UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

Repositorio Digital USM **https://repositorio.usm.cl**

Tesis USM TESIS de Pregrado de acceso ABIERTO

2017

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA EN EDIFICIOS DE MARCOS CON COLUMNAS COMPUESTAS RCFT

BÓRQUEZ CASTRO, MATÍAS HERNÁN

http://hdl.handle.net/11673/23574

Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO – CHILE

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA EN EDIFICIOS DE MARCOS CON COLUMNAS COMPUESTAS RCFT

Memoria de titulación presentada por
MATIAS HERNAN BORQUEZ CASTRO

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Christian Schnaidt

Septiembre de 2017

Resumen

La NCh.433Of.1996 modificada el 2009 identifica 7 tipos de marcos de acero como sistemas sismorresistentes: concéntricos corrientes (OCBF), concéntricos especiales (SCBF), excéntricos (EBF), corrientes (OMF), intermedios (IMF), especiales (SMF) y de vigas enrejadas (STMF). Sin embargo, a diferencia de la tendencia mundial, en Chile el uso de marcos de acero en edificios es muy reducido.

Existen varias tecnologías que mejoran el desempeño de los marcos de acero, por ejemplo: muros de corte de acero, arriostramiento restringido al pandeo, disipadores, marcos con columnas compuestas y aisladores. La norma actual no contempla el diseño de edificios con estos sistemas, lo que obliga a los ingenieros a recurrir a códigos extranjeros para el cálculo.

En particular, el uso de marcos de acero con columnas compuestas RCFT (Rectangular Concrete Filled Tubes), además de sus ventajas arquitectónicas, presenta ventajas estructurales como la disminución del pandeo local en los perfiles tubulares, confinamiento del hormigón, aumento de la rigidez del marco y prevención de mecanismos de colapso frágiles al tener columnas fuertes en relación a las vigas.

Se analizará el procedimiento de diseño de los marcos de columnas compuestas rectangulares RCFT (Rectangular Concrete Filled Tubes), para posteriormente elaborar modelos estructurales de edificios de diferente altura, determinar su capacidad al someterlos a análisis incrementales de carga (pushover) y su demanda al someterlos a los registros de los sismos más representativos para Chile.

Abstract

NCh.433Of.1996 modified in 2009 identifies 7 kinds of Steel frames as seismic resistant systems: Ordinary Concentric Braced Frames (OCBF), Special Concentric Braced Frames (SCBF), eccentric Braced Frames (EBF), Ordinary Moment Frames (OMF), Intermediate Moment Frames (IMF) and Special Truss Moment Frames. However, the use of steel frames in Chile is considerably reduced in comparison with other countries.

There are several technologies that improve the performance of steel frames, for example: Steel Shear Walls, Buckling Restrained Braces, Seismic Dissipation Devices and Seismic Isolators. The actual Chilean code doesn't contain provisions for these systems, for these reason engineers are compelled to use foreign design provisions.

The use of frames with Rectangular Concrete Filled Tubes (RCFT), in addition to their architectonic advantages, present structural advantages, like reduction of local buckling in steel tubes, concrete confinement, increment in stiffness and prevention of fragile collapse mechanisms, having strong columns in relation with the beams.

Design procedure of frames with composite columns will be reviewed, for structural models of buildings with different height. These models will be used to determine their capacity using pushover analysis and their demand by subjecting them to the most representative seismic records from Chile.

Índice General

Resumen 2
Abstract 3
1. Introducción 13
1.1. Antecedentes 13
1.2. Objetivos 14
1.2.1. Objetivos Generales 14
1.2.2. Objetivos Específicos 15
2. Análisis y Diseño de Sistemas en Estudio 15
2.1. Estructuración de Modelos 15
2.2. Materiales y Perfiles 18
2.3. Solicitaciones 18
2.3.1. Cargas Permanentes 18
2.3.2. Sobrecarga de Uso 19
2.3.3. Cargas Sísmicas 19
2.3.4. Combinaciones de Carga 23
2.4. Bases de Diseño 24
2.5. Diseño 26
2.5.1. Columnas CFT 27
2.5.2. Vigas Principales 44
2.5.3. Vigas Colectoras 48
2.5.4. Conexiones Viga-Columna 53
2.5.5. Losa Colaborante 59
2.6. Resultados del Diseño 61
2.6.1. Perfiles Requeridos 62
2.6.2. Secciones Reducidas 66
2.6.3. Peso de Materiales 67
2.6.4. Resultados de Análisis Sísmico 68
2.6.5. Solicitaciones en Columnas 69
2.6.6. Desplazamientos 72
3. Análisis No-Lineal 78
3.1. Antecedentes 78
3.2. Elemento Viga con Fibras Discretizadas 79
3.3. Relaciones Constitutivas Cíclicas Uniaxiales 80
3.3.1. Hormigón 80
3.3.2. Acero 85
3.4. Discretización de la sección 87

3.5. Rótulas Plásticas en Secciones de Viga Reducida 88
3.6. Amortiguamiento 92
3.7. Limitaciones de los Modelos 93
4. Determinación de la Capacidad 93
4.1. Antecedentes 93
4.2. Criterios de Falla 94
4.3. Simplificación Bilineal 94
4.4. Capacidad Sísmica 96
5. Determinación de la Demanda 99
5.1. Antecedentes 99
5.2. Características de los Sismos 100
5.2.1. Northridge (1994) 100
5.2.2. Llolleo (1985) 100
5.2.3. Maule (2010) 101
5.2.4. Espectros de Aceleración 102
5.3. Demanda Sísmica 103
5.3.3. Demanda de Corte Basal 103
5.3.4. Demanda de Desplazamientos 112
6. Coeficientes de Modificación de Respuesta 121
6.1. Cálculo de Coeficientes 122
7. Conclusiones 124
8. Referencias 126
9. Anexos 129
Anexo A: Cubicación y Cargas de Peso Propio en Losas Colaborantes 129
Anexo B: Metodología FEMA para la Determinación de Factores de Desempeño Sísmico 130

Índice de Tablas

Tabla 1-1 Valores Máximos de Factores de Modificación de Respuesta en Pórticos 13

Tabla 1-2 Valores Máximos de Factores de Modificación de Respuesta en Marcos Compuestos [ASCE 7, 2010] 14

Tabla 2-1 Densidad de Materiales en Consideradas en Modelos 19

Tabla 2-2 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS en Elementos Compuestos 27

Tabla 2-3 Verificación de Ductilidad de Perfiles HSS Comerciales 28

Tabla 2-4 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS en Elementos Compuestos a Compresión Debida a Compresión Axial [AISC360, 2010] 29

Tabla 2-5 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS sin Relleno de Hormigón a Compresión Debida a Compresión Axial [AISC360, 2010] 29

Tabla 2-6 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS en Elementos Compuestos a Compresión Debida a Flexión [AISC360, 2010] 33

Tabla 2-7 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS sin Relleno de Hormigón a Compresión Debida a Flexión [AISC360, 2010] 33

Tabla 2-8 Límites de Razón Ancho/Espesor para Elementos en Compresión de Miembros Sometidos en Flexión [AISC 360, 2010] 44

Tabla 2-9 Límites de Razón Ancho/Espesor para Vigas Doble T [AISC 341, 2010] 45

Tabla 2-10 Parámetros para Calcular Resistencia de los Conectores de Corte [AISC360, 2010] 52

Tabla 2-11 Sobrecarga Admisible Losa Compuesta [kg/m2] [Cintac, Catálogo Instadeck] .. 60

Tabla 2-12 Control de Deformaciones y Condiciones de Servicio [Cintac, Catálogo Instadeck] 60

Tabla 2-13 Longitud Máxima sin Alzaprimado [cm] [Cintac, Catálogo Instadeck] 61

Tabla 2-14 Parámetros de Sección Reducida 66

Tabla 2-15 Peso de Materiales por Edificio 67

Tabla 2-16 Peso de Acero por m2 68

Tabla 2-17 Períodos 68

Tabla 2-18 Corte Sísmico en Dirección X 68

Tabla 2-19 Corte Sísmico en Dirección Y 68

Tabla 2-20 Derivas de CM Edificio 4 Pisos 72

Tabla 2-21 Derivas de CM Edificio 8 Pisos 73

Tabla 2-22 Derivas de CM Edificio 12 Pisos 74

Tabla 2-23 Δ Derivas Edificio 4 Pisos 75

Tabla 2-24 Δ Derivas Edificio 8 Pisos 76

Tabla 2-25 Δ Derivas Edificio 12 Pisos 77

Tabla 3-1 Parámetros Modelo de Hormigón 84

Tabla 3-2 Parámetros Recomendados para Modelo de Degradación de Ibarra & Krawinkler 90

Tabla 3-3 Parámetros Calibrados para Cada Sección Reducida para el Modelo de Degradación de Ibarra & Krawinkler 91

Tabla 4-1 Resultados de Análisis de Carga Incremental Edificio 4 Pisos 96

Tabla 4-2 Resultados de Análisis de Carga Incremental Edificio 8 Pisos 97

Tabla 4-3 Resultados de Análisis de Carga Incremental Edificio 12 Pisos 98

Tabla 5-1 Características de Registro de Aceleración de Terremoto de Northridge 100

Tabla 5-2 Características de Registro de Aceleración de Terremoto de Northridge 101

Tabla 5-3 Características de Registro de Aceleración de Terremoto de Northridge 102

Tabla 5-4 Demanda de Corte Basal Edificio 4 Pisos 106

Tabla 5-5 Demanda de Corte Basal Edificio 8 Pisos 108

Tabla 5-6 Demanda de Corte Basal Edificio 12 Pisos 111

Tabla 5-7 Demanda de Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos 114

Tabla 5-8 Demanda de Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos 117

Tabla 5-9 Demanda de Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos 119

Tabla 5-10 Derivas Máximas de Entrepiso [%] 120

Tabla 6-1 Factores de Reducción de Respuesta de Análisis Incremental Uniforme 123

Tabla 6-2 Factores de Reducción de Respuesta de Análisis Incremental Triangular 123

Tabla 9-1 Cubicación y Cargas de Peso Propio [cm] [Cintac, Catálogo Instadeck] 129

Índice de Figuras

Figura 2-1 Planta Típica en Edificios 16

Figura 2-2 Elevación Ejes A-D Edificio 4 Pisos..... 16

Figura 2-3 Elevación Ejes A-D Edificio 8 Pisos..... 16

Figura 2-4 Elevación Ejes A-D Edificio 12 Pisos..... 16

Figura 2-5 Elevación Ejes 1-5 Edificio 4 Pisos 17

Figura 2-6 Elevación Ejes 1-5 Edificio 8 Pisos 17

Figura 2-7 Elevación Ejes 1-5 Edificio 12 Pisos 17

Figura 2-8 Disposición de Vigas Secundarias en Planta General 17

Figura 2-9 Espectro Elástico de Pseudo-Aceleraciones sin Considerar Reducción por R*.... 20

