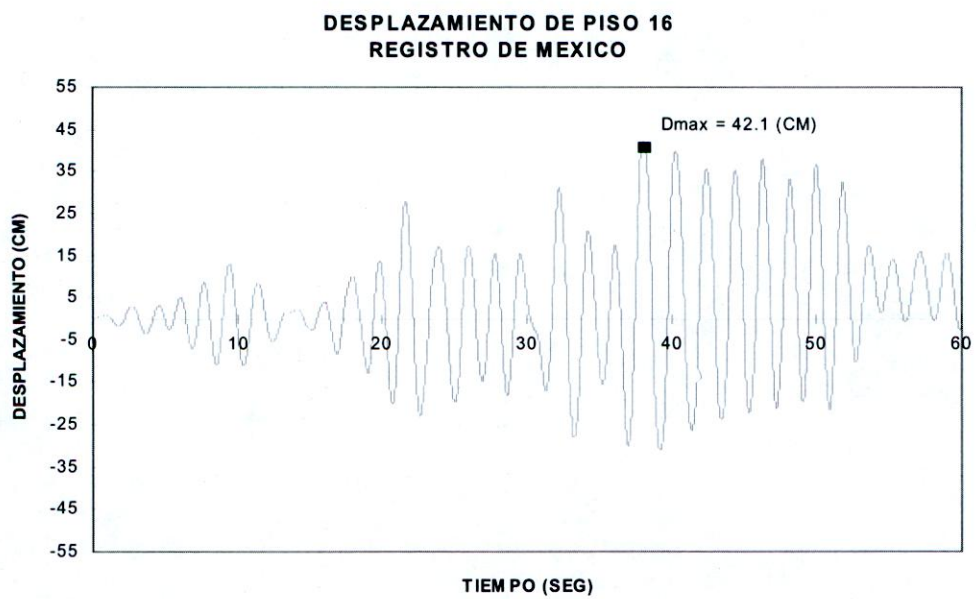


Figura A.4.10: Desplazamiento de techo v/s tiempo

A.5 ANÁLISIS DINÁMICO EDIFICIO 20 PISOS

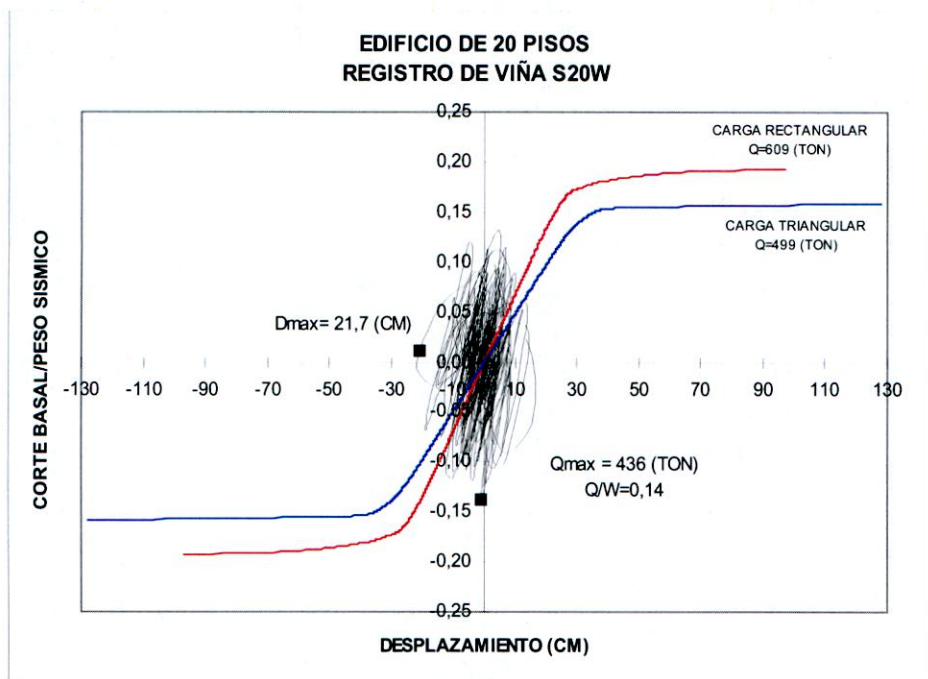


Figura A.5.1: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

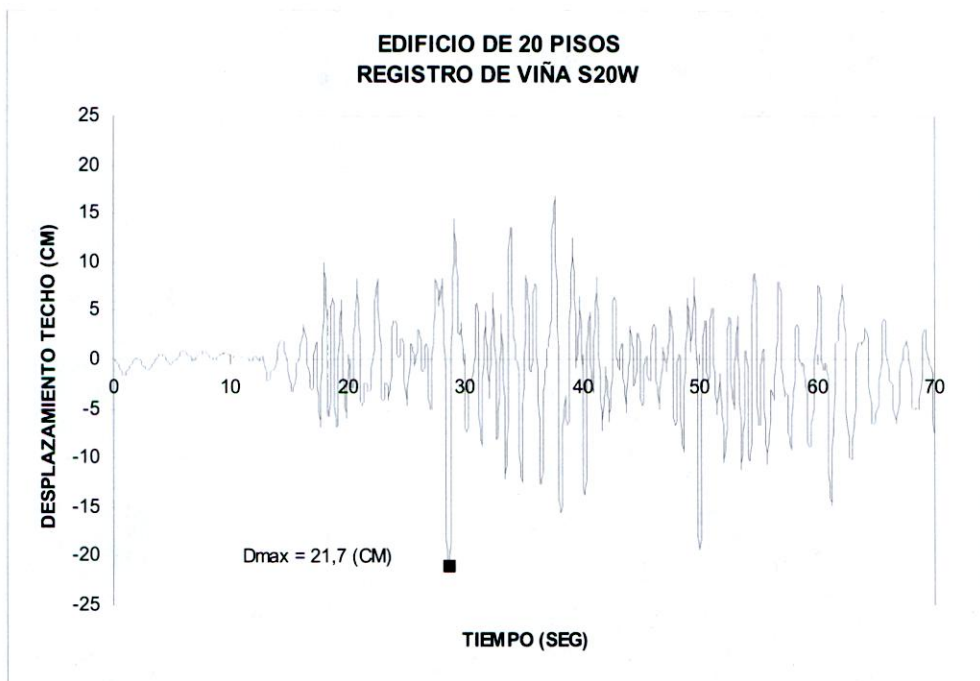


Figura A.5.2: Desplazamiento de techo v/s tiempo

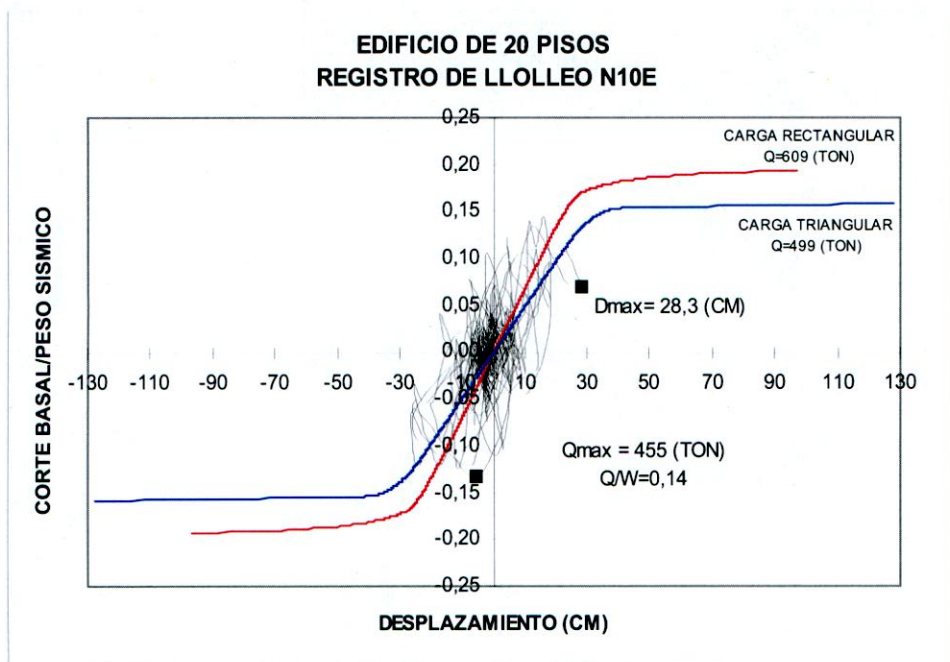


Figura A.5.3: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

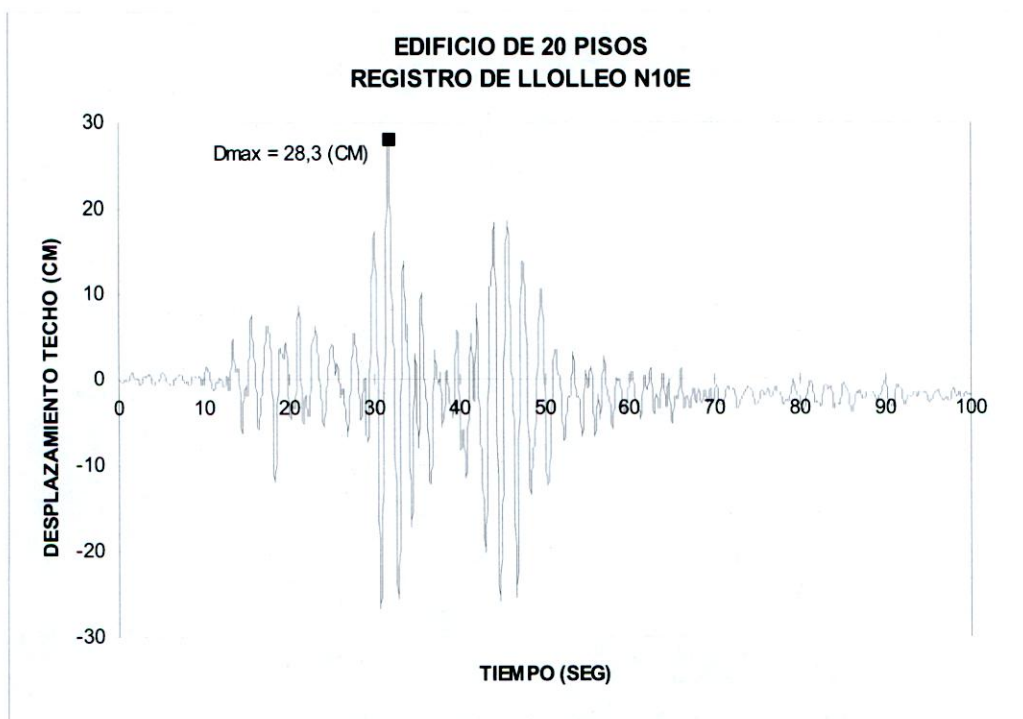


Figura A.5.4: Desplazamiento de techo v/s tiempo

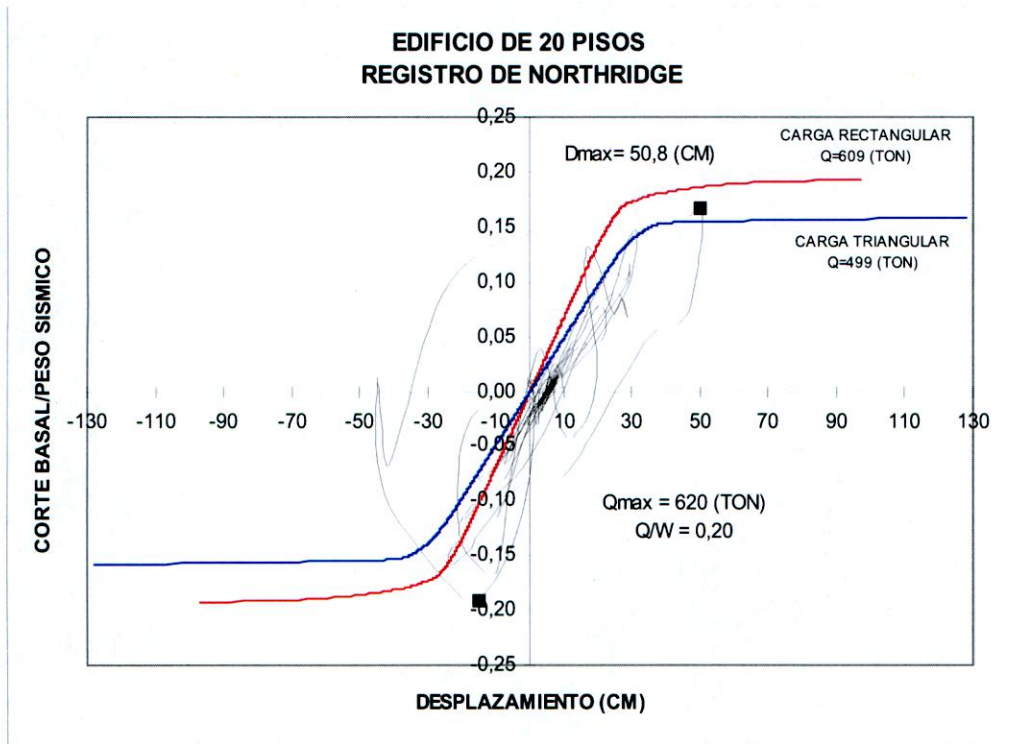


Figura A.5.5: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

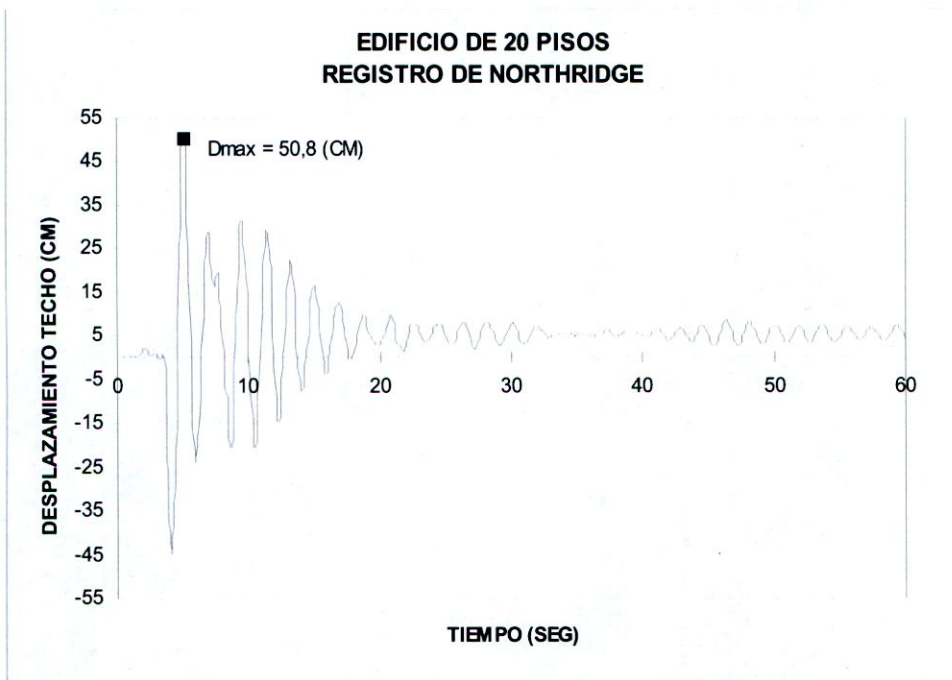


Figura A.5.6: Desplazamiento de techo v/s tiempo

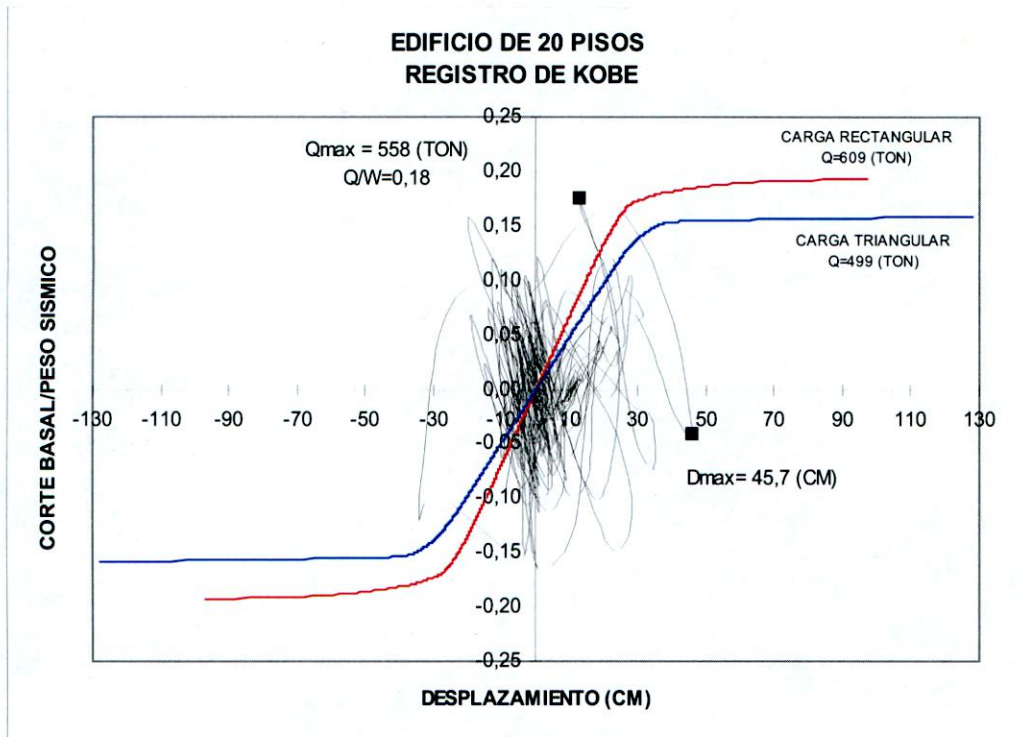


Figura A.5.7: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

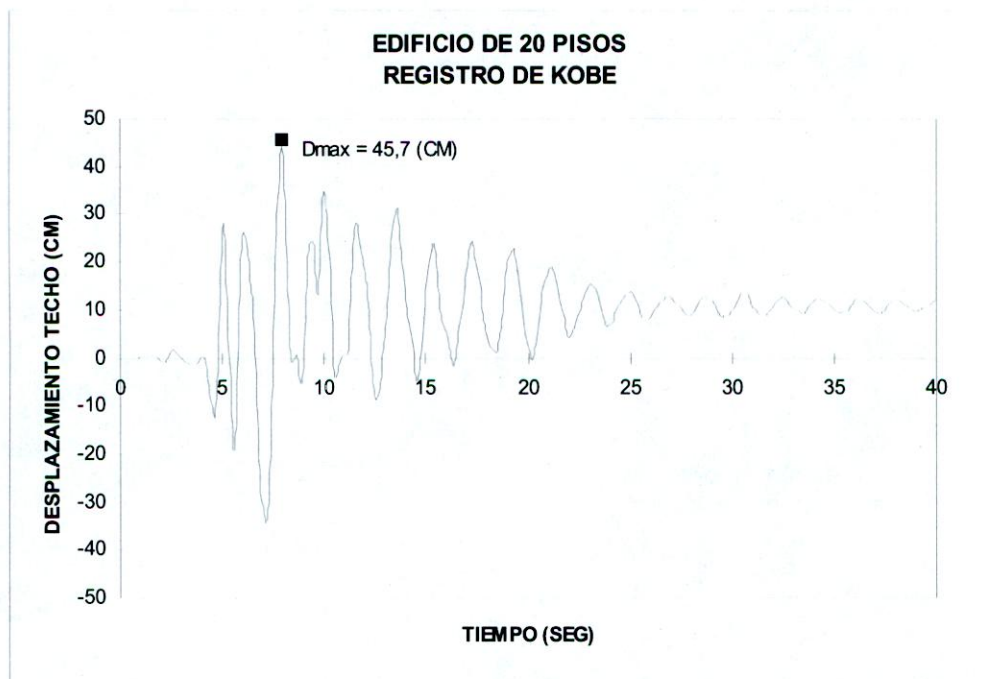


Figura A.5.8: Desplazamiento de techo v/s tiempo

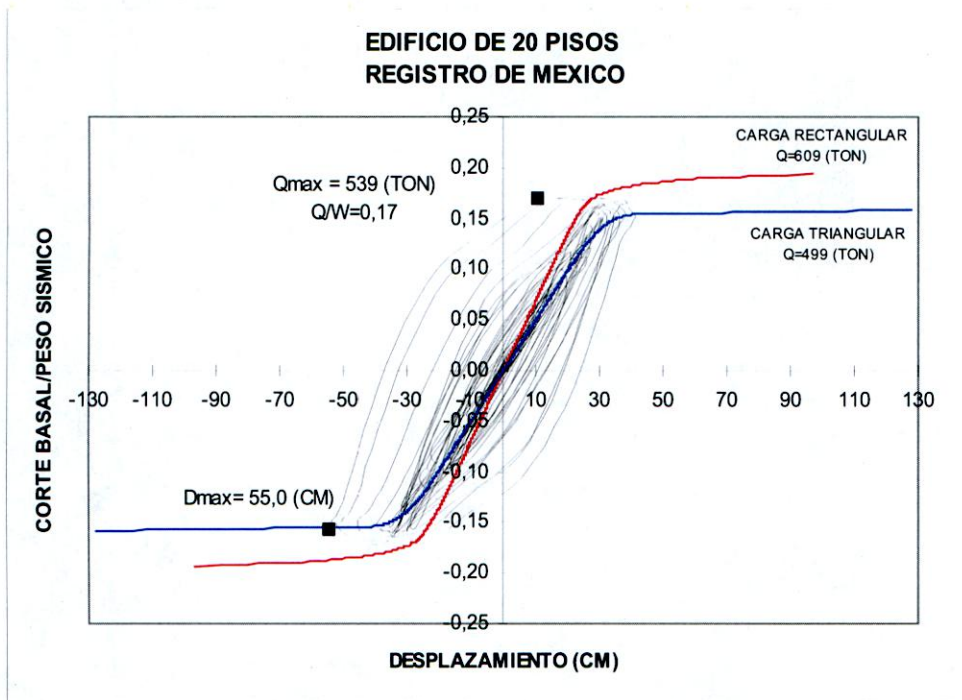


Figura A.5.9: Corte basal v/s Desplazamiento de techo