Figura 2-10 Parámetros Sísmicos de Edificio de 4 Pisos..... 22

Figura 2-11 Parámetros Sísmicos de Edificio de 8 Pisos..... 22

Figura 2-12 Parámetros Sísmicos de Edificio de 12 Pisos..... 23

Figura 2-13 Variación de la Resistencia Nominal a Compresión Respecto a la Esbeltez de la Sección HSS [AISC360, 2010]..... 31

Figura 2-14 Cambios en el Modo de Pandeo Debido a la Presencia de Hormigón [AISC360, 2010] 32

Figura 2-15 Distribución de Esfuerzo para el Cálculo de Mp para Secciones Compactas [AISC360, 2010]..... 34

Figura 2-16 Distribución de Esfuerzo para el Cálculo de My para Secciones No-Compactas [AISC360, 2010]..... 34

Figura 2-17 Distribución de Esfuerzo para el Cálculo de Mcr para Secciones Esbeltas [AISC360, 2010]..... 35

Figura 2-18 Variación de la Resistencia Nominal a Flexión Respecto a la Esbeltez del HSS [AISC360, 2010]..... 35

Figura 2-19 Comparación entre Superficie Obtenida Mediante Distribución de Tensiones Plásticas y Diagrama de Interacción Real [AISC360, 2010] 36

Figura 2-20 Diagrama de Interacción Generado Mediante el Método 1 [AISC360, 2010].... 37

Figura 2-21 Diagrama de Interacción Generado Mediante el Método 2 [AISC360, 2010].... 38

Figura 2-22 Zona de Inseguridad Generada en el Punto D [AISC, Design Examples V14.1, 2011] 41

Figura 2-23 Diagrama de Interacción Generado Mediante el Método 3 [AISC360, 2010].... 41

Figura 2-24 Comparación de los 3 Métodos Permitidos en la Elaboración del Diagrama de Interacción [AISC, Design Examples V14.1, 2011]..... 42

Figura 2-25 Distribución Plástica de Esfuerzos en Viga Colectora..... 49

Figura 2-26 Conexión Precalificada ConXtech [Packer, http://www.atlastube.com/…]..... 55

Figura 2-27 Conexiones Viga-Columna Utilizando Diafragmas..... 55

Figura 2-28 Conexión Diseñada..... 57

Figura 2-29 Geometría de Placa de Losa Colaborante [Cintac, Catálogo Instadeck]..... 60

Figura 2-30 Esquema de Instalación (Catálogo Instadeck, Cintac)..... 61

Figura 2-31 Perfiles Edificio 4 Pisos..... 63

Figura 2-32 Perfiles Edificio 8 Pisos..... 64

Figura 2-33 Perfiles Edificio 12 Pisos..... 65

Figura 2-34 Parámetros de Sección Reducida..... 66

Figura 2-35 Peso de Materiales v/s Número de Pisos..... 67

Figura 2-36 Resistencia CFT500x10 Edificio 4 Pisos..... 69

Figura 2-37 Resistencia CFT600x12 Edificio 4 Pisos..... 69

Figura 2-38 Resistencia CFT600x12 Edificio 8 Pisos..... 69

Figura 2-39 Resistencia CFT900x16 Edificio 8 Pisos..... 70

Figura 2-40 Resistencia CFT1000x18 Edificio 8 Pisos..... 70

Figura 2-41 Resistencia CFT800x14 Edificio 12 Pisos..... 70

Figura 2-42 Resistencia CFT1000x18 Edificio 12 Pisos..... 71

Figura 2-43 Resistencia CFT1100x20 Edificio 12 Pisos..... 71

Figura 2-44 Derivas de CM Edificio 4 Pisos..... 72

Figura 2-45 Derivas de CM Edificio 8 Pisos..... 73

Figura 2-46 Derivas de CM Edificio 12 Pisos..... 74

Figura 2-47 Δ Derivas Edificio 4 Pisos..... 75

Figura 2-48 Δ Derivas Edificio 8 Pisos..... 76

Figura 2-49 Δ Derivas Edificio 12 Pisos..... 77

Figura 3-1 Ejemplo de Modelo de Elemento Viga con Fibras Discretizadas 79

Figura 3-2 Curva Típica de un Modelo de Hormigón..... 82

Figura 3-3 Comportamiento Cíclico Completo del Modelo de Hormigón de Chang & Mander [Waugh, 2009] 85

Figura 3-4 Respuesta cíclica de Steel02 [http://opensees.berkeley.edu/] 85

Figura 3-5 Modelo de Steel02 [Filippou et al. 1983]..... 86

Figura 3-6 Definición de Parámetro de Curvatura R [Filippou et al. 1983] 87

Figura 3-7 Relación Constitutiva Momento-Rotación de Rótula Plástica en Vigas de Sección Reducida [Lignos & Krawinkler 2011] 88

Figura 4-1 Distribuciones de Carga Lateral para Análisis Incremental Estático 94

Figura 4-2 Curva de Comportamiento Típica de Estructura..... 95

Figura 4-3 Curva de Capacidad Edificio 4 Pisos (UNI) 96

Figura 4-4 Curva de Capacidad Incremental Edificio 4 Pisos (TRI)..... 96

Figura 4-5 Curva de Capacidad Edificio 8 Pisos (UNI) 97

Figura 4-6 Curva de Capacidad Incremental Edificio 8 Pisos (TRI)..... 97

Figura 4-7 Curva de Capacidad Edificio 12 Pisos (UNI) 98

Figura 4-8 Curva de Capacidad Incremental Edificio 12 Pisos (TRI)..... 98

Figura 5-1 Registro de Aceleraciones de Terremoto de Northridge (Sylmar)..... 100

Figura 5-2 Registro de Aceleraciones de Terremoto de Valparaíso (Llolleo EO)..... 101

Figura 5-3 Registro de Aceleraciones de Terremoto de Valparaíso (Llolleo NS) 101

Figura 5-4 Registro de Aceleraciones de Terremoto del Maule (Colegio San Pedro EO) ... 102

Figura 5-5 Registro de Aceleraciones de Terremoto del Maule (Colegio San Pedro NS)... 102

Figura 5-6 Espectros de Aceleración 103

Figura 5-7 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Northridge)..... 104

Figura 5-8 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Llolleo EO) 104

Figura 5-9 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Llolleo NS)..... 105

Figura 5-10 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Colegio San Pedro EO)..... 105

Figura 5-11 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Colegio San Pedro NS) 106

Figura 5-12 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Northridge) 106
Figura 5-13 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Llolleo EO) 107
Figura 5-14 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Llolleo NS) 107
Figura 5-15 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Colegio San Pedro EO) 108
Figura 5-16 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Colegio San Pedro NS) 108
Figura 5-17 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Northridge) 109
Figura 5-18 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Llolleo EO) 109
Figura 5-19 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Llolleo NS) 110
Figura 5-20 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Colegio San Pedro EO) 110
Figura 5-21 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Colegio San Pedro NS) 111
Figura 5-22 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Northridge) 112
Figura 5-23 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Llolleo EO) 113
Figura 5-24 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Llolleo NS) 113
Figura 5-25 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Colegio San Pedro EO) 114
Figura 5-26 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Colegio San Pedro NS) 114
Figura 5-27 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Northridge) 115
Figura 5-28 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Llolleo EO) 115
Figura 5-29 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Llolleo NS) 116
Figura 5-30 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Colegio San Pedro EO) 116
Figura 5-31 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Colegio San Pedro NS) 117
Figura 5-32 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Northridge) 117
Figura 5-33 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Llolleo EO) 118
Figura 5-34 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Llolleo NS) 118
Figura 5-35 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Colegio San Pedro EO) 119
Figura 5-36 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Colegio San Pedro NS) 119
Figura 6-1 Curva de Comportamiento Típica de Estructura 122
Figura 9-1 Ilustración de los Factores de Desempeño Sísmico Usados en EEUU 130

Figura 9-2 Ilustración de los Factores de Desempeño Sísmico Definidos por la Metodología FEMA [FEMA P695, 2009] 131

Figura 9-3 Gráfico de Respuesta Incremental Dinámica v/s Máxima Deriva de Entrepiso . 134

Figura 9-4 Curva de Probabilidad de Colapso [FEMA P695, 2009] 135

Figura 9-5 Ilustración de la Metodología para Determinar los Factores de Desempeño Sísmico Definidos por la Metodología FEMA [Fema P695, 2009]..... 136

1. Introducción

1.1. Antecedentes

En Chile la tendencia en construcción de edificios es el hormigón armado, existiendo muy poca experiencia en construcciones con marcos de acero. Además, la mayor parte de las estructuras construidas con marcos de acero corresponden a marcos arriostrados y prácticamente existe nula experiencia con elementos compuestos en acero y hormigón.

No existe una normativa chilena específica para el diseño de elementos compuestos, sin embargo, todos los diseños sísmicos se rigen por la NCh.433of.96 Mod.2009 en conjunto con el Decreto Supremo N° 61, del 2011. Si se observa la tabla de "Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta" contenida en esta norma, no se puede encontrar una categoría para los marcos compuestos:

Tabla 1-1 Valores Máximos de Factores de Modificación de Respuesta en Pórticos [NCh.433, 1996]

Sistema estructural	Material estructural	R	R_o
Pórticos	**Acero estructural**		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11

La falta de un procedimiento de diseño explícito en la norma chilena naturalmente limita y desincentiva el diseño de cualquier tipo de estructura, esto incluye los marcos con columnas RCFT (Rectangular Composite Filled Tubes). La realidad chilena contrasta con el resto del mundo, sobre todo la de países como Japón y EEUU, en los que la tendencia es incluir estos nuevos sistemas que presentan comportamientos estructurales más eficientes a los tradicionales.

Como ejemplo de la integración de los sistemas compuestos en otros países se puede revisar la ASCE 7-10, correspondiente a la norma de cargas vigente en EEUU. Esta define los siguientes factores de modificación de respuesta para los marcos compuestos:

Tabla 1-2 Valores Máximos de Factores de Modificación de Respuesta en Marcos Compuestos [ASCE 7, 2010]

Sistema Resistente	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R	Factor de Sobrerresistencia, Ω_o	Factor de Amplificación de Deflexiones, C_d
Marcos Compuestos Especiales	8	3	5½
Marcos Compuestos Intermedios	5	3	4½
Marcos Compuestos Ordinarios	3	3	2½

Sin embargo, estos factores de respuesta en EEUU no fueron asignados en base a estudios de marcos con columnas compuestas, se generaron mediante comparaciones con sistemas estructurales similares de acero y hormigón armado [Denavit, 2012]. Esto deja en evidencia que incluso en países que implementan este tipo de sistemas estructurales hacen falta estudios de desempeño sísmico.

Dado esto y considerando además que el procedimiento de diseño sísmico chileno y estadounidense es algo diferente, no es posible simplemente adoptar los valores de la ASCE 7-10 en Chile. Es por eso que el presente trabajo pretende calcular factores de modificación de respuesta adecuados para las condiciones chilenas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

a) Realizar un estudio de los procedimientos de diseño de marcos con columnas compuestas RCFT.

b) Analizar la demanda y capacidad estructural ante solicitaciones sísmicas de distintos modelos estructurados con marcos con columnas compuestas.

c) Plantear factores de modificación de respuesta adecuados para el uso de este tipo de estructuras en Chile considerando los registros de terremotos locales.

d) Sentar las bases para pruebas experimentales de conexiones viga-columna de marcos RCFT tomando en cuenta la realidad chilena.