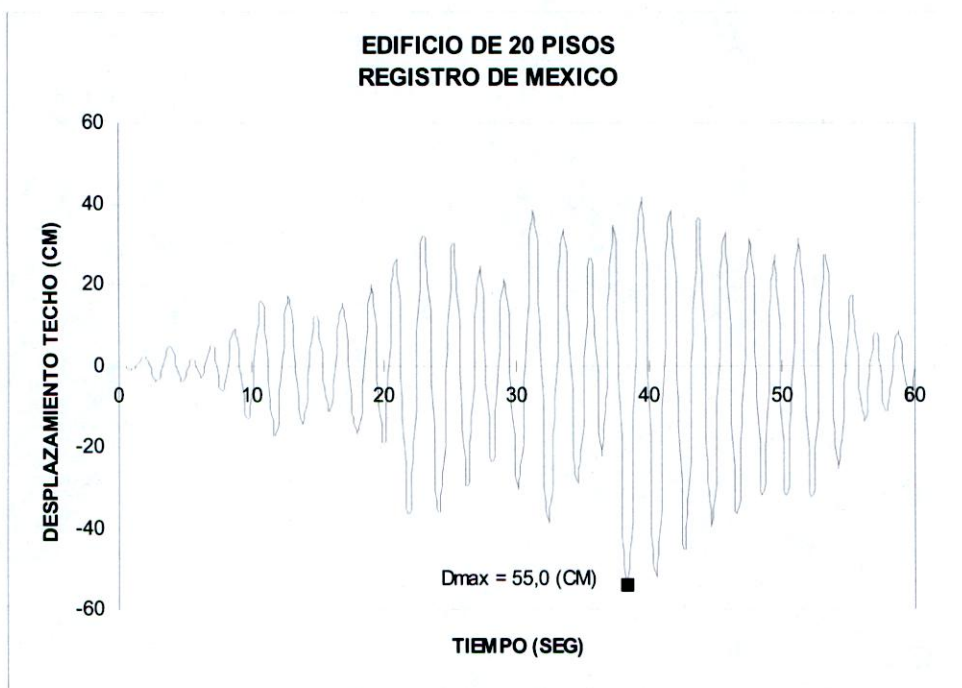


Figura A.5.10: Desplazamiento de techo v/s tiempo

B.1 ROTACIONES PLÁSTICAS EDIFICIO 4 PISOS

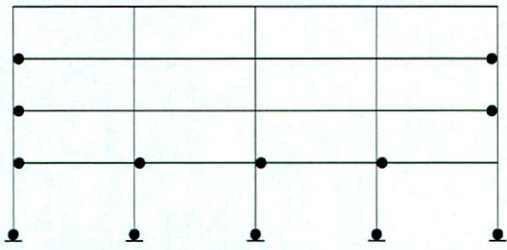


Figura B.1.1: Rótulas plásticas Viña
 $\theta_{plas} = 0,001(rad)$

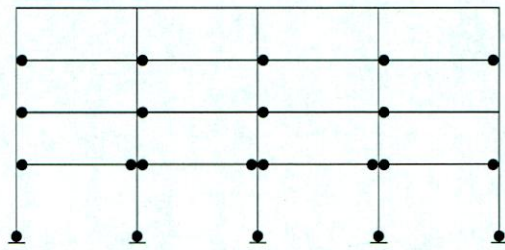


Figura B.1.2: Rótulas plásticas Lolloe
 $\theta_{plas} = 0,003(rad)$

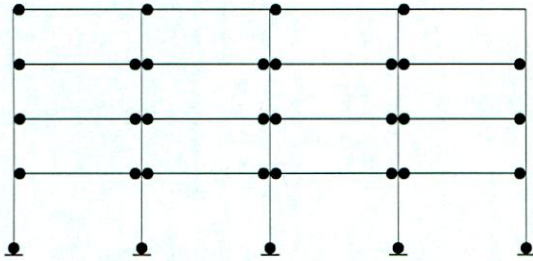


Figura B.1.3: Rótulas plásticas Northridge
 $\theta_{plas} = 0,008(rad)$

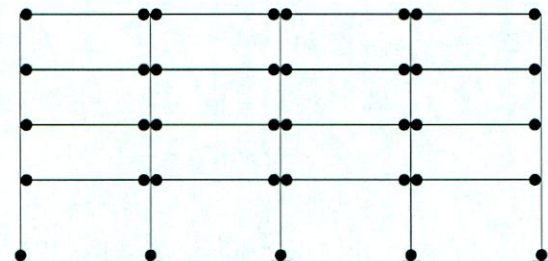


Figura B.1.4: Rotaciones plásticas Kobe
 $\theta_{plas} = 0,013(rad)$



Figura B.1.5: Rótulas plásticas México
 $\theta_{plas} = 0,000(rad)$

B.2 ROTACIONES PLÁSTICAS EDIFICIO 8 PISOS

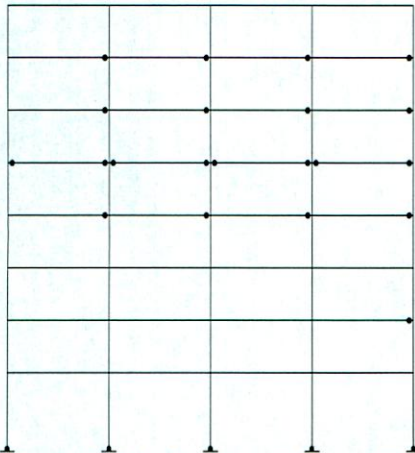


Figura B.2.1: Rótulas plásticas Viña
 $\theta_{plas} = 0,004$ (rad)

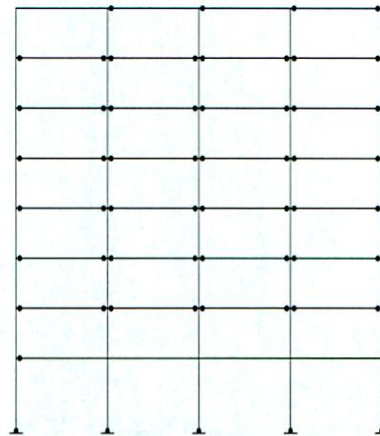


Figura B.2.2: Rótulas plásticas LLoileo
 $\theta_{plas} = 0,005$ (rad)

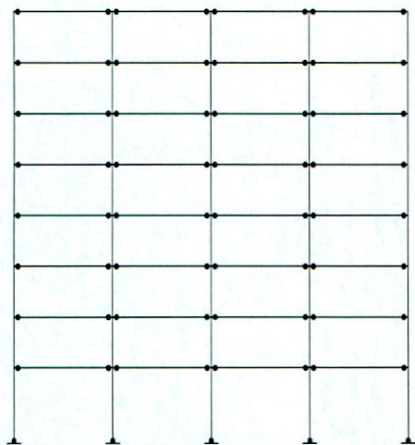


Figura B.2.3: Rótulas plásticas Northridge
 $\theta_{plas} = 0,010$ (rad)

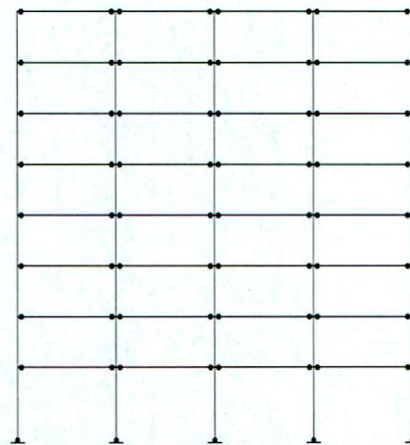


Figura B.2.4: Rótulas plásticas Kobe
 $\theta_{plas} = 0,009$ (rad)

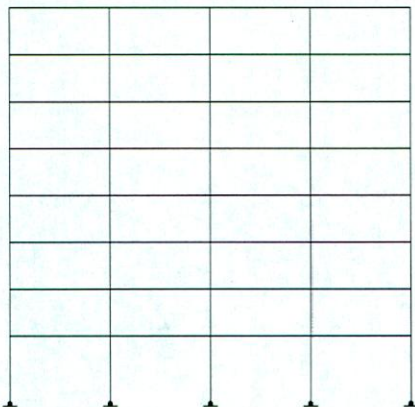


Figura B.2.5: Rótulas plásticas México
 $\theta_{plas} = 0,000$ (rad)

B.3 ROTACIONES PLÁSTICAS EDIFICIO 12 PISOS

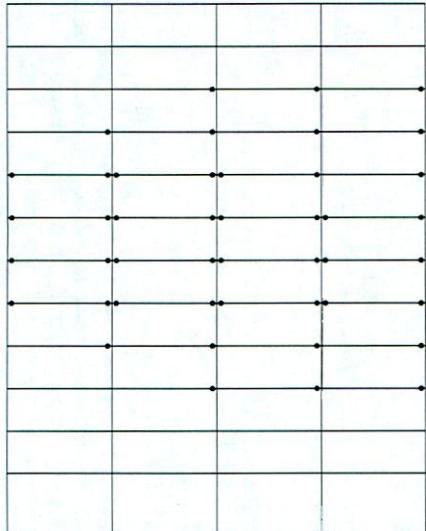


Figura B.3.1: Rótulas plásticas Viña
 $\theta_{plas} = 0,004$ (rad)



Figura B.3.2: Rótulas plásticas LLolleo
 $\theta_{plas} = 0,004$ (rad)

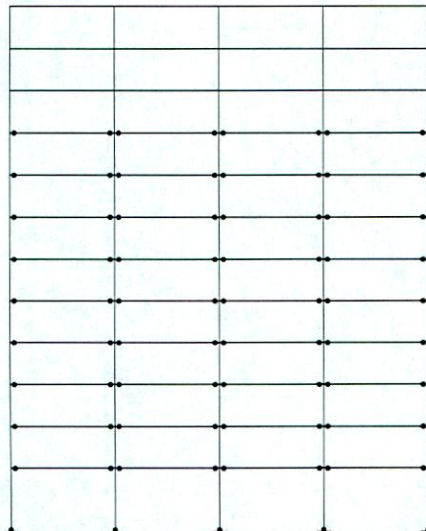


Figura B.3.3: Rótulas plásticas
Northridge
 $\theta_{plas} = 0,009$ (rad)

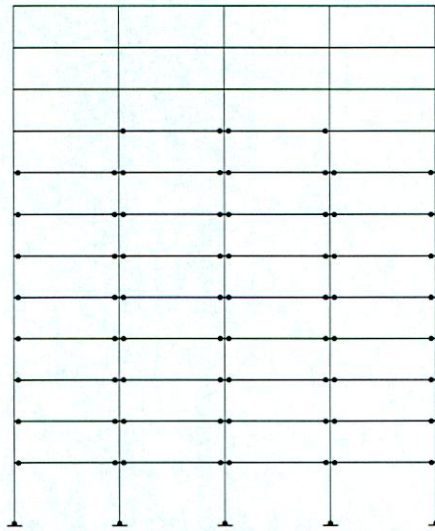


Figura B.3.4: Rótulas plásticas Kobe
 $\theta_{plas} = 0,007$ (rad)

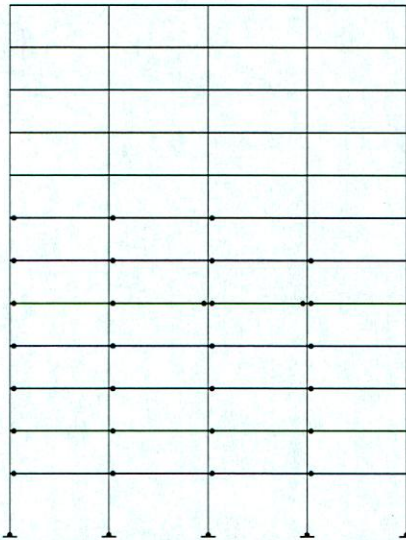


Figura B.3.5: Rótulas plásticas México
 $\theta_{plas} = 0,001$ (rad)

B.4 ROTACIONES PLÁSTICAS EDIFICIO 16 PISOS

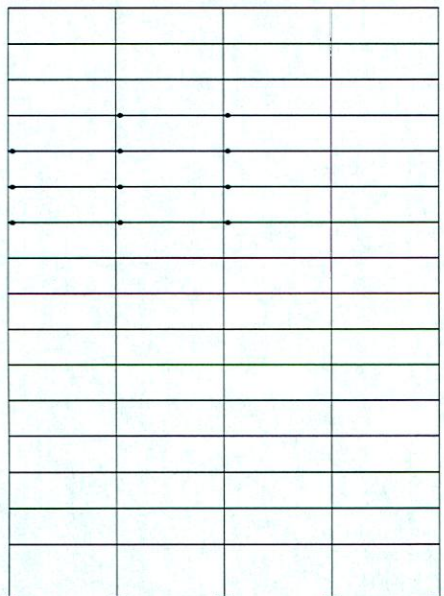


Figura B.4.1: Rótulas plásticas Viña
 $\theta_{plas} = 0,001$ (rad)

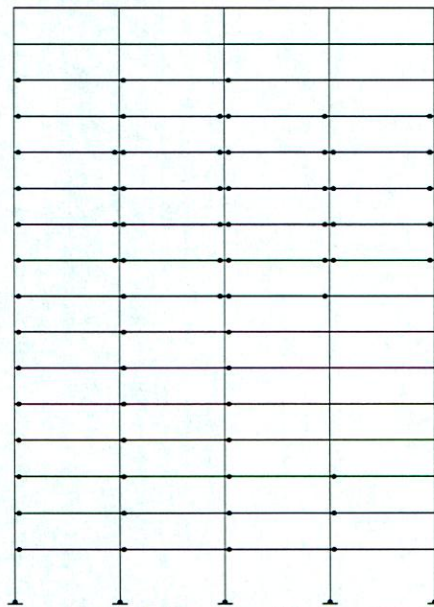


Figura B.4.2: Rótulas plásticas LLolleo
 $\theta_{plas} = 0,004$ (rad)