1.2.2. Objetivos Específicos

a) Estudiar el estado del arte de las estructuras de columnas compuestas RCFT.

b) Señalar las ventajas comparativas del uso de columnas compuestas respecto a sistemas tradicionales.

c) Diseñar edificios con columnas compuestas considerando las recomendaciones de diseño internacionales.

d) Determinar la capacidad y demanda de los edificios en estudio para varios registros sísmicos mediante análisis inelástico.

e) Calcular los factores de modificación de respuesta usando los resultados del desempeño de los edificios obtenidos en el estudio.

2. Análisis y Diseño de Sistemas en Estudio

2.1. Estructuración de Modelos

Las estructuras en estudio corresponden a edificios que comparten la misma planta, pero difieren en la cantidad de pisos. Inicialmente se pretendía analizar edificios de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos, sin embargo, debido a los criterios de diseño y los perfiles comerciales, no es posible llegar a un diseño adecuado para los edificios de 16 y 20 pisos, dadas las limitaciones de deformación de la NCh.433.

La planta de la figura 4.1 muestra 5 ejes en dirección X y 4 ejes en dirección Y, todos separados a 7.32 metros. Las figuras 4.2 a 4.6 muestran las elevaciones en el eje X (ejes A hasta D), las figuras 4.7 a 4.11 muestran las elevaciones en el eje Y (ejes 1 a 5). La altura de cada piso es de 3 metros con excepción del primer piso que posee una altura de 4.5.

Esta distribución de columnas y de alturas de entrepiso se elige porque corresponde a un edificio tipo de marcos usado en otros estudios realizados para marcos rígidos [González, 2007], excéntricos [Uribe, 1999], marcos de viga enrejada dúctil [Fernández, 2008] y marcos con riostras restringidas al pandeo [Fermandois, 2009] que presentan la misma geometría, con excepción del trabajo de viga enrejada dúctil que en el primer piso presenta una altura de 4.5 metros.

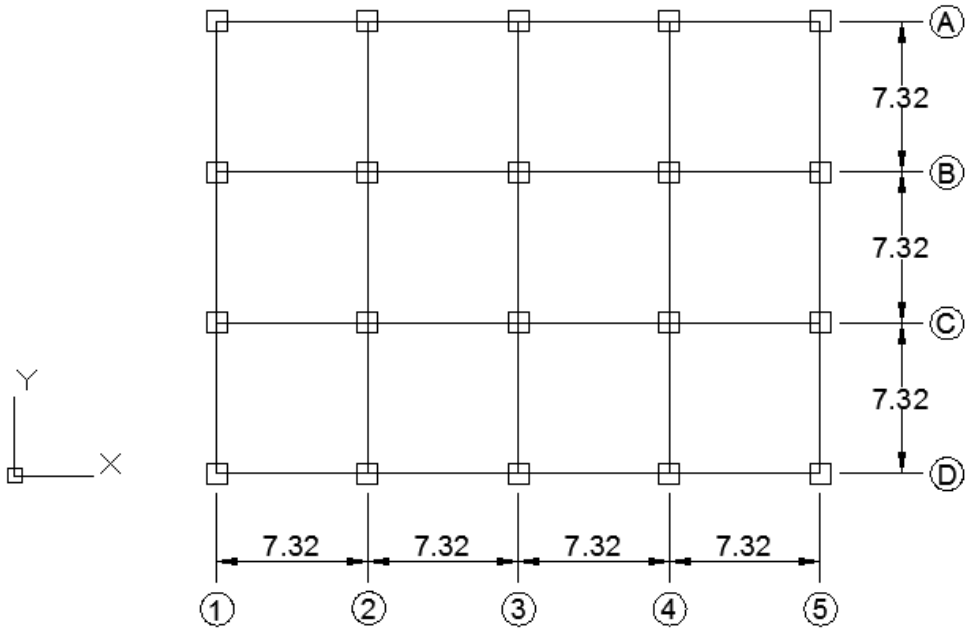


Figura 2-1 Planta Típica en Edificios

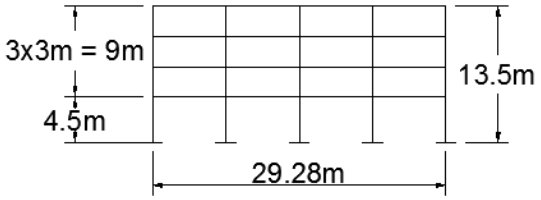


Figura 2-2 Elevación Ejes A-D Edificio 4 Pisos

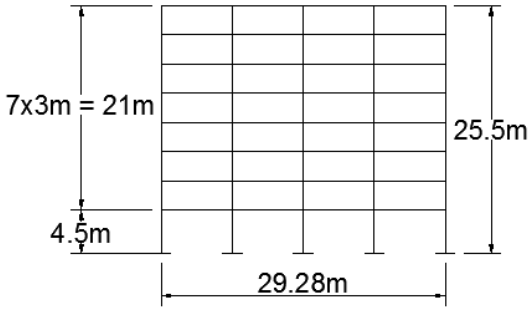


Figura 2-3 Elevación Ejes A-D Edificio 8 Pisos

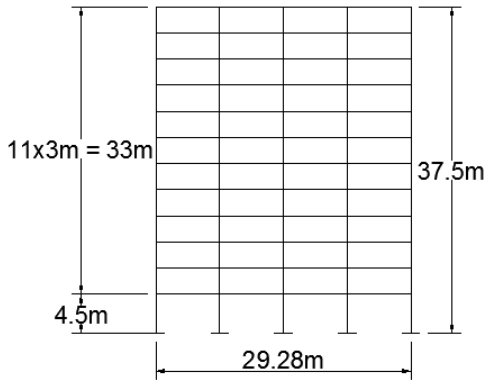


Figura 2-4 Elevación Ejes A-D Edificio 12 Pisos

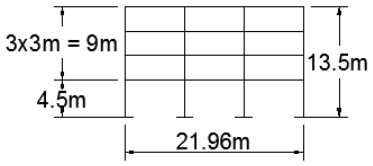


Figura 2-5 Elevación Ejes 1-5 Edificio 4 Pisos

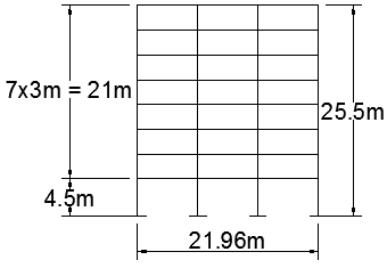


Figura 2-6 Elevación Ejes 1-5 Edificio 8 Pisos

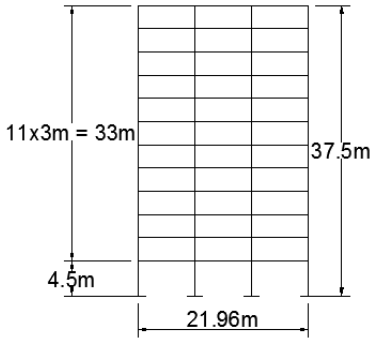


Figura 2-7 Elevación Ejes 1-5 Edificio 12 Pisos

Los pisos se estructuran con losas colaborantes, lo que hace necesario la utilización de vigas secundarias. Esta solución es de amplio uso porque permite disminuir el peso de la estructura y facilita el montaje, ya que al igual que las columnas CFT la losa colaborante no requiere moldaje.

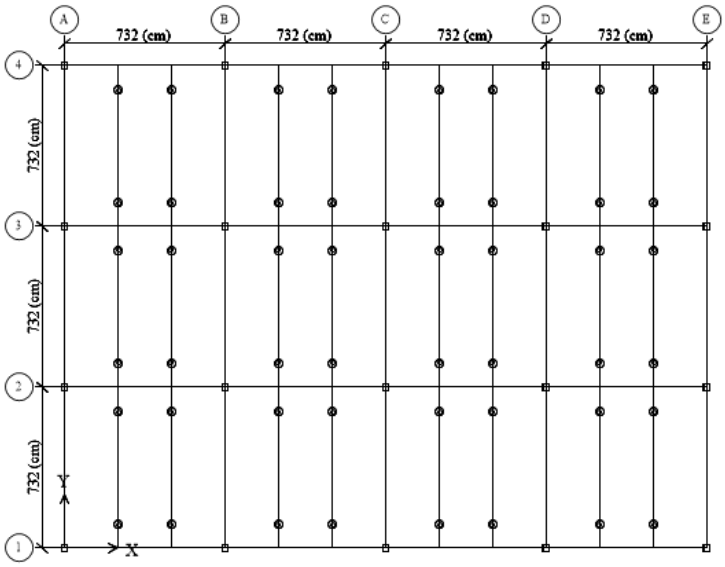


Figura 2-8 Disposición de Vigas Secundarias en Planta General

En la estructuración la conexión de las vigas principales a las columnas es a momento, la conexión de las vigas secundarias a vigas princiaples es a corte.

2.2. Materiales y Perfiles

Para el diseño de estructuras con RCFT es conveniente el uso de perfiles tubulares rectanguares HSS (Hollow Structural Sections). Es posible armar los perfiles tubulares con planchas, pero esto implica un costo adicional por mano de obra y soldadura.

La calidad del acero considerado para tubos HSS después del conformado en frío es A500GrB, sin embargo se debe considerar que el perfil comercial HSS de mayor dimensión es de $22x22x0.875\ in$ lo que es equivalente a $550x550x22\ mm$. En el caso de los edificios de 16 y 20 pisos este perfil no aporta la rigidez suficiente para cumplir con el límite de derivas de entrepiso de 2‰ establecido en la NCh433.

La tensión de fluencia del acero A500GrB es de $3234 kgf/cm^2$.

Para las vigas colectoras se consideran perfiles laminados W con acero A572Gr50 y tensión de fluencia de $3515 kgf/cm^2$.

Para las vigas principales (Girders) se consideran vigas armadas con sección reducida (dog-bone) y acero de calidad A36 con fluencia de 2531kgf/cm^2. La sección reducida es necesaria para cumplir con el requisito de columna fuerta viga débil, para marcos especiales sin perder la rigidez necesaria para cumplir con los límites de deformación.

El módulo de elasticidad considerado para el acero es de $E_s = 2040000 kgf/cm^2$.

El hormigón de relleno de los tubos es H30 con resistencia a compresión cilíndrica de $f_c' = 25MPa$.

El módulo de elasticidad del hormigón es $E_c = 4700\sqrt{25}\text{MPa} = 235000\text{kgf/cm}^2$.

La losa colaborante considerada corresponde a un panel de acero A653Gr37. La altura del hormigón sobe el trapecio de la losa es de 6cm.