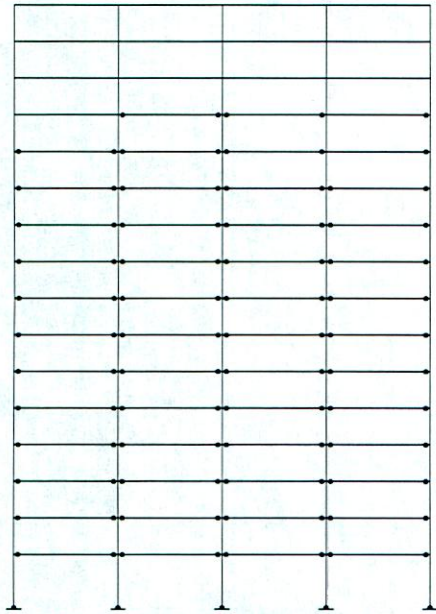


Figura B.4.3: Rótulas plásticas
Northridge
 $\theta_{plas} = 0,009$ (rad)

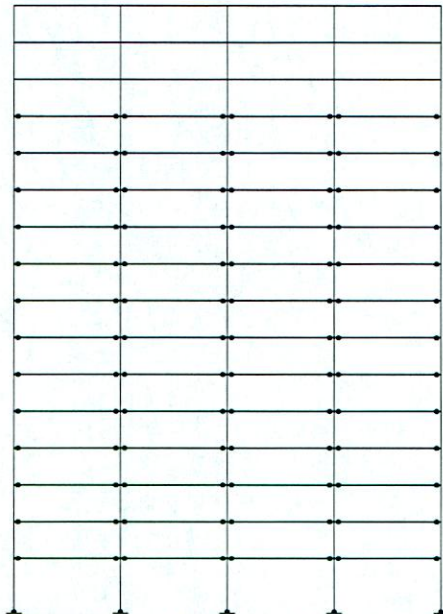


Figura B.4.4: Rótulas plásticas Kobe
 $\theta_{plas} = 0,009$ (rad)

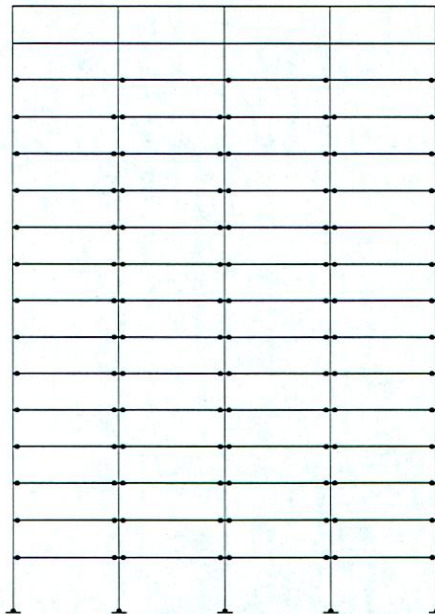


Figura B.4.5: Rótulas plásticas México
 $\theta_{plas} = 0,009$ (rad)

B.5 ROTACIONES PLÁSTICAS EDIFICIO 20 PISOS

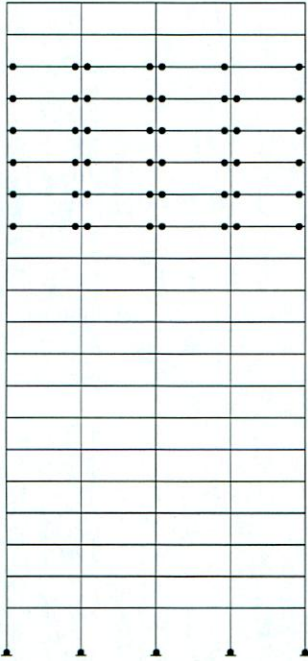


Figura B.5.1: Rótulas plásticas Viña
 $\theta_{plas} = 0,005$ (rad)

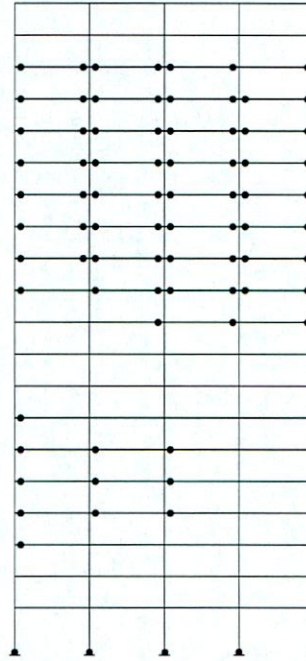


Figura B.5.2: Rótulas plásticas LLolleo
 $\theta_{plas} = 0,004$ (rad)

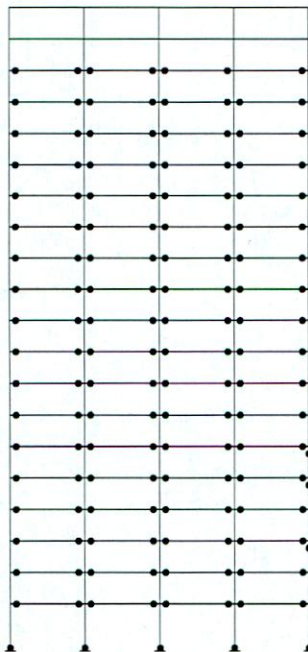


Figura B.5.3: Rótulas plásticas Northridge
 $\theta_{plas} = 0,009$ (rad)

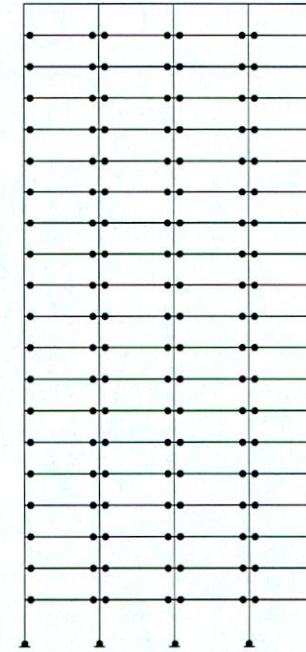


Figura B.5.4: Rótulas plásticas Kobe
 $\theta_{plas} = 0,008$ (rad)

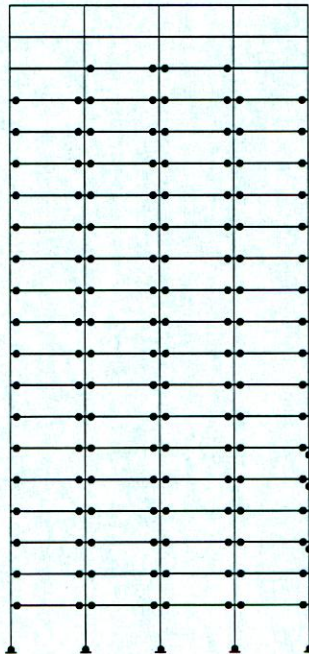


Figura B.5.5: Rótulas plásticas México
 $\theta_{pl} = 0,007$ (rad)

ANEXO C: COMPARACIÓN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MARCO

Este Anexo presenta una comparación entre los sistemas estructurales de marco arriostrado concéntrico, excéntrico y de momento de acuerdo a los resultados obtenidos en un proyecto de investigación efectuado en la Universidad Santa María [Arriaza, 1999; Uribe, 1999; Cornejo, 2003]. En estos trabajos se estudió el comportamiento sísmico de un conjunto de marcos de acero diseñados según los requerimientos de la NCh433.Of96. Los marcos son de distinta altura y de similar forma en planta, y fueron sometidos a los registros sísmicos de Llolleo, Viña, Northridge, Kobe y México. El objetivo de ellos fue determinar la capacidad y demanda de corte, junto con la capacidad y demanda de desplazamientos de los edificios. La demanda se determinó efectuando análisis con los registros indicados y la capacidad se determinó usando análisis de carga incremental. A continuación se presentan los resultados de tales investigaciones.

C.1 DEMANDA Y CAPACIDAD DE CORTE

C.1.1 Marcos Arriostrados Concéntricos

Las *Tablas C.1 y C.2* muestran la Capacidad y Demanda de Corte en marcos arriostrados concéntricos estudiados por Uribe (marcos de 8, 16, 24 y 32 pisos). La *Figura C.1* grafica la relación entre la Capacidad y Demanda de Corte, las cuales están expresadas en relación al peso sísmico del edificio.

Tabla C.1: Capacidad Marcos Arriostrados Concéntricos (8, 16, 24 y 32 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
8	12.5	11.4
16	11.6	10.6
24	19.4	15.4
32	18.4	15.7

Tabla C2: Demanda Marcos Arriostrados Concéntricos (8, 16, 24 y 32 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LLOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%	MÉXICO (Q/W)%
8	0,6	8,7	8,0	12,0	11,0	11,1
16	1,29	5,0	7,5	11,6	10,3	8,6
24	1,66	5,2	11,3	20,2	15,4	15,4
32	2,01	4,7	10,0	17,3	12,3	11,4

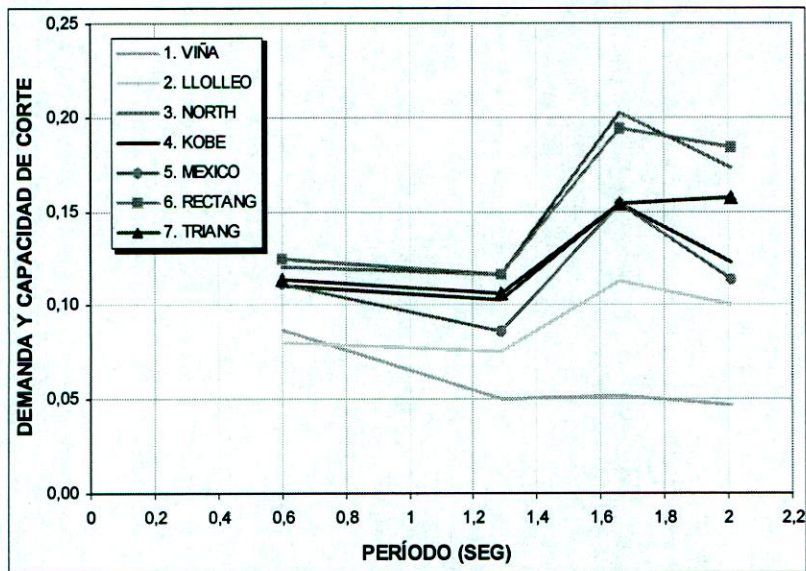


Figura C.1: Demanda v/s Capacidad en Marcos Concéntricos (8, 16, 24 y 32 pisos)

C.1.2 Marcos Arriostrados Excéntricos

Las *Tablas C.3 y C.4* muestran la Capacidad y Demanda de Corte en marcos arriostrados excéntricos estudiados por Arriaza (marcos de 4, 8, 16, 24 y 32 pisos) y Cornejo (marcos de 3 y 6 pisos). La *Figura C.2* grafica la relación entre la Capacidad y Demanda de Corte, las cuales están expresadas en relación al peso sísmico del edificio.

Tabla C.3a: Capacidad Marcos Arriostrados Excéntricos (4, 8, 16, 24 y 32 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
4	39.7	37.8
8	35.7	32.2
16	17.9	15
24	13.9	9.8
32	16.1	13.7

Tabla C.3b: Capacidad Marcos Arriostrados Excéntricos (3 y 6 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
3	49.4	44.5
6	28.2	22.0

Tabla C.4a: Demanda Marcos Arriostrados Excéntricos (4, 8, 16, 24 y 32 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LLOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%	MÉXICO (Q/W)%
4	0.39	9.2	37.2	37.5	40.1	4.5
8	0.64	30.3	29.8	31.9	32.6	11.6
16	1.26	8	8.4	16.5	15.9	8.2
24	1.87	4.5	7.5	12.5	11.2	10.3
32	2.48	2.6	4.3	10.3	4.07	11.7

Tabla C.4b: Demanda Marcos Excéntricos (3 y 6 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LLOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%
3	0.45	35.0	43.0	48.0	51.0
6	0.72	6.5	28	28.2	28.1

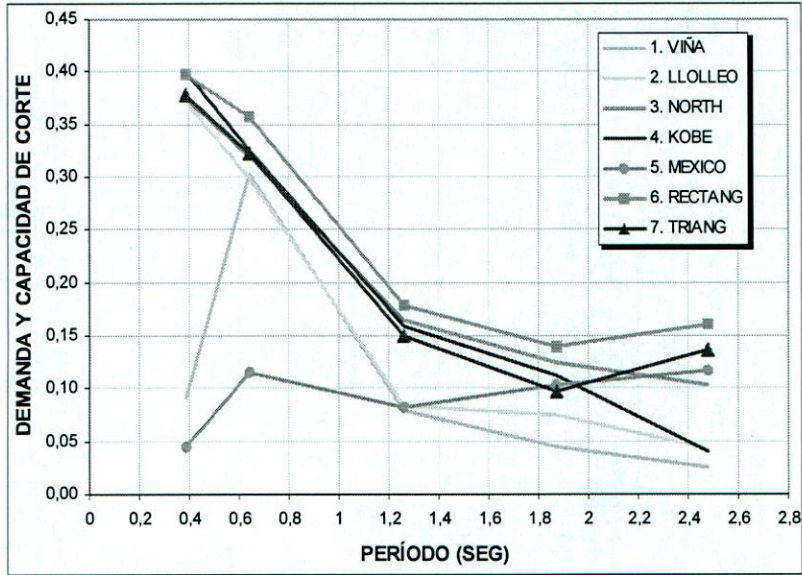


Figura C.2a: Demanda v/s Capacidad en Marcos Excéntricos (4, 8, 16, 24 y 32 pisos)

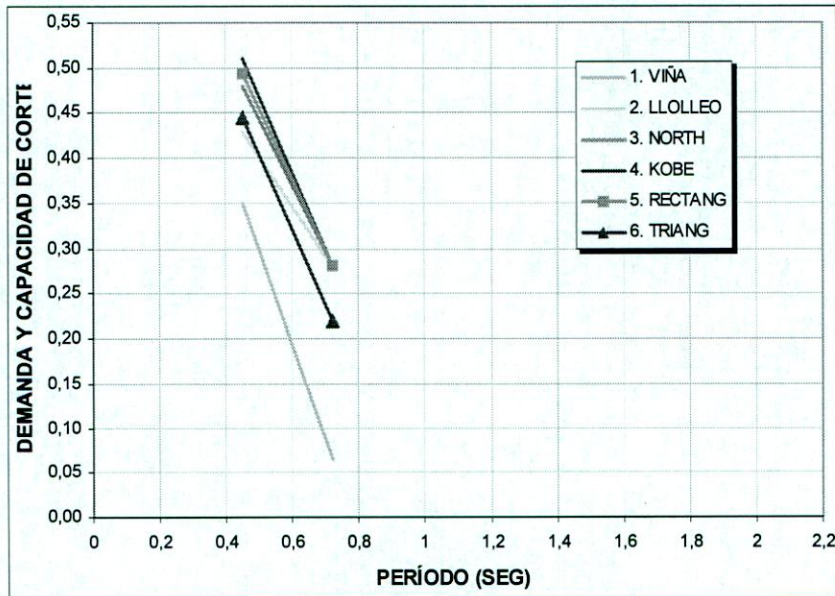


Figura C.2b: Demanda v/s Capacidad en Marcos Excéntricos (3 y 6 pisos)

C.1.3 Marcos de Momento

Las *Tablas C.5 y C.6* muestra la Capacidad y Demanda de Corte en marcos de momento estudiados en este trabajo (marcos de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos) y Cornejo (marcos de 3 y 6 pisos). La *Figura C.3* grafica la relación entre la Capacidad y Demanda de Corte.

Tabla C.5a: Capacidad Marcos de Momento (4, 8, 12, 16 y 20 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
4	0.63	0.49
8	0.33	0.27
12	0.28	0.23
16	0.23	0.20
20	0.19	0.16

Tabla C.5b: Capacidad Marcos de Momento (3 y 6 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
3	30.0	27.0
6	17.0	14.5

Tabla C.6a: Demanda Marcos de Momento (4, 8, 12, 16 y 20 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%	MÉXICO (Q/W)%
4	0.61	0.54	0.60	0.59	0.69	0.22
8	1.20	0.25	0.27	0.43	0.33	0.22
12	1.48	0.21	0.26	0.31	0.30	0.23
16	1.79	0.14	0.20	0.23	0.24	0.21
20	2.00	0.14	0.14	0.20	0.18	0.17

Tabla C.6b: Demanda Marcos de Momento (3 y 6 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%
3	0.90	16.5	22.5	26.5	28.0
6	1.51	14.0	17.5	15.5	16.5

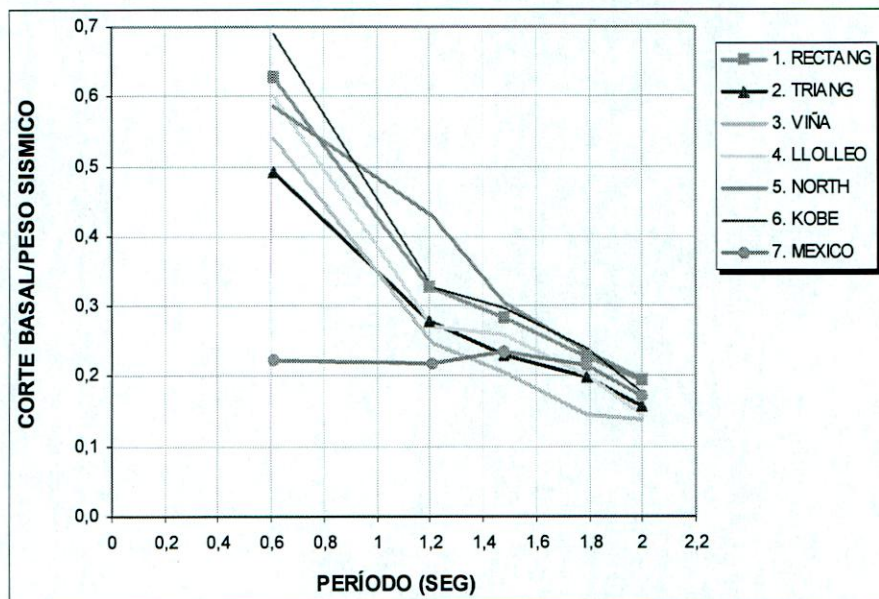


Figura C.3a: Demanda v/s Capacidad en Marcos de Momento (4, 8, 12, 16 y 20 pisos)

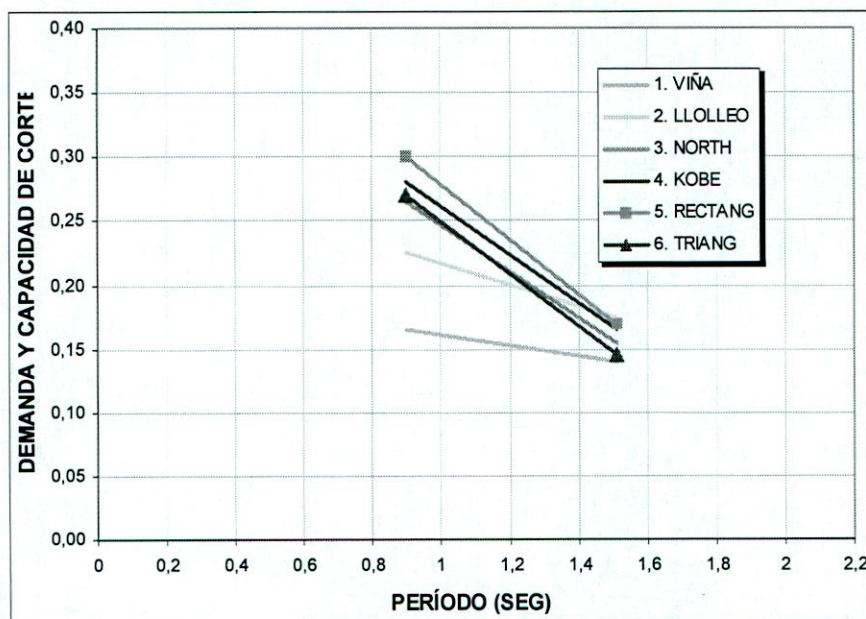


Figura C.3b: Demanda v/s Capacidad en Marcos de Momento (3 y 6 pisos)

Las Figuras C.4 y C.5 grafica la Capacidad de Corte para los 3 sistemas estructurales. La mayor capacidad de corte la presentan los marcos de momento, tanto con carga rectangular y triangular invertida. A continuación están los marcos arriostrados excéntricos hasta estructuras de 1,5 seg. Sobre T=1,5 seg los marcos arriostrados concéntricos tienen mayor capacidad que los marcos concéntricos. Para edificios de baja altura, la capacidad de los marcos de momento es muy superior al de los marcos arriostrados. Para edificios altos la capacidad de los marcos de momento disminuye y se hacen más resistentes los marcos arriostrados concéntricos.

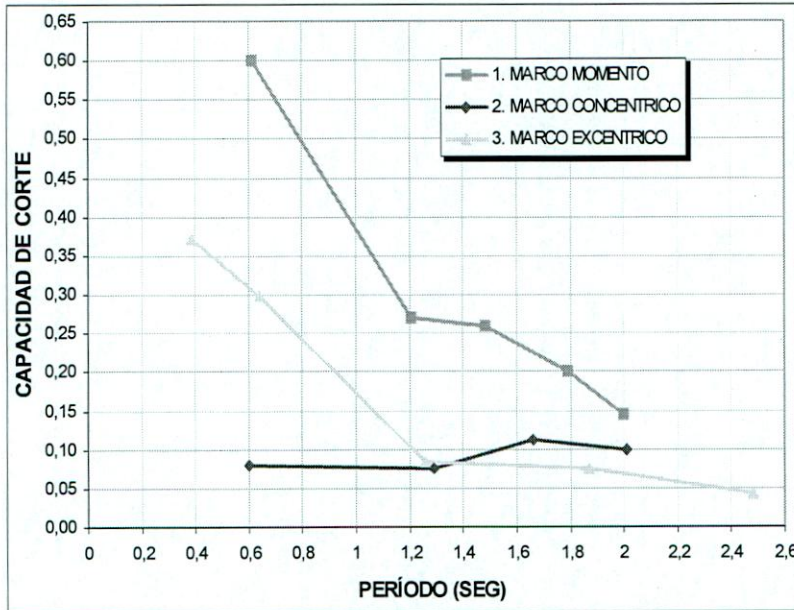


Figura C.4: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga rectangular) v/s Período

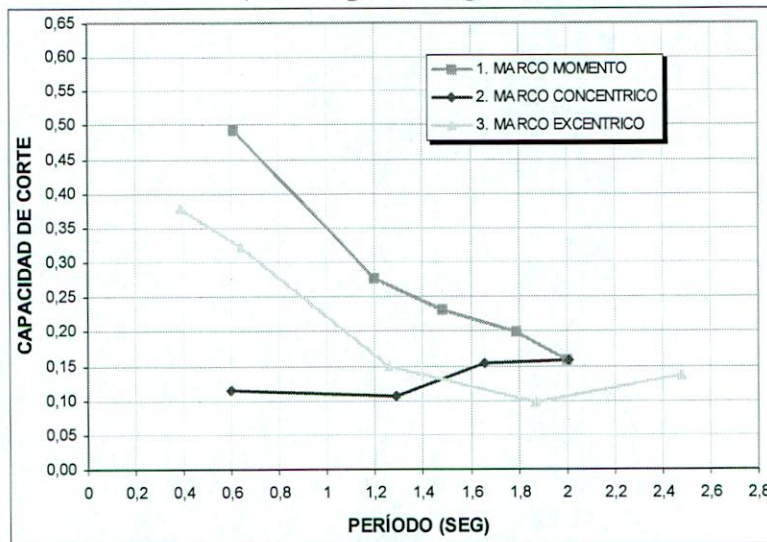


Figura C.5: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga triangular) v/s Período

En la siguiente *Figura C.6* se compara la capacidad de los marcos pero en función de la altura del edificio. De esta forma se puede comparar directamente la capacidad de edificios de igual altura. De esta manera se aprecia que la capacidad de los marcos de momento y arriostrado excéntrico es muy similar en el rango de alturas analizadas, salvo el marco de 4 pisos. De igual manera, los marcos concéntricos presentan la menor capacidad en pisos bajos pero sobre aproximadamente 22 pisos de altura este tipo de sistema presenta la mayor capacidad a corte.