2.3. Solicitaciones

2.3.1. Cargas Permanentes

Las cargas de peso se obtienen directamente del software ETABS2013 al modelar los elementos estructurales considerando sus respectivas densidades.

Tabla 2-1 Densidad de Materiales en Consideradas en Modelos

Material	Densidad [Kgf/m^3]
Hormigón H30	2500
Acero A572Gr50	7850
Acero A500GrB	7850
Acero A36	7850

Se debe considerar además el peso propio de la losa colaborante, que para una altura de hormigón de 6cm sobre el trapecio es de $236kgf/m^2$.

Tomando en cuenta las recomendaciones de la norma NCh.1537Of.2009 se consideran $150kgf/m^2$ por el peso de sobrelosa, tabiquería y cielo.

2.3.2. Sobrecarga de Uso

De acuerdo a la NCh1537Of.2009 se asume una sobrecarga de uso de $250kgf/m^2$ para edificios de oficinas.

No se aplica ninguna reducción de cargas por área o pendiente.

2.3.3. Cargas Sísmicas

La solicitación sísmica se obtiene a partir del método modal espectral establecido por la norma NCh433 en conjunto con el Decreto Supremo N°61.

Para efectos de análisis se considera que las estructuras está emplazadas, en zona sísmica 3 y suelo tipo C. Esto coincide con trabajos similares, en caso de que se desee comparar los resultados [Fermandois, 2009].

Asumiendo que el edificio es de oficinas, clasifica en categoría de importancia II.
Los parámetros necesarios para el análisis espectral considerando el suelo y la zona sísmica son:

I = Coeficiente de importancia, $I = 1$

$A_o =$ Aceleración efectiva máxima, $A_o = 0.4g$

$T_o =$ Parámetro que depende del tipo de suelo, $T_o = 0.4$

$p =$ Parámetro que depende del tipo de suelo, $p = 1.6$

$S =$ Parámetro que depende del tipo de suelo, $S = 1.05$

$R =$ Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático), $R = 11$

$R_o =$ Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral), $R_o = 11$

Por falta de un factor de modificación de respuesta en la NCh.433 para columnas CFT, se asume el mismo valor usado como factor de modificación para pórticos de hormigón armado y pórticos especiales de acero estructural $R = 7$.
El espectro de diseño queda definido por las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{SA_o\alpha}{(R^*/I)} \qquad \textbf{(2-1)}$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5\left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \qquad \textbf{(2-2)}$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \qquad \textbf{(2-3)}$$

Dónde:

$T^* =$ período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis

$T_n =$ período de vibración de modo n

Se observa que el único parametro dependiente de el período del edificio es el factor de reducción de respuesta R^*, por lo tanto el espectro elástico sin reducir es igual para todos los edificios en estudio en ambas direcciones:

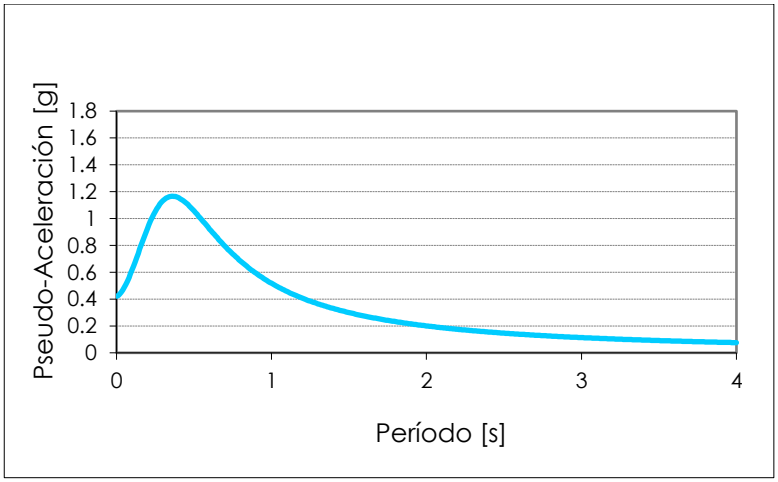


Figura 2-9 Espectro Elástico de Pseudo-Aceleraciones sin Considerar Reducción por R*

Por otra parte, se deben considerar las limitaciones al corte establecidad en la NCh.433.

En caso de que el esfuerzo de corte basal obtenido para la estructura sea menor que:

$$V_{min} = \frac{ISA_o P}{6g} \qquad \textbf{(2-4)}$$

Dónde:

$P =$ peso sísmico de la estructura $(1.0D + 0.25L)$

Se deben amplificar los deplazamientos y rotaciones de diafragma y las solicitaciones de los elementos estructurales por un factor que permita alcanzar el corte mínimo.

En caso de que el esfuerzo de corte basal obtenido para estructura sea mayor a:

$$V_{max} = IC_{max} P \qquad \textbf{(2-5)}$$

Dónde:

$$C_{max} = \frac{0.35SA_o}{g} \qquad \textbf{(2-6)}$$

Se puede multiplicar el corte basal obtenido por un factor para reducirlo hasta el valor $IC_{max}P$, esto no aplica para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los pisos.

R** representa el valor de R* considerando las restricciones de corte mínimo y máximo.

Las siguientes figuras resumen los parámetros sísmicos usados y obtenidos en cada edificio:

4pisos

Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	C
Categoría del edificio	2
R_0	11
R	7

Aceleración Efectiva [g]	0.4
S	1.05
T_0 [s]	0.4
T' [s]	0.45
n	1.4
p	1.6
Coeficiente de Importancia	1
Factor C_{max}	0.147

Masa Sísmica [T]	1333.82

	x	**y**
T [s]	0.82	0.83
Modo	2	1

	x	**y**
V_E [T]	754.58	734.99
V_E/W [%]	56.57	55.10
V_{Red} [T]	91.78	88.86
R*	8.22	8.27
V_{min} [T]	**93.37**	**93.37**
V_{max} [T]	196.07	196.07
R**	8.08	7.87

Figura 2-10 Parámetros Sísmicos de Edificio de 4 Pisos

8 pisos

Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	C
Categoría del edificio	2
R_0	11
R	7

Aceleración Efectiva [g]	0.4
S	1.05
T_0 [s]	0.4
T' [s]	0.45
n	1.4
p	1.6
Coeficiente de Importancia	1
Factor C_{max}	0.147

Masa Sísmica [T]	2784.53

	x	**y**
T [s]	1.17	1.20
Modo	2	1

	x	**y**
V_E [T]	1010.176	979.248
V_E/W [%]	36.28	35.17
V_{Red} [T]	112.27	108.18
R*	9.00	9.05
V_{min} [T]	**194.92**	**194.92**
V_{max} [T]	409.33	409.33
R**	5.18	5.02

Figura 2-11 Parámetros Sísmicos de Edificio de 8 Pisos

12 pisos

Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	C
Categoría del edificio	2
R_0	11
R	7

Aceleración Efectiva [g]	0.4
S	1.05
T_0 [s]	0.4
T' [s]	0.45
n	1.4
p	1.6
Coeficiente de Importancia	1
Factor C_{max}	0.147

Masa Sísmica [T]	4310.23

	x	y
T [s]	1.36	1.40
Modo	2	1

	x	y
V_E [T]	1328.73	1287.09
V_E/W [%]	30.83	29.86
V_{Red} [T]	142.61	137.31
R*	9.32	9.37
V_{min} [T]	**301.72**	**301.72**
V_{max} [T]	633.60	633.60
R**	4.40	4.27

Figura 2-12 Parámetros Sísmicos de Edificio de 12 Pisos

Se observa que a medida que en los 3 edificios el corte mínimo controla el diseño.

2.3.4. Combinaciones de Carga

El diseño se realiza de acuerdo al procedimiento LRFD con las siguientes combinaciones de carga obtenidas de la NCh.3171Of.2010:

1) 1.4D

2) 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r o S o R)

3a) 1.2D + 1.6(L_r o S o R) + L

3b) 1.2D + 1.6(L_r o S o R) + 0.8W

4) 1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r o S o R)

5) 1.2D + 1.4E + L + 0.2S

6) 0.9D + 1.6W

7) 0.9D + 1.4E

Dónde:

D = Carga permanente

E = Carga sísmica según NCh433

L = Carga de uso según NCh1537

L_r= Carga de uso de techo según NCh1537

R = Carga de lluvia según ASCE/SEI 07, capítulo 8

S = Carga de nieve según NCh431

W= Carga de viento según NCh432

2.4. Bases de Diseño

El diseño de estructuras compuestas de acero-hormigón, no está cubierto por la normativa actual chilena, por lo que se usan las disposiciones contempladas en la "Specification for Structural Steel Buildings" del "American Institute of Steel Construction" (AISC360-10) en conjunto con las "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (AISC341-10).

Para el caso de la estructuras de hormigón armado, el Decreto Supremo N°60 del 2010 exige que para todas las estructuras de este material se considere la Categoría de Diseño Sísmico D indicada en la ACI318S-08, que a su vez se basa en las categorías de diseño sísmico de la ASCE 7-10. Esta clasificación restringe el uso de marcos ordinarios e intermedios y sólo permite el uso de marcos especiales de hormigón. Los marcos especiales poseen características que aumentan su ductilidad en comparación con marcos intermedios y ordinarios, lo que los hace adecuados para zonas de alta sismicidad, donde se requieren que las estructuras tengan capacidad de disipar energía.

Este decreto rige solo para estructuras de hormigón, para el caso de macos de acero, dentro de la normativa chilena, no existe un requisito que regule el uso de marcos ordinarios e intermedios y menos aún para el uso de marcos compuestos. Sin embargo, la norma ASCE 7-10 sí establece estos límites y para zonas de categoría sísmica D restringe el uso tanto de marcos ordinarios e intermedios de acero, como de marcos ordinarios e intermedios compuestos. Aplicando el mismo criterio del decreto 60, sólo sería posible construir con marcos compuestos especiales en territorio chileno, pero el decreto 60 sólo aplica para estructuras de hormigón armado.

De todas maneras, el diseño de los edificios se hace siguiendo las recomendaciones para marcos especiales de las Disposiciones Sísmicas (AISC341-10).

Por otra parte, el Anexo B de la NCh433 establece que los factores de modificación de respuesta para sistemas estructurales que no puedan ser clasificados en las categorías indicadas en la NCh.433 no pueden ser mayores a los indicados en la tabla 5.1 de dicha norma, por lo tanto para el diseño se asumen los coeficientes de modificación de respuesta para marcos especiales, por ser el sistema estructural más parecido a los marcos especiales con columnas compuestas. De este modo se asumen R=7 y R_o=11.

En la práctica chilena, el diseño de las estructuras de acero normalmente se realiza utilizando el código AISC 360-05, ya que así estaba establecido mientras la norma de dimensionamiento y construcción de acero no era oficial [NCh.433, 1996]. El código AISC360-05 no es muy claro en el diseño de columnas compuestas CFT y posee varias falencias que se corrigieron en el código AISC360-10.

A continuación se presentan algunas de las correcciones realizadas en la versión del 2010 respecto a la versión del 2005:

- Se establece claramente que código y procedimiento de diseño se debe utilizar. La versión anterior no dejaba claro si las especificaciones para elementos compuestos de la ACI318 prevalecían ante las de la AISC360. La filosofía del código AISC360-10 en cuanto a elementos compuestos es que sólo se deba recurrir a un código, por lo que en él se establece claramente que sólo es necesario seguir sus especificaciones para el diseño de elementos compuestos y se hacen las referencias correspondientes a la ACI318 cuando corresponde.

- Se agregan especificaciones para elementos esbeltos y no-compactos. El código del 2005 sólo permitía la utilización de elementos compactos, mientras que en el código del 2010 se agregan límites de esbeltez para elementos en compresión y flexión y se consideran los efectos de pandeo local en el diseño de elementos esbeltos y no-compactos.

- Se agrega una sección exclusiva para el diseño de los elementos de transferencia de carga entre acero y hormigón.

- Se establece que no es necesario que la resistencia a carga axial sea menor que la de la sección de acero por si sola. En el código del 2005 podía ocurrir en algunos diseños que la sección compuesta resistiera menos que la sección de acero por si sola debido a los factores de seguridad.

- Se actualizan los factores de seguridad para elementos rellenos y embebidos en hormigón de acuerdo a estudios más recientes.

- Se crea una sección exclusiva para el diseño a corte.

- Se aclaran los procedimientos de diseño para columnas sometidas a flexión y carga axial.

- Se actualiza la información para diafragmas construidos con elementos compuestos (losas colaborantes).

- Se añade una sección para anclajes (studs y canales).

El código del 2010 refleja de mejor manera el estado del arte de la construcción de elementos compuestos en acero y hormigón, por esta razón y ya que en el diseño de elementos de acero y hormigón en Chile la tendencia es adaptar los códigos estadounidenses, se utiliza la AISC360-10 para las estructuras en estudio.

2.5. Diseño

El código AISC del 2010 plantea dos métodos para determinar la resistencia de secciones compuestas: el método de compatibilidad de deformaciones y el método de distribución de tensiones plásticas.

La resistencia a tracción del hormigón se debe despreciar en ambos métodos.

Se deben considerar los efectos de pandeo local para elementos rellenos de hormigón, sin embargo pueden ser despreciados en elementos embebidos en hormigón.

El método de compatibilidad de deformaciones supone una distribución lineal de deformaciones en la sección, considerando un límite de deformaciones en compresión máximo de 0.003m/m para el hormigón. Las curvas de tensión deformación utilizadas para ambos materiales deben ser obtenidas de pruebas de laboratorio o resultados publicados.

El método de distribución de tensiones plásticas supone que el acero ha alcanzado su tensión de fluencia F_y en tensión o bien en compresión y que el hormigón ha alcanzado una compresión de $0.85f_c'$. En tubos redondos rellenos de hormigón se permite usar $0.95f_c'$ debido al efecto de confinamiento.

Se recomienda utilizar el método de compatibilidad de deformaciones para secciones complejas o aquellas en que el acero no presente un comportamiento elastoplástico.

2.5.1. Columnas CFT

2.5.1.1. Limitación de Materiales

Para todos los sistemas compuestos de acero y hormigón se tienen los siguientes requisitos de materiales:

- El hormigón de peso normal no debe tener resistencia a la compresión f_c' inferior a 21 MPa ni superior a 70MPa, para hormigón liviano estos límites son de 21MPa y 42MPa.

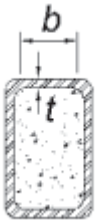
- El acero estructural y las barras de refuerzo no deben tener un esfuerzo de fluencia F_y mayor a 525MPa.

2.5.1.2. Disposiciones Sísmicas AISC341-10

De acuerdo a la AISC341-10, las columnas se diseñan para satisfacer los requerimientos del capítulo I de la AISC360-10, sin embargo para la resistencia al corte solo debe considerarse la resistencia nominal del área efectiva de corte de la sección de acero.

Los elementos de marcos compuestos especiales deben ser elementos altamente dúctiles, lo que afecta los requisitos de esbeltez de los tubos de acero:

Tabla 2-2 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS en Elementos Compuestos [AISC 341, 2010]

Descripción del elemento	**Ejemplo**	**Razón Ancho/Espesor**	λ_{hd} **Miembros altamente dúctiles**	λ_{md} **Miembros moderadamente dúctiles**
Paredes de HSS rectangulares rellenos de hormigón		b/t	$1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Este requisito limita los perfiles comerciales que se pueden usar en el diseño de edificios con marcos especiales. La siguiente tabla muestra los perfiles tubulares cuadrados HSS de material A500Gr.B que cumplen con el requisito de la AISC341:

Tabla 2-3 Verificación de Ductilidad de Perfiles HSS Comerciales

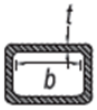
H[mm]	B[mm]	tnom[mm]	t=0.93tnom	b/t	Ductildad
300	300	6	5.58	50.76	moderada
300	300	8	7.44	37.32	moderada
300	300	9	8.37	32.84	alta
300	300	10	9.3	29.26	alta
300	300	12	11.16	23.88	alta
300	300	12.5	11.625	22.81	alta
300	300	16	14.88	17.16	alta
300	300	19	17.67	13.98	alta
350	350	9	8.37	38.82	moderada
350	350	10	9.3	34.63	alta
350	350	12	11.16	28.36	alta
350	350	12.5	11.625	27.11	alta
350	350	16	14.88	20.52	alta
350	350	19	17.67	16.81	alta
350	350	22	20.46	14.11	alta
400	400	9	8.37	44.79	moderada
400	400	10	9.3	40.01	moderada
400	400	12	11.16	32.84	alta
400	400	12.5	11.625	31.41	alta
400	400	16	14.88	23.88	alta
400	400	19	17.67	19.64	alta
400	400	22	20.46	16.55	alta
450	450	12	11.16	37.32	moderada
450	450	12.5	11.625	35.71	moderada
450	450	16	14.88	27.24	alta
450	450	19	17.67	22.47	alta
450	450	22	20.46	18.99	alta
500	500	12	11.16	41.80	moderada
500	500	12.5	11.625	40.01	moderada
500	500	16	14.88	30.60	alta
500	500	19	17.67	25.30	alta
500	500	22	20.46	21.44	alta
550	550	19	17.67	28.13	alta
550	550	22	20.46	23.88	alta

2.5.1.3. Resistencia a la Compresión

Se requiere que el área de acero estructural sea al menos un 1% de la sección total del elemento compuesto.

Luego se debe clasificar la sección de acuerdo a la siguiente tabla para ver si es compacta, no-compacta o esbelta:

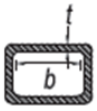
Tabla 2-4 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS en Elementos Compuestos a Compresión Debida a Compresión Axial [AISC360, 2010]

Descripción del elemento	**Ejemplo**	**Razón Ancho/ Espesor**	λ_p **Compacto/ No-Compacto**	λ_r **No-compacto/ Esbelto**	**Máximo Permitido**
Paredes de HSS Rectangulares y Cajones de Espesor Uniforme		b/t h/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

El valor del espesor t se debe tomar como $0.93\ t_{nominal}$ en todos los cálculos de tubos con acero ASTM A500 y ASTM A53 Gr. B.

A modo de comparación se presentan los límites de esbeltez de los tubos sin relleno de hormigón:

Tabla 2-5 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS sin Relleno de Hormigón a Compresión Debida a Compresión Axial [AISC360, 2010]

Descripción del elemento	**Ejemplo**	**Razón Ancho/Espesor**	λ_r **No-esbelto/Esbelto**
Paredes de HSS Rectangulares y Cajones de Espesor Uniforme		b/t h/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Se observa que considerando estos límites existen elementos que sin relleno pueden ser considerados esbeltos, pero al rellenar de hormigón pasan a ser compactos.

La resistencia nominal a la compresión de los elementos compuestos varía según la esbeltez de los elementos:

a) Secciones compactas:

$$P_{no} = P_p \tag{2-7}$$

Dónde:

$$P_p = F_y A_s + 0.85 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{2-8}$$

$A_c =$ Área del hormigón.
$A_s =$ Área del tubo de acero.
$A_{sr} =$ Área del acero de refuerzo.
$E_s =$ Módulo de elasticidad del acero 200000MPa.
$E_c =$ Módulo de elasticidad del hormigón $4700\sqrt{f_c'}$MPa.

b) Secciones no-compactas:

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{\left(\lambda_r - \lambda_p\right)^2} \left(\lambda - \lambda_p\right)^2 \tag{2-9}$$

Dónde:

λ, λ_p y λ_r son las razones determinadas en la tabla 2-4

P_p se determina en la ecuación 2-8

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{2-10}$$

c) Secciones esbeltas:

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{2-11}$$

Dónde para secciones rectangulares:

$$F_{cr} = \frac{9 E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{2-12}$$

El siguiente gráfico resume la resistencia nominal a compresión en función de la esbeltez:

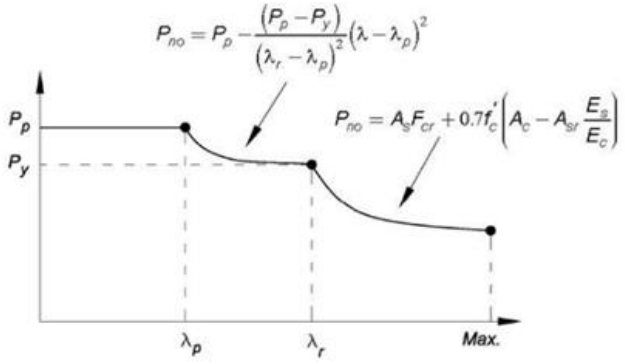


Figura 2-13 Variación de la Resistencia Nominal a Compresión Respecto a la Esbeltez de la Sección HSS [AISC360, 2010]

La rigidez efectiva de la sección compuesta es:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \qquad \textbf{(2-13)}$$

Dónde:

C_3 = Coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de elementos compuestos rellenos de hormigón sometidos a compresión.

$$C_3 = 0.6 + 2\left[\frac{A_s}{A_c + A_s}\right] \leq 0.9 \qquad \textbf{(2-14)}$$

Luego se determina la carga crítica de pandeo:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \qquad \textbf{(2-15)}$$

Dónde:

$K =$ Factor de longitud efectiva.
$L =$ Longitud no arriostrada del elemento.

Si $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no}\left[0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right] \qquad \textbf{(2-16)}$$

Si $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \qquad \textbf{(2-17)}$$

Los factores de reducción que se deben usar son:

$$\phi_c = 0.75\ (LRFD) \qquad \Omega_c = 2.00\ (ASD)$$

2.5.1.4. Resistencia a la Tracción

Para la resistencia a la tracción sólo se debe considerar el área de acero:

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \qquad \textbf{(2-18)}$$

$F_{ysr} =$ Esfuerzo de fluencia de armadura de refuerzo.
$A_{sr} =$ Área de armadura de refuerzo.