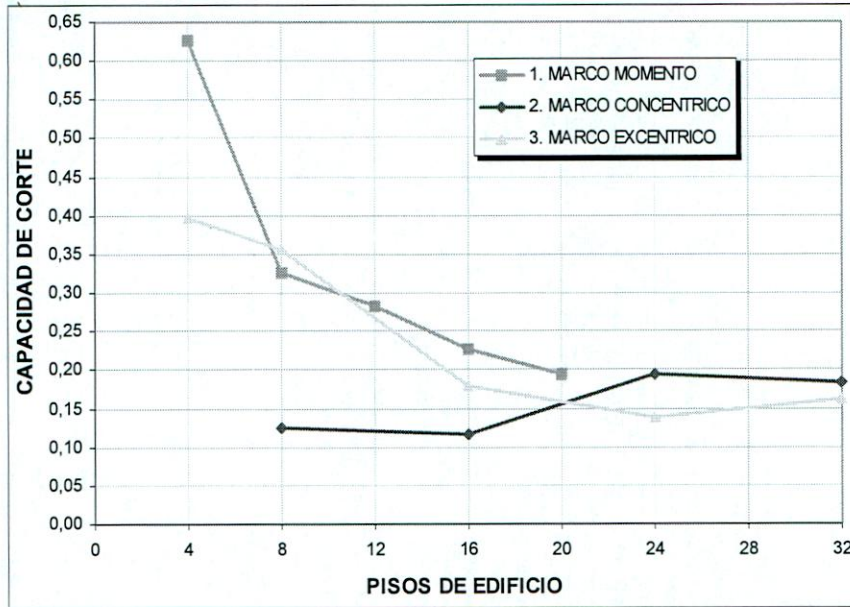


Figura C.6: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga rectangular) v/s Número de Pisos

Las *Figuras C.7* y *C.8* grafican la Demanda de Corte de los 3 sistemas estructurales considerando el registro de LLoqueo. La mayor demanda de corte la presentan los marcos de momento. La *Figura C.8* muestra que la demanda de los marcos de momento y arriostrado excéntrico es muy similar. En ambos tipos de marco la demanda es mayor en las estructuras de menor altura.

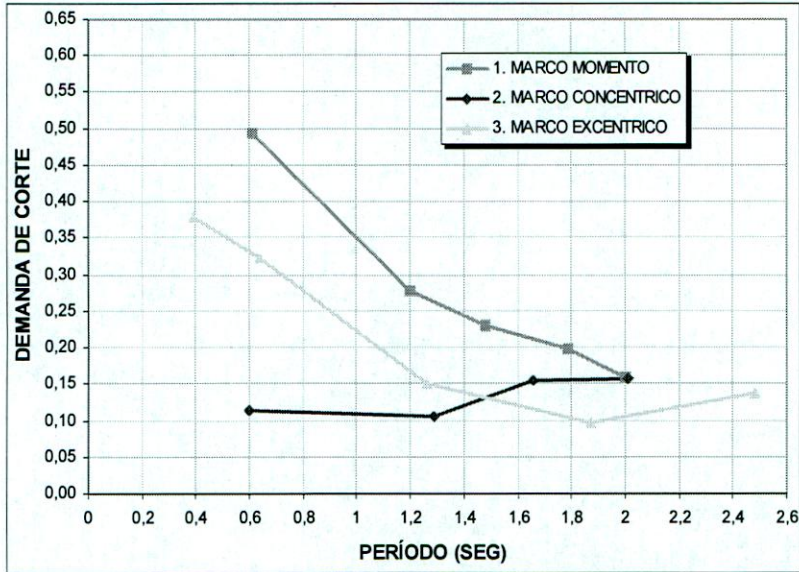


Figura C.7: Demanda de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos v/s Período

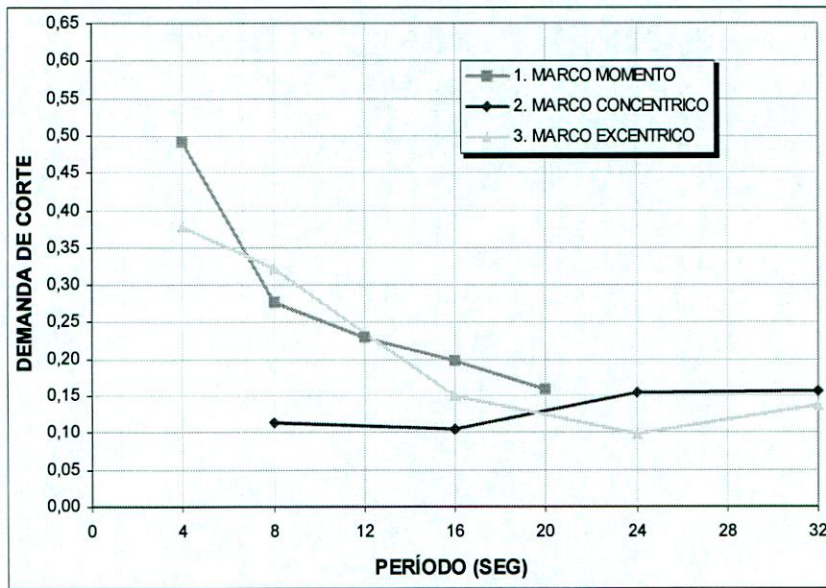


Figura C.8: Demanda de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos v/s Número de Pisos

C.2 DEMANDA Y CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTOS

C.2.1 Marcos Arriostrados Concéntricos

Las Tablas C.7 a C.8 muestran la Capacidad y Demanda de Desplazamientos en marcos arriostrados concéntricos. La Figura C.9 grafica la relación entre la Capacidad y Demanda de Desplazamiento en función del desplazamiento de Techo del edificio.

Tabla C.7: Capacidad Marcos Arriostrados Concéntricos (8, 16, 24 y 32 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (CM)	TRIANGULAR (CM)
8	12,5	11,4
16	11,6	10,6
24	19,4	15,4
32	18,4	15,7

Tabla C.8: Demanda Marcos Arriostrados Concéntricos (4, 8, 16, 24 y 32 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (CM)	LLOLLEO (CM)	NORTH. (CM)	KOBE (CM)	MÉXICO (CM)
8	0,6	8,7	8,0	12,0	11,0	11,1
16	1,29	5,0	7,5	11,6	10,3	8,6
24	1,66	5,2	11,3	20,2	15,4	15,4
32	2,01	4,7	10,0	17,3	12,3	11,4

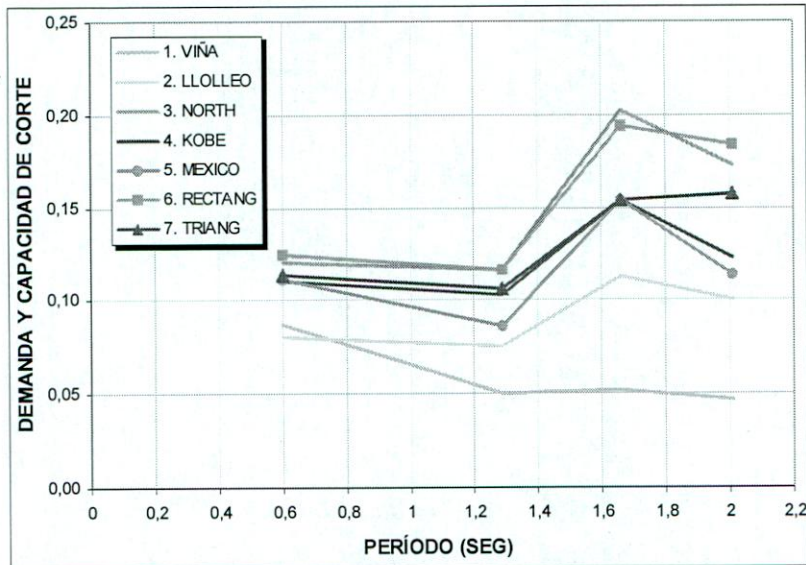


Figura C.9: Demanda v/s Capacidad en Marcos Concéntricos (8, 16, 24 y 32 pisos)

C.1.2 Marcos Arriostrados Excéntricos

Las *Tablas C.9* y *C.10* muestran la Capacidad y Demanda de Corte en marcos arriostrados excéntricos estudiados por Arriaza (marcos de 4, 8, 16, 24 y 32 pisos) y Cornejo (marcos de 3 y 6 pisos). La *Figura C.10* grafica la relación entre la Capacidad y Demanda de Corte, las cuales están expresadas en relación al peso sísmico del edificio.

Tabla C.9a: Capacidad Marcos Arriostrados Excéntricos (4, 8, 16, 24 y 32 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
4	39.7	37.8
8	35.7	32.2
16	17.9	15
24	13.9	9.8
32	16.1	13.7

Tabla C.9b: Capacidad Marcos Arriostrados Excéntricos (3 y 6 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
3	49.4	44.5
6	28.2	22.0

Tabla C.10a: Demanda Marcos Arriostrados Excéntricos (4, 8, 16, 24 y 32 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LLOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%	MÉXICO (Q/W)%
4	0.39	9.2	37.2	37.5	40.1	4.5
8	0.64	30.3	29.8	31.9	32.6	11.6
16	1.26	8	8.4	16.5	15.9	8.2
24	1.87	4.5	7.5	12.5	11.2	10.3
32	2.48	2.6	4.3	10.3	4.07	11.7

Tabla C.10b: Demanda Marcos Excéntricos (3 y 6 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LLOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%
3	0.45	35.0	43.0	48.0	51.0
6	0.72	6.5	28	28.2	28.1

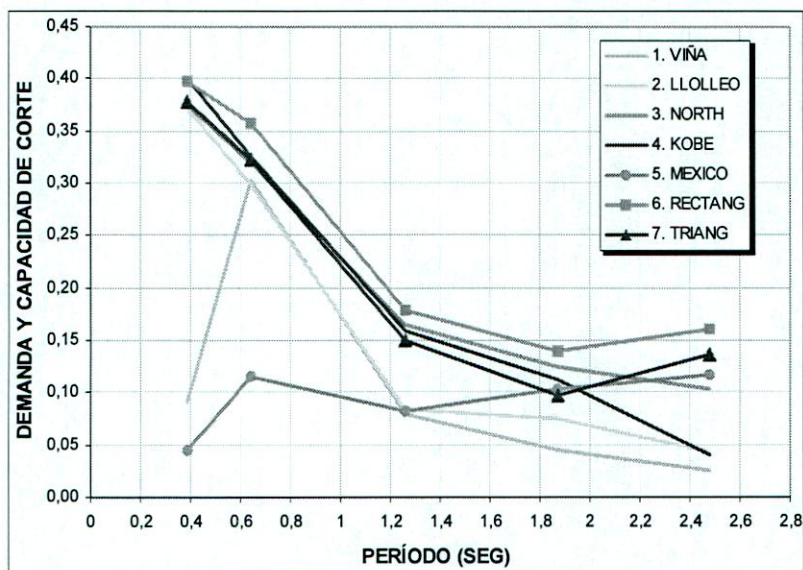


Figura C.10a: Demanda v/s Capacidad en Marcos Excéntricos (4, 8, 16, 24 y 32 pisos)

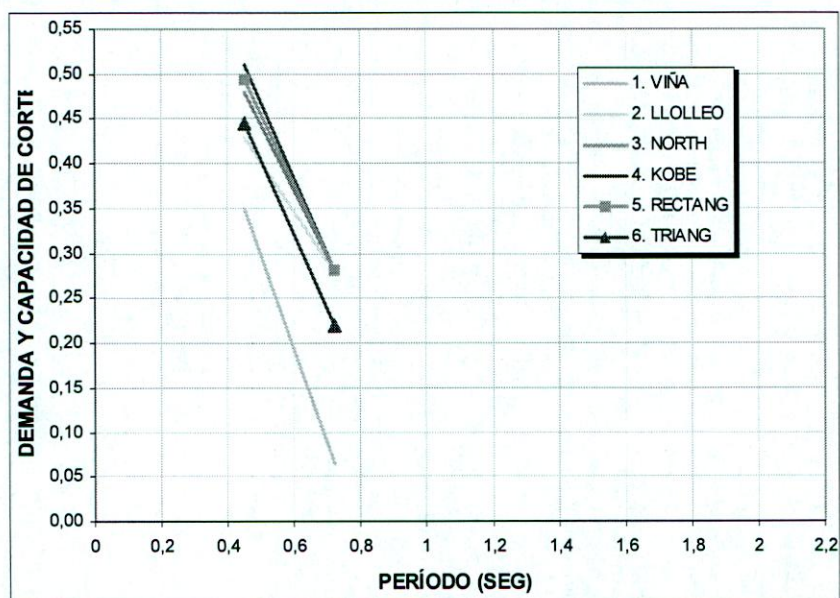


Figura C.10b: Demanda v/s Capacidad en Marcos Excéntricos (3 y 6 pisos)

C.1.3 Marcos de Momento

Las *Tablas C.11* y *C.12* muestra la Capacidad y Demanda de Corte en marcos de momento estudiados en este trabajo (marcos de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos) y Cornejo (marcos de 3 y 6 pisos). La *Figura C.11* grafica la relación entre la Capacidad y Demanda de Corte.

Tabla C.11a: Capacidad Marcos de Momento (4, 8, 12, 16 y 20 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
4	0.63	0.49
8	0.33	0.27
12	0.28	0.23
16	0.23	0.20
20	0.19	0.16

Tabla C.11b: Capacidad Marcos de Momento (3 y 6 pisos)

No. PISOS	RECTANGULAR (Q/W)%	TRIANGULAR (Q/W)%
3	30.0	27.0
6	17.0	14.5

Tabla C.12a: Demanda Marcos de Momento (4, 8, 12, 16 y 20 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LLOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%	MÉXICO (Q/W)%
4	0.61	0.54	0.60	0.59	0.69	0.22
8	1.20	0.25	0.27	0.43	0.33	0.22
12	1.48	0.21	0.26	0.31	0.30	0.23
16	1.79	0.14	0.20	0.23	0.24	0.21
20	2.00	0.14	0.14	0.20	0.18	0.17

Tabla C.12b: Demanda Marcos de Momento (3 y 6 pisos)

No. PISOS	T (seg)	VIÑA (Q/W)%	LLOLLEO (Q/W)%	NORTH. (Q/W)%	KOBE (Q/W)%
3	0.90	16.5	22.5	26.5	28.0
6	1.51	14.0	17.5	15.5	16.5

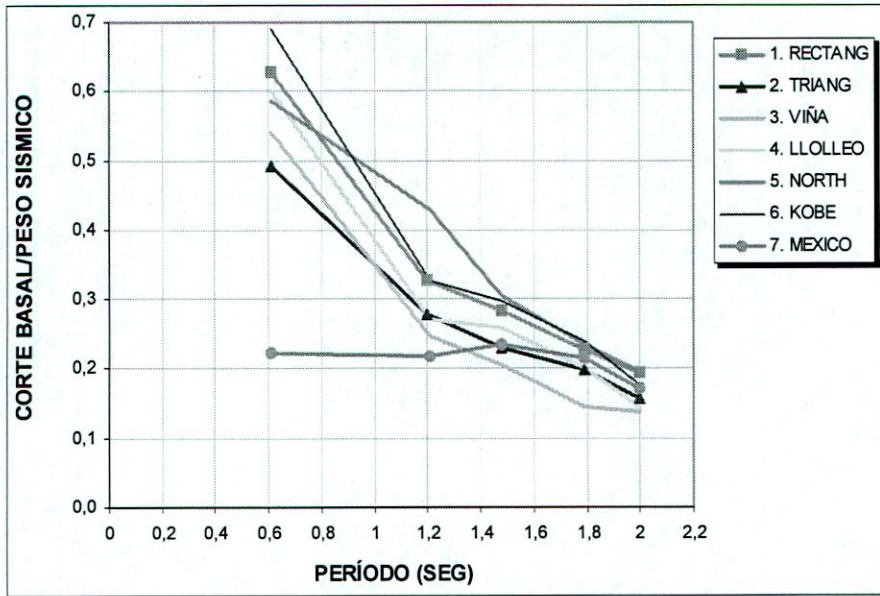


Figura C.11a: Demanda v/s Capacidad en Marcos de Momento (4, 8, 12, 16 y 20 pisos)

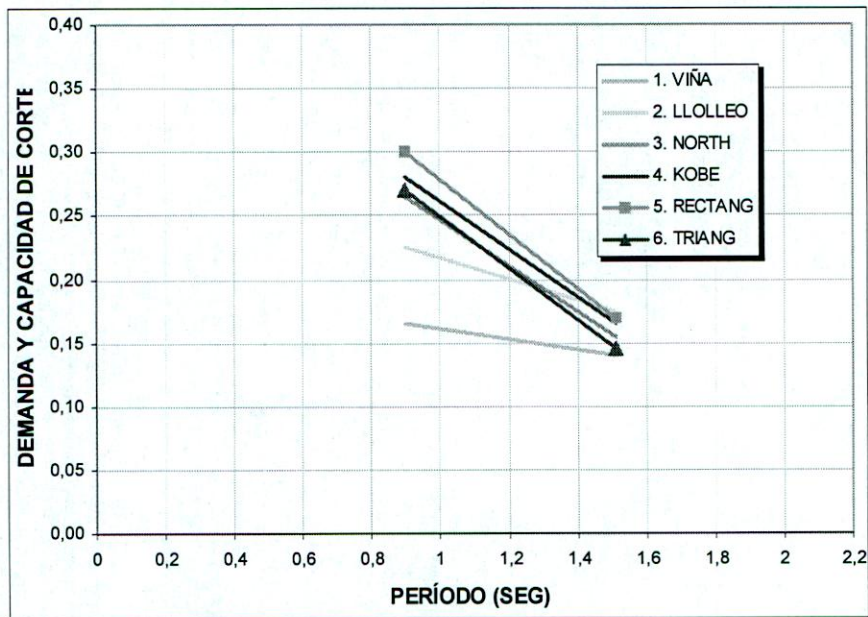


Figura C.11b: Demanda v/s Capacidad en Marcos de Momento (3 y 6 pisos)

Las Figuras C.12 y C.13 grafica la Capacidad de Corte para los 3 sistemas estructurales. La mayor capacidad de corte la presentan los marcos de momento, tanto con carga rectangular y triangular invertida. A continuación están los marcos arriostrados excéntricos hasta estructuras de 1,5 seg. Sobre T=1,5 seg los marcos arriostrados concéntricos tienen mayor capacidad que los marcos concéntricos. Para edificios de baja altura, la capacidad de los marcos de momento es muy superior al de los marcos arriostrados. Para edificios altos la capacidad de los marcos de momento disminuye y se hacen más resistentes los marcos arriostrados concéntricos.

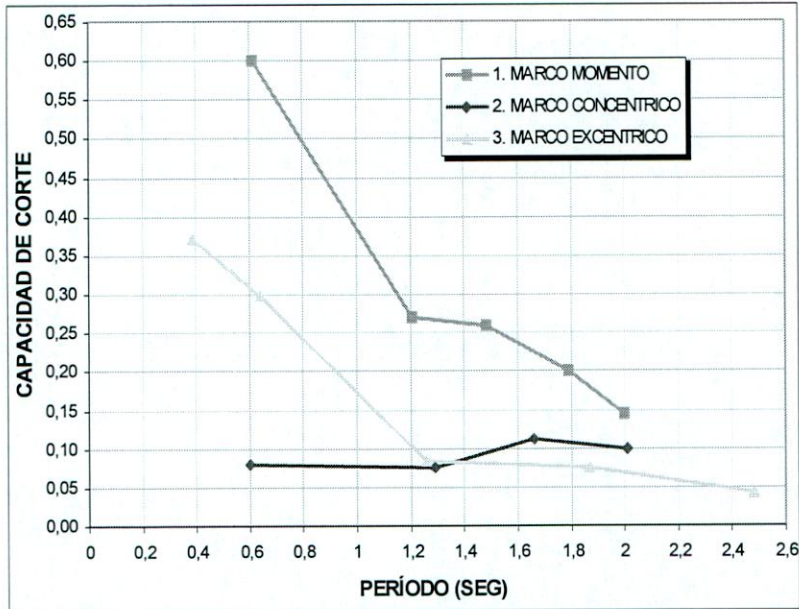


Figura C.12: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga rectangular) v/s Período

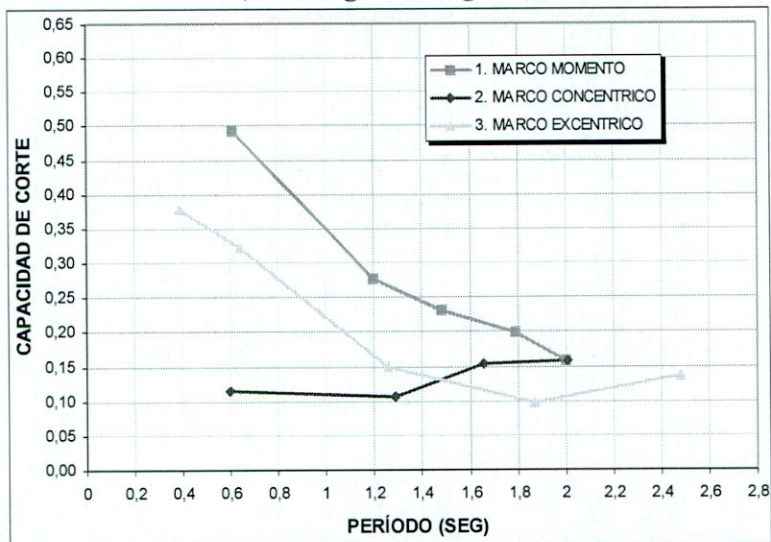


Figura C.13: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga triangular) v/s Período

En la siguiente *Figura C.14* se compara la capacidad de los marcos pero en función de la altura del edificio. De esta forma se puede comparar directamente la capacidad de edificios de igual altura. De esta manera se aprecia que la capacidad de los marcos de momento y arriostrado excéntrico es muy similar en el rango de alturas analizadas, salvo el marco de 4 pisos. De igual manera, los marcos concéntricos presentan la menor capacidad en pisos bajos pero sobre aproximadamente 22 pisos de altura este tipo de sistema presenta la mayor capacidad a corte.

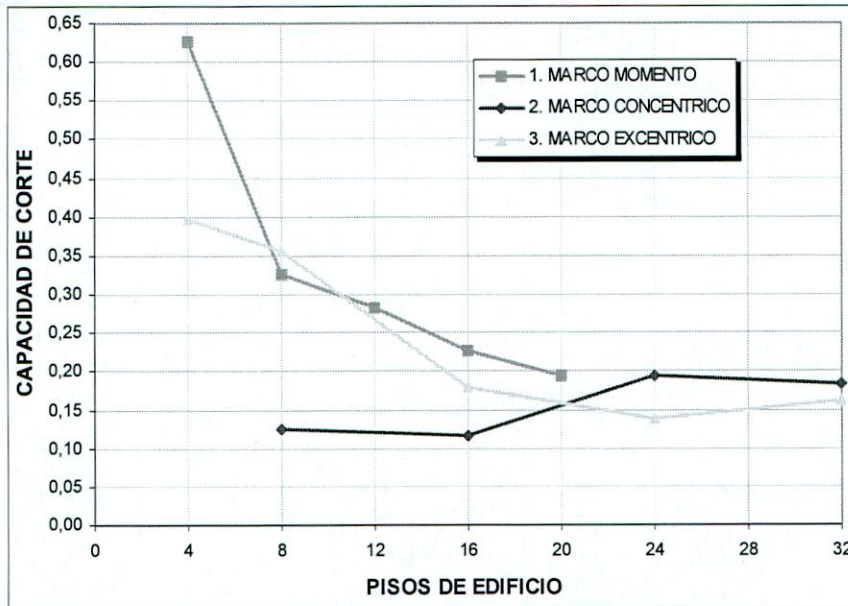


Figura C.14: Capacidad de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos (con carga rectangular) v/s Número de Pisos

Las *Figuras C.15* y *C.16* grafican la Demanda de Corte de los 3 sistemas estructurales considerando el registro de LLollo. La mayor demanda de corte la presentan los marcos de momento. La *Figura C.8* muestra que la demanda de los marcos de momento y arriostrado excéntrico es muy similar. En ambos tipos de marco la demanda es mayor en las estructuras de menor altura.