Los factores de reducción que se deben usar son:

$$\phi_t = 0.9\ (LRFD) \qquad \Omega_t = 1.67\ (ASD)$$

2.5.1.5. Resistencia a Flexión

Experiencias recientes han demostrado que:

- El tubo de acero reduce significativamente las posibilidades de sufrir pandeo flexo-torsional.
- El relleno de hormigón cambia el modo de pandeo local del tubo HSS.
- La falla por deslizamiento entre las superficies no limita necesariamente la capacidad a momento de la sección [Leon et al., 2007].

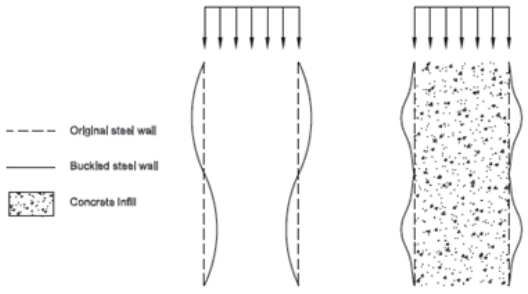
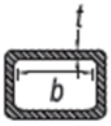
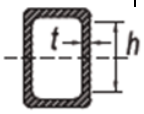


Figura 2-14 Cambios en el Modo de Pandeo Debido a la Presencia de Hormigón [AISC360, 2010]

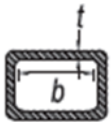
Al igual que para las secciones en compresión se debe determinar si la sección es compacta, no-compacta o esbelta:

Tabla 2-6 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS en Elementos Compuestos a Compresión Debida a Flexión [AISC360, 2010]

Descripción del elemento	**Ejemplo**	**Razón Ancho/ Espesor**	λ_p **Compacto/ No-compacto**	λ_r **No-compacto/ Esbelto**	**Máximo Permitido**
Alas de HSS Rectangulares y Cajones de Espesor Uniforme		b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de HSS Rectangulares y Cajones de Espesor Uniforme		h/t	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Los límites para tubos sin relleno sometidos a flexión son:

Tabla 2-7 Límites de Razón Ancho/Espesor para HSS sin Relleno de Hormigón a Compresión Debida a Flexión [AISC360, 2010]

Descripción del elemento	**Ejemplo**	**Razón Ancho/ Espesor**	λ_p **Compacto/ No-compacto**	λ_r **No-compacto/ Esbelto**
Alas de HSS Rectangulares y Cajones de Espesor Uniforme		b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de HSS Rectangulares y Cajones de Espesor Uniforme		h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Al igual que en los elementos sometidos a compresión se observa que los límites de esbeltez para elementos sometidos a flexión son menos restrictivos en elementos rellenos de hormigón.

La resistencia a flexión también varía según la esbeltez de las secciones de acuerdo a:

a) Secciones compactas:

Pueden desarrollar la totalidad del momento plástico de la sección.

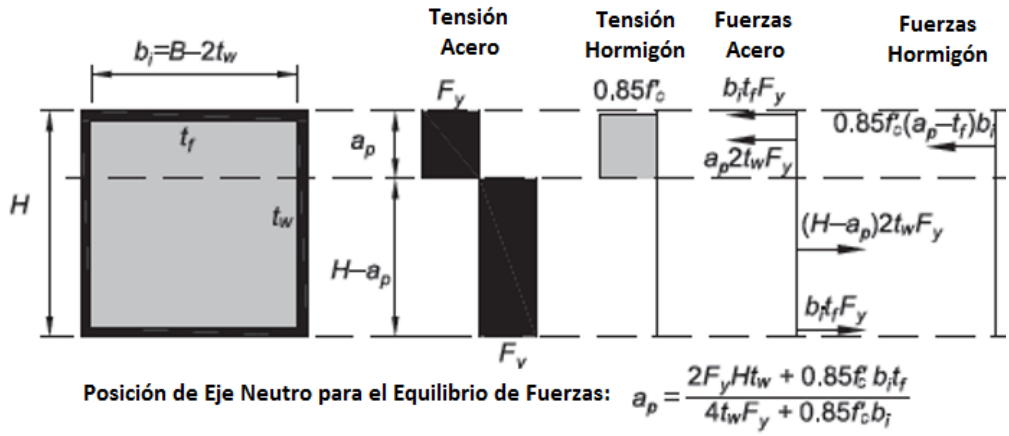


Figura 2-15 Distribución de Esfuerzo para el Cálculo de M_p para Secciones Compactas [AISC360, 2010]

b) Secciones no-compactas:

La resistencia nominal a flexión se obtiene mediante una interpolación lineal entre el momento plástico M_p y el momento de fluencia M_y.

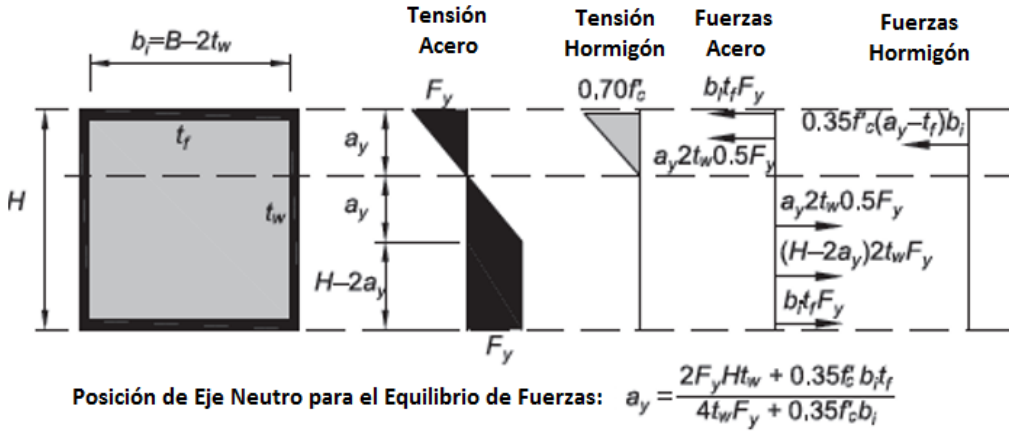


Figura 2-16 Distribución de Esfuerzo para el Cálculo de M_y para Secciones No-Compactas [AISC360, 2010]

c) Secciones esbeltas:

Están limitadas a desarrollar el primer momento de fluencia M_{cr}, correspondiente al punto en que el ala en tracción alcanza la primera fluencia F_y y el ala en compresión alcanza su tensión crítica de pandeo F_{cr} obtenida mediante la ecuación (2-12). El hormigón, por su parte, está limitado a un comportamiento lineal-elástico en el que su máxima tensión de compresión es de $0.7f_c'$ [Varma y Zhang, 2009].

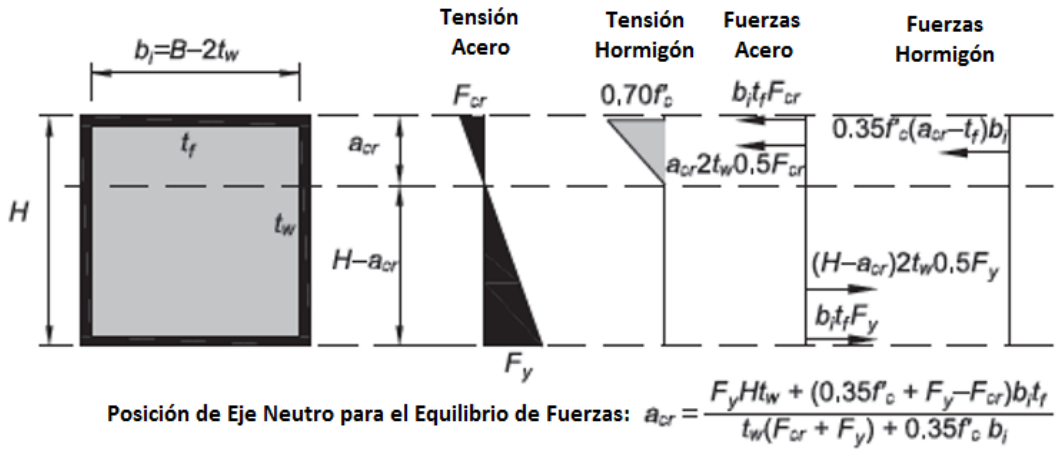


Figura 2-17 Distribución de Esfuerzo para el Cálculo de M_{cr} para Secciones Esbeltas [AISC360, 2010]

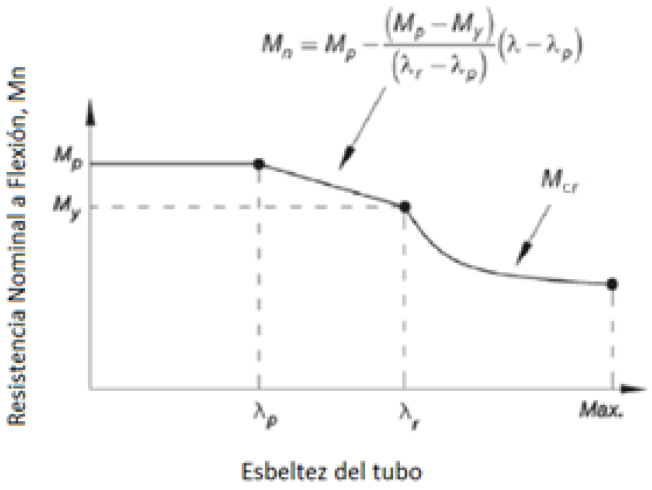


Figura 2-18 Variación de la Resistencia Nominal a Flexión Respecto a la Esbeltez del HSS [AISC360, 2010]

Los factores de reducción que se deben usar son:

$$\phi_b = 0.9\ (LRFD) \qquad\qquad \Omega_b = 1.67\ (ASD)$$

2.5.1.6. Interacción de Flexión y Carga Axial

El método de Compatibilidad de Deformaciones está recomendado para secciones complejas y requiere mayor tiempo de procesamiento. Por otra parte dentro del código AISC360-10 se incluyen las ecuaciones necesarias para implementar el método de Distribución de Tensiones Plásticas. De este modo el diseño se realiza ocupando el método de distribución de tensiones ya que es una solución más simple en su implementación y se encuentra validado experimentalmente. La siguiente imagen compara una superficie obtenida mediante Distribución de Tensiones Plásticas con el diagrama de interacción real de una sección compuesta.

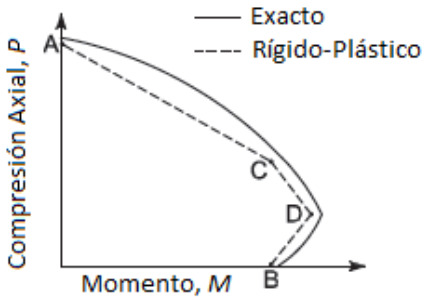


Figura 2-19 Comparación entre Superficie Obtenida Mediante Distribución de Tensiones Plásticas y Diagrama de Interacción Real [AISC360, 2010]

Cabe destacar que el código permite 3 métodos de Distribución de Tensiones Plásticas para tubos rellenos de hormigón:

a) Método 1

Este método entrega una evaluación conservadora de la interacción del elemento sometido a flexión y carga axial utilizando las fórmulas del capítulo H de la AISC360-10. Entre menos carga tome el acero en relación al hormigón, más conservador es el método, del mismo modo las ecuaciones son más conservadoras para hormigón con f_c' alto. Las ecuaciones utilizadas son:

Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(2-19)}$$

Si $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(2-20)}$$

Dónde:

$P_r =$ Carga axial requerida
$P_c = \phi P_n \ (LRFD) =$ Capacidad axial de la sección.
$M_{rx} =$ Momento requerido alrededor del eje X.
$M_{ry} =$ Momento requerido alrededor del eje Y.
$M_{cx} = \phi M_{nx} \ (LRFD) =$ Capacidad en flexión alrededor del eje X.
$M_{cy} = \phi M_{ny} \ (LRFD) =$ Capacidad en flexión alrededor del eje Y.

Lo que genera la siguiente superficie de interacción:

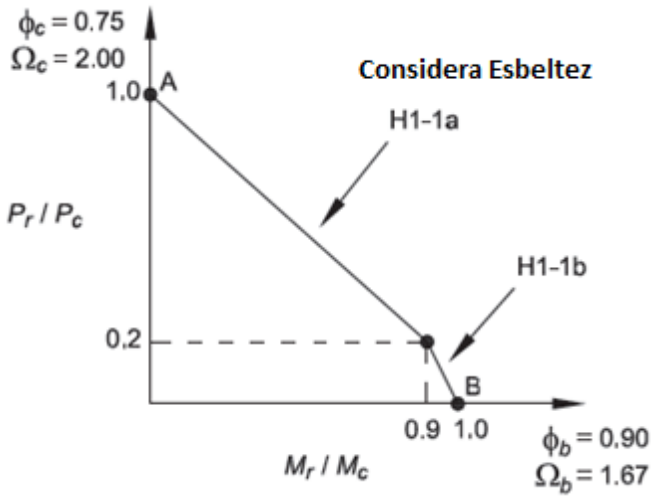


Figura 2-20 Diagrama de Interacción Generado Mediante el Método 1 [AISC360, 2010]

Estas ecuaciones pueden ser usadas tanto para compresión como tracción axial. El punto A se obtiene de la aplicación de las ecuaciones (4-6), (4-7) o (4-8) según corresponda. El punto B se obtiene a partir de la capacidad a flexión definida en el punto 4.3.1.4.

Secciones no-compactas y esbeltas deben diseñarse mediante este método debido a la falta de investigación para validar los otros métodos en estos casos. Para secciones compactas el método puede ser muy conservador llevando a soluciones poco económicas.

b) <u>Método 2</u>

El segundo método consiste en la elaboración de superficies de interacción similares a las que se obtienen mediante el método de Compatibilidad de Deformaciones para las columnas de hormigón armado. Por lo tanto luego de generar la superficie correspondiente, se deben graficar las combinaciones de carga y verificar si todos los puntos quedan dentro de la superficie. Las ecuaciones para el cálculo de del diagrama de interacción se pueden encontrar en los ejemplos de diseño de la AISC [AISC, Design Examples V14.1].

El uso de este método está permitido sólo para secciones compactas, por lo que no se toma en cuenta reducción de la capacidad por efectos de pandeo local de la sección de acero.

El procedimiento de diseño se muestra en la figura 2-21. Primero se calculan los puntos A, B, C y D, que luego deben ser reducidos por un factor de esbeltez obtenido al realizar las consideraciones de largo en el diseño a compresión de las ecuaciones 4-6 y 4-7 obteniendo los puntos A', B', C' y D'. Finalmente aplicando el factor de reducción correspondiente ASD o LRFD se obtienen los puntos A'', B'', C'' y D''.

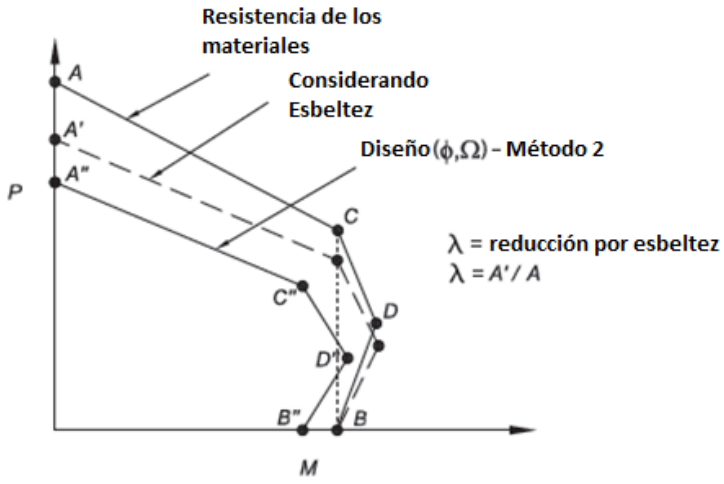


Figura 2-21 Diagrama de Interacción Generado Mediante el Método 2 [AISC360, 2010]

El punto A corresponde a la capacidad en compresión pura, determinada de acuerdo a las ecuaciones del punto 4.3.1.2.

$$P_A = F_y + 0.85 f_c' A_c \qquad \textbf{(2-21)}$$

$$M_A = 0 \qquad \textbf{(2-22)}$$

El punto D corresponde a la mayor capacidad a momento de la sección representada en el diagrama.

$$P_D = \frac{0.85 f_c' A_c}{2} \quad \textbf{(2-23)}$$

$$M_D = F_y Z_s + \frac{0.85 f_c' Z_c}{2} \quad \textbf{(2-24)}$$

Dónde:

$Z_s =$ Módulo Plástico de la Sección de Acero

$Z_c = \frac{b_i h_i^2}{4} - 0.192 r_i^3$

$r_i = t$

$b_i = b - 2t$

$h_i = h - 2t$

El punto B corresponde a la capacidad en flexión pura.

$$P_B = 0 \quad \textbf{(2-25)}$$

$$M_B = M_D - F_y Z_{sn} - \frac{0.85 f_c' Z_{cn}}{2} \quad \textbf{(2-26)}$$

Dónde:

$Z_{sn} = 2 t h_n^2$

$Z_{cn} = b_i h_n^2$

$h_n = \frac{0.85 f_c' A_c}{2(0.85 f_c' b_i + 4 t F_y)} \leq \frac{h_i}{2}$

El punto C corresponde a una posición del eje neutro en que la capacidad en flexión es la misma al punto B, pero considerando el efecto de la carga axial.

$$P_C = 0.85 f_c' A_c \quad \textbf{(2-27)}$$

$$M_C = M_B \quad \textbf{(2-28)}$$

Luego para calcular el factor de reducción por esbeltez λ se deben usar las ecuaciones (4-6) o (4-7) según corresponda:

$$P_{no} = P_A \quad \textbf{(2-29)}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (E I_{eff})}{(KL)^2} \quad \textbf{(2-30)}$$

Si $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no}\left[0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right] \quad \textbf{(2-31)}$$

Si $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877P_e \quad \textbf{(2-32)}$$

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}} \quad \textbf{(2-33)}$$

Luego se reducen las cargas axiales:

$$P_{A'} = \lambda P_A \quad \textbf{(2-34)}$$

$$P_{B'} = \lambda P_B$$

$$P_{C'} = \lambda P_C$$

$$P_{D'} = \lambda P_D$$

Finalmente se reducen las cargas por los factores correspondientes ASD o LRFD

$$\phi_b = 0.9\ (LRFD) \qquad \Omega_b = 1.67\ (ASD)$$
$$\phi_c = 0.75\ (LRFD) \qquad \Omega_c = 2.00\ (ASD)$$

$$P_{X''} = \phi_c P_{X'} \qquad P_{X''} = P_{X'}/\Omega_c \quad \textbf{(2-35)}$$
$$M_{X''} = \phi_b M_{X'} \qquad M_{X''} = M_{X'}/\Omega_b$$

Dónde:

$X = A, B, C\ o\ D$

c) Método 3

En el punto D del método 2 se pueden generar problemas al aplicar los factores de seguridad, ya que se puede producir una zona de inseguridad, al permitir una capacidad en flexión mayor a la predicha por el modelo de la sección para una carga axial menor a la del punto D.

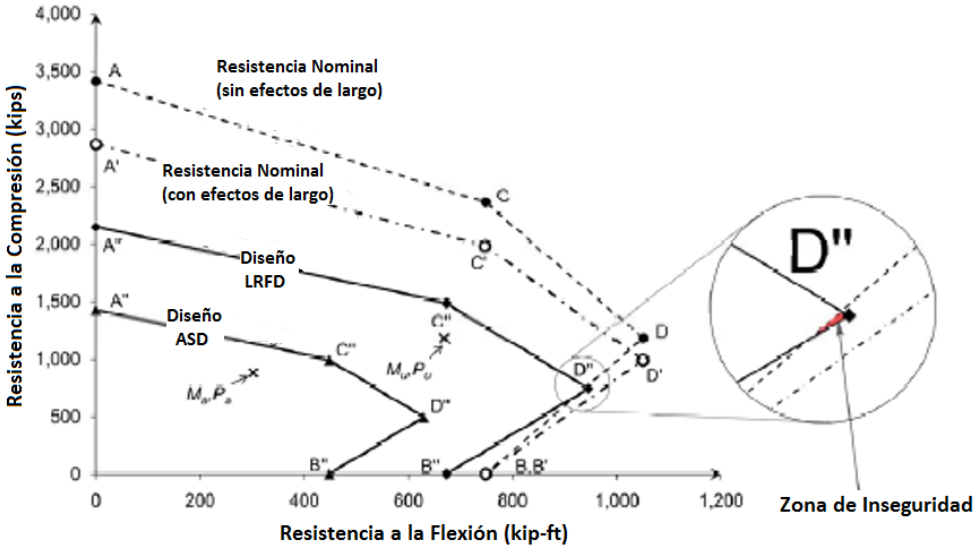


Figura 2-22 Zona de Inseguridad Generada en el Punto D [AISC, Design Examples V14.1, 2011]

El método 3 consiste en una simplificación del método 2 al remover el punto D del diagrama de interacción.