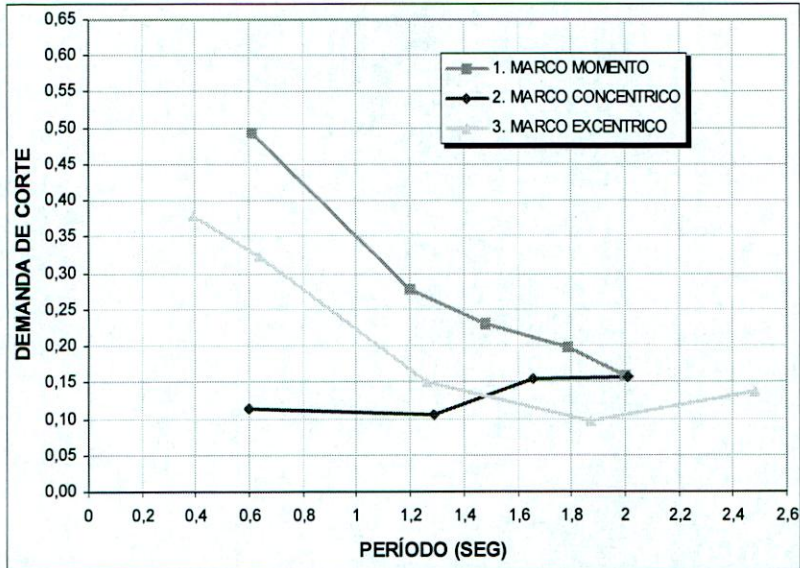


Figura C.15: Demanda de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos v/s Periodo

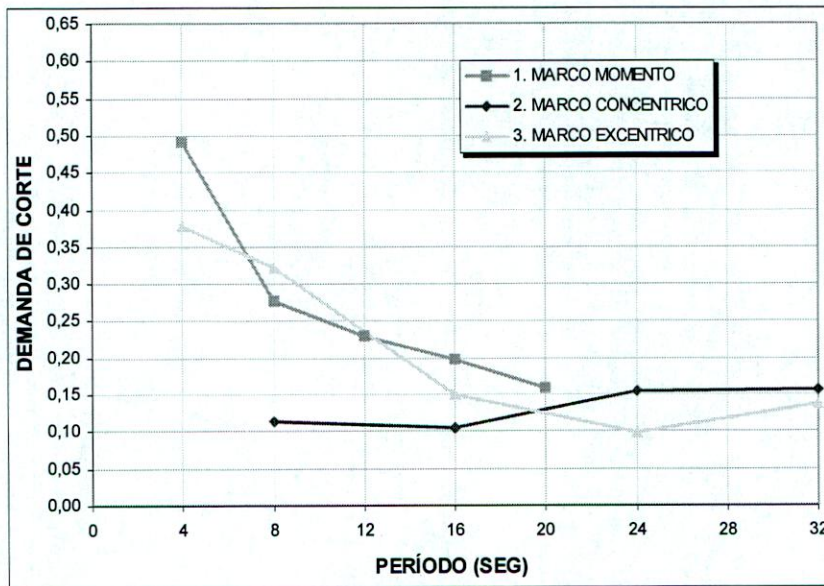


Figura C.16: Demanda de Corte en Marco de Momento, Arriostrados Concéntricos y Excéntricos v/s Número de Pisos

GLOSARIO

Viga: Un elemento estructural que principalmente funciona para transportar cargas transversales por su eje longitudinal. Usualmente es un elemento horizontal en un sistema de marco sísmico.

Marco Arriostrado: Un sistema de enrejado vertical de tipo concéntrico o excéntrico que resiste fuerzas laterales en un Sistema Estructural.

Columna Base: El ensamblaje de placas, conectores, pernos usados para transmitir fuerzas entre la superestructura de acero y la fundación.

Conexión: Una combinación de uniones usada para transmitir fuerzas entre 2 o más miembros. Las conexiones son clasificadas por el tipo y cantidad de fuerza transmitida (momento, corte)

Placa de Continuidad: Atiesadores de columna ubicados en la parte superior e inferior de la zona de panel. También conocida como atiesadores transversales.

Sismo de Diseño: El terremoto representado por el Espectro de Respuesta de Diseño como se indica en el código de diseño de edificios.

Desplazamiento de Entrepiso de Diseño: El desplazamiento de entrepiso determinado como se especifica en el Código de Diseño de Edificios (desplazamiento bajo la carga de Sismo de Diseño, incluyendo los efectos de la acción inelástica.

Marco de Momento Intermedio (Intermediate Moment Frame IMF): Un Sistema estructural de marco de momento que satisface los requerimientos de la Sección 10 de las Seismic Provisions de AISC. En estos sistemas estructurales se espera limitadas deformaciones inelásticas en sus miembros y conexiones durante el terremoto de diseño.

Load and Resistance Factor Design (LRFD): Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia. Un método de dimensionamiento de los componentes estructurales (elementos, conexiones) tal que ningún estado límite es excedido cuando el edificio está sometido a todas las apropiadas combinaciones de carga.

Marco de Momento: Sistema estructural en el cual las fuerzas de corte sísmico son resistidas por corte y flexión en los miembros y conexiones del marco.

Marco Ordinario de Momentos (Ordinary Moment Frame OMF): Un sistema de marco de momentos que satisface los requerimientos de la Sección 11 de las Provisions. En estos sistemas estructurales se espera mínimas deformaciones inelásticas de sus miembros y conexiones durante el terremoto de diseño.

Efecto P-Delta: Efecto de segundo orden producido por la carga axial de las columnas después que el marco se deforma.

Zona de Panel: El área del alma de la conexión viga-columna delimitada por la extensión de las alas de la viga y columna a través de la conexión.

Marco Especial de Momento (Special Moment Frame SMF): Un sistema de marco de momento que satisface los requerimientos de la Sección 9 de las Provisions. En estos sistemas estructurales se esperan significativas deformaciones inelásticas durante el terremoto de diseño.

Marco Ordinario Arriostrado Concéntrico (Ordinary Concentrically Braced Frame OCBF): Marco diagonalmente arriostrado que satisface los requerimientos de la Sección 14 de las Seismic Provisions. Los elementos de los sistemas arriostrados están sujetos principalmente a cargas axiales.

Marco Especial Arriostrado Concéntrico (Special Concentrically Braced Frame SCBF): Marco diagonalmente arriostrado que satisface los requerimientos de la Sección 13 de las Seismic Provisions. En estos sistemas estructurales se esperan significativas deformaciones inelásticas durante el terremoto de diseño.

REFERENCIAS

1. **ACI (1989)**
"Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-89", American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
2. **AISC (1989)**
"Manual of Steel Construction-Allowable Stress Design (ASD)", Ninth Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
3. **AISC (1999)**
"Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Building", (LRFD)". American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
4. **AISC (2002)**
"Seismic Provisions for Structural Steel Building". American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
5. **AISC (2003)**
"Serviciability Design Considerations for Steel Building, Steel Design Guide 3", American Institute of Steel Construction, 2nd Edition, Illinois.
6. **AISI (1996)**
"Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
7. **Arriaza (1999)**
Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
8. **Athol J. Carr (1996)**
"Ruaumoko Inelastic Dynamic Analysis". Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zeland.
9. **Bertero V. V. (1994)**
"Earthquake-Resistant Design and Construction of Buildings: Lessons Learned from the Performance of Steel Building Structures during the 1994 Northridge Earthquake", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
10. **Bertero V. V., Popov E. P. (1965)**
"Effect of Large Alternating Strains of Steel Beams", Journal of Structural Division, ASCE.

11. **Chen W. F., Atsuta T.(1976)**
“*Theory of Beam-Columns*”, Vol. 1, Editorial Mc.Graw Hill.
12. **Cintac S. A. (2002)**
“*Manual de Diseño Estructural Acero Cintac*”, Santiago, Chile.
13. **Cornejo M., Alejandro (2003)**
Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
14. **Delgadillo, Rodrigo (2002)**
Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
15. **Engelhardt M. D., Husain A. S.(1993)**
“*Cyclic-Loading Performance of Welded Flange - Bolted Web Connections*”, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol 119, No. 12, Diciembre, pág. 3537 - 3550.
16. **FEMA (1995)**
“*Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures*”.
Federal Emergency Management Agency Seismic Safety of Buildings, Washington, DC.
17. **FEMA 350 (2000)**
“*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building*”,
Federal Emergency Management Agency Seismic Safety of Buildings, Washington, DC.
18. **FEMA 355-D (2000)**
“*Fema 355-D State of the Art Report on Connection Performance*”. Federal
Emergency Management Agency Seismic Safety of Buildings, Washington, DC.
19. **Gaylord E. H. Jr., Gaylord Ch. N., Stallmeyer J. E. (1992)**
“*Design of Steel Structures*”, Editorial Mc Graw - Hill Book Co., pág. 410 - 429.
20. **Hernández Toro, C. (2000)**
“*Comportamiento de Uniones Viga-columna de Acero Sometidas a Carga Cíclica*”,
Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
21. **INN (1976)**
“*Especificaciones para el Cálculo de Estructuras de Acero para Edificios*”,
NCh427.cR76, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

22. **INN (1971)**
“*Cálculo de la Acción del Viento sobre las Construcciones, NCh432.Of71*”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
23. **INN (1996)**
“*Diseño Sísmico de Edificios*”, NCh433.Of96, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
24. **INN (1986)**
“*Diseño Estructural de edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso, NCh1537.Of86*”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
25. **INN (2002)**
“*Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369-2002*”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
26. **ICHA (2001)**
“*Manual de Diseño para Estructuras de Acero*”, Instituto Chileno del Acero, Santiago, Chile.
27. **ICBO (1997)**
“*Uniform Building Code*”, International Conference of Building Officials (ICBO) Whittier, California.
28. **Matso K. (1995)**
“*Lessons from Kobe- Kobe Shocks the World*”, Civil Engineering.
29. **Popov, E. P. (1986)**
“*On California Structural Steel Seismic Design*”, Earthquake Spectra, EERI, Vol 2, No. 4, pág. 703 - 727.
30. **Popov E. P. (1995)**
“*Seismic Behavior of Steel Structures*”, International Symposium Lessons Learned in Recent Earthquakes, Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
31. **Popov E. P., Amin N. R., Louie J. J, Stephen R. M. (1985)**
“*Cyclic Behavior of Large Beam - Column Assemblies*, Earthquake Spectra”, EERI, Vol. 1, No. 2, Febrero.
32. **Popov E. P., Bertero V. V. (1973)**
“*Cyclic Loading of Steel Beams and Connections*”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 99, No. ST6, Junio, pág. 1189 a 1204.

33. **Prakash V., Powell G. H., Campbell S.(1993)**
“*Drain-2DX Base Program Description and User Guide Version 1.10*”, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley, California.
34. **Roeder Ch. W., Schneider S. P., Carpenter J. E.(1993)**
“*Seismic Behavior of Moment Resisting Steel Frames: Analytical Study*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 119, No. 6, Junio, pág. 1866-1884.
35. **Salmon Ch. G., Johnson J. E. (1990)**
“*Steel Structures Design and Behavior*”, Editorial Harper Collins Publishers, pág. 751-773.
36. **Schneider S. P., Roeder Ch. W.(1992)**
“*Behavior of Weak Column Strong Beam Steel Frames*”, Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Rotterdam
37. **Schneider S. P., Roedor Ch. W., Carpenter J. E.(1993)**
“*Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames: Experimental Study*”, Journal Structural Engineering, ASCE, Vol 119, No. 6, Junio, pág. 1885 - 1902.
38. **Timoshenko S. P., Gere J. M.(1986)**
“*Mecánica de Materiales*”, Editorial Iberoamérica.
39. **Toyoda M.(1995)**
“*How Steel Structures Fared in Japan's Great Earthquake*”, Welding Journal, Diciembre.
40. **Uang Ch. (1991)**
“*Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 117, No.1, Enero, pág. 19-28.
41. **Uribe Hernández, R. (1999)**
“*Coeficientes de Modificación de Respuesta Sísmica en Marcos de Acero Arriostrados Excéntricamente*”, Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
42. **Wilson E., Habibullah A.(1988)**
“*Users Manual Sap90*”, Computers & Structures Inc., Berkeley, California.
43. **Zarghamee M. S., Ojdrovic R. P. (1995)**
“*Northridge Postscript: Lessons on Steel Connections*”, Civil Engineering, Abril.