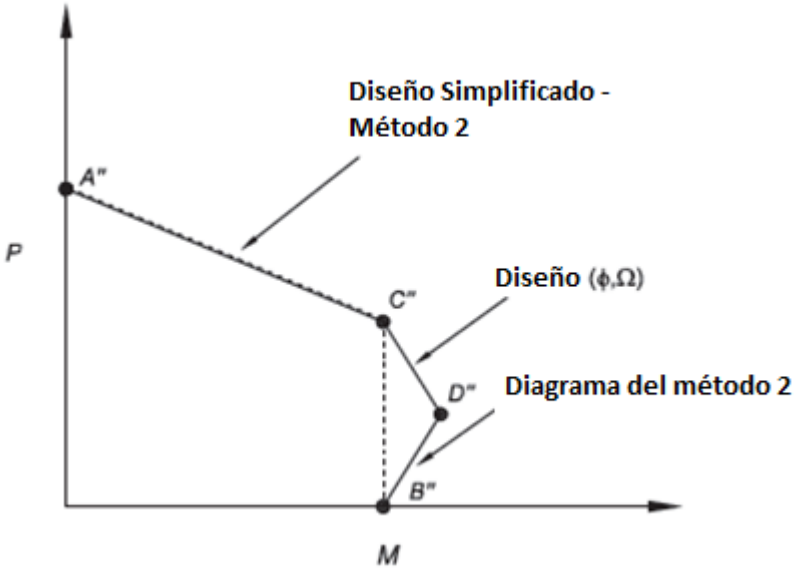


Figura 2-23 Diagrama de Interacción Generado Mediante el Método 3 [AISC360, 2010]

2.5.1.7. Comparación de Métodos

La siguiente imagen muestra una comparación de los distintos métodos en la misma sección:

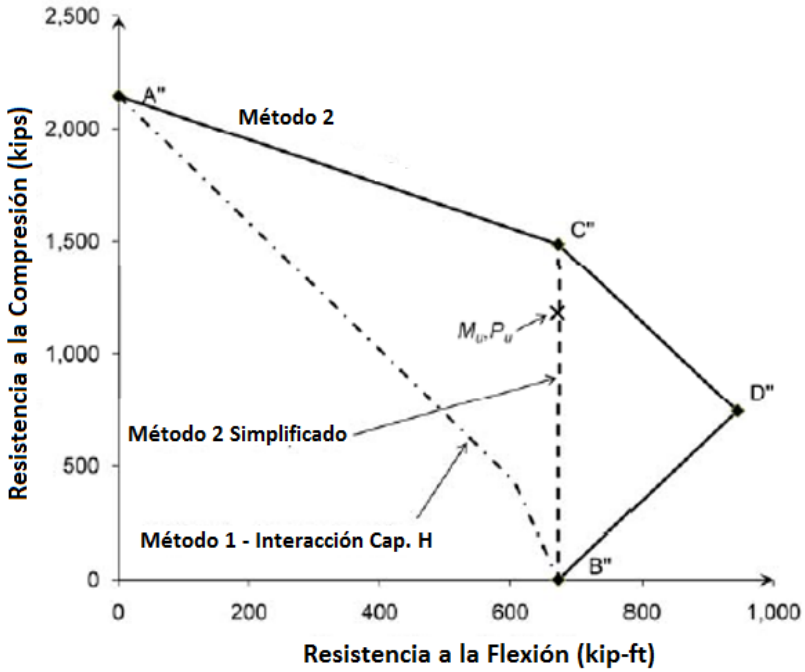


Figura 2-24 Comparación de los 3 Métodos Permitidos en la Elaboración del Diagrama de Interacción [AISC, Design Examples V14.1, 2011]

2.5.1.8. Resistencia al Corte

La especificación de la AISC permite 3 métodos para determinar la resistencia al corte:

a) Resistencia al Corte de la Sección de Acero

Se permite considerar la resistencia al corte de la sección de acero por si sola:

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v \qquad \textbf{(2-36)}$$

$$A_w = 2ht \qquad \textbf{(2-37)}$$

$$h = H - 3t \qquad \textbf{(2-38)}$$

Si $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_vE/F_y}$

$$C_v = 1 \qquad \textbf{(2-39)}$$

Si $1.10\sqrt{k_v E/F_y} \leq h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \qquad \textbf{(2-40)}$$

Si $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad \textbf{(2-41)}$$

Para HSS rectangulares $k_v = 5$.

Los factores de reducción que se deben usar son:

$$\phi_v = 0.9\ (LRFD) \qquad\qquad \Omega_v = 1.67\ (ASD)$$

b) <u>Resistencia al Corte de la Sección de Acero más la Contribución del Refuerzo de Acero Despreciando la Contribución del Hormigón</u>

Es poco común incluir refuerzo de cortante en tubos rellenos de hormigón, pero en caso de existir se debe sumar su efecto al obtenido en el punto anterior para la sección de acero, considerando un factor de reducción de $\phi = 0.75$ para el acero de refuerzo y el acero estructural. Esto puede resultar en mayor requerimiento de refuerzo ya que puede ser suficiente con la sección de acero de acuerdo a lo calculado en el punto a).

c) <u>Resistencia al Corte del Hormigón según ACI318</u>

No es usual que el hormigón vaciado en el tubo lleve refuerzo, por lo que al considerarlo como hormigón simple, no aplican las disposiciones de corte para hormigón armado del capítulo 11. Deben usarse las disposiciones del capítulo 22 de la ACI318.

$$V_n = 0.35\lambda\sqrt{f_c'}\, b_w h \qquad \textbf{(2-42)}$$

Fórmula en sistema mks y f_c'en kgf/cm^2.

Para hormigón de peso normal $\lambda = 1$.

Para hormigón simple el factor de seguridad es $\phi = 0.6$.

En caso de llevar refuerzo, de acuerdo a las disposiciones del capítulo 11 de la ACI318, el factor de seguridad es de $\phi = 0.75$. Esta opción generalmente resulta en mayores requerimientos de armadura transversal que la opción b).

2.5.2. Vigas Principales

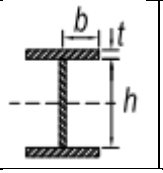
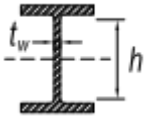
2.5.2.1. Consideraciones Generales

Las Vigas Principales, también llamadas Girders, se diseñan sin considerar el aporte de la losa colaborante de hormigón, las zonas de sus extremos quedan sometidas a momentos negativos en las que la losa colaborante trabajaría a tracción Para efectos de simplificar el diseño se desprecia el aporte de la losa colaborante en la zona de momento positivo.

Se diseñan como elementos a flexión de acuerdo al capítulo F de la AISC-360, pero al considerar marcos especiales deben considerarse los requisitos de las Disposiciones Sísmicas de la AISC.

La siguiente tabla muestra los límites de esbeltez en vigas doble T, para marcos especiales deben considerarse vigas compactas:

Tabla 2-8 Límites de Razón Ancho/Espesor para Elementos en Compresión de Miembros Sometidos en Flexión [AISC 360, 2010]

Descripción del elemento	**Ejemplo**	**Razón Ancho/Espesor**	λ_p **Compacto**	λ_r **No Compacto**
Alas de Vigas Doble T Armadas		b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{0.7F_y}}^{a)}$
Almas de Vigas Doble T Armadas		h/t	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$
a) $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, pero no debe considerarse inferior a 0.35 ni mayor a 0.76				

2.5.2.2. Previsiones Sísmicas (AISC341-10)

Las vigas de marcos compuestos especiales deben estar arriostradas de acuerdo a los requisitos para miembros altamente dúctiles:

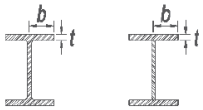
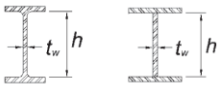
$$L_b = 0.086 r_y E/F_y$$

Además debe considerarse arriostramiento adicional en zonas donde exista probabilidad de formar rótulas plásticas.

Deben considerarse zonas protegidas desde la cara de la columna a una distancia determinada de acuerdo a lo especificado en el documento AISC358, en estas zonas no deben existir discontinuidades en las vigas.

Deben cumplirse los requisitos de esbeltez local para elementos altamente dúctiles dados en la siguiente tabla:

Tabla 2-9 Límites de Razón Ancho/Espesor para Vigas Doble T [AISC 341, 2010]

Descripción del Elemento	**Ejemplo**	**Razón Ancho/ Espesor**	λ_{hd} **Miembros altamente dúctiles**	λ_{md} **Miembros moderadamente dúctiles**
Alas de Vigas Doble T Armadas o Laminadas		b/t	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de Vigas Doble T Laminadas o Armadas		h/t	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.93C_a)$	Para $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-2.75C_a)$

2.5.2.3. Flexión

a) Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad \textbf{(2-43)}$$

b) Pandeo Flexo-Torsional:

i) Si $L_b \leq L_p$ no aplica este estado límite.

ii) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b * \left[M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p \qquad \textbf{(2-44)}$$

iii) Si $L_b \geq L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_x \leq M_p \qquad \textbf{(2-45)}$$

Con:

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1 + 0.0078\frac{Jc}{S_xh_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad \textbf{(2-46)}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \qquad \textbf{(2-47)}$$

Dónde:

$J =$ Constante torsional.
$h_0 =$ Distancia entre centroides de alas.
$c = 1$, Para secciones simétricas.
$L_b =$ Largo entre puntos arriostrados.

$$L_P = 1.76r_y\sqrt{E/F_y} \qquad \textbf{(2-48)}$$

$$L_r = 1.95r_{ts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_xh_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_xh_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \qquad \textbf{(2-49)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_yC_w}}{S_x} \qquad \textbf{(2-50)}$$

$M_{max} =$ Valor absoluto del máximo momento no arriostrado.
$M_A =$ Valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado.
$M_B =$ Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado.
$M_C =$ Valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado.

Los factores de reducción que se deben usar son:

$$\phi_b = 0.9\ (LRFD) \qquad\qquad \Omega_b = 1.67\ (ASD)$$

2.5.2.4. **Corte**

La resistencia nominal a corte es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \qquad \textit{(2-51)}$$

a) Para almas de perfiles laminados con $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$

$$C_v = 1 \qquad \textit{(2-52)}$$

Los factores de reducción que se deben usar son:

$$\phi_v = 1 \ (LRFD) \qquad\qquad \Omega_v = 1.5 \ (ASD)$$

b) Para almas de otros elementos:

i) Si $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1 \qquad \textit{(2-53)}$$

ii) Si $1.10\sqrt{k_v E/F_y} \leq h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w} \qquad \textit{(2-54)}$$

iii) Si $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \qquad \textit{(2-55)}$$

Dónde:

$A_w =$ Área del alma, altura total de la sección por el espesor del alma

$h =$ Para perfiles laminados corresponde al espacio entre alas menos el radio entre ala y alma. Para perfiles armados es el espacio entre alas.

i) Para alas sin atiesadores $h/t_w < 260$:

$$k_v = 5 \qquad \textit{(2-56)}$$

ii) Para alas con atiesadores:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \qquad \textbf{(2-57)}$$

Si $a/h > 3$ o $a/h > \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2$

$$k_v = 5 \qquad \textbf{(2-58)}$$

Dónde:

$a =$ Distancia entre atiesadores.

Los factores de reducción que se deben usar son:

$$\phi_v = 0.9\ (LRFD) \qquad\qquad \Omega_v = 1.67(ASD)$$

2.5.3. Vigas Colectoras

Las vigas colectoras son elementos simplemente apoyados entre las girders. Estas reciben las cargas de la losa colaborante y la distribuyen hacia las vigas principales. Al estar simplemente apoyadas, sólo el ala superior queda en compresión, por lo que no tiene problemas de estabilidad global, ya que la placa colaborante funciona como arriostramiento para el pandeo flexo-torsional.

2.5.3.1. Consideraciones Generales

Para efectos de cálculo, el ancho efectivo de la losa de hormigón no se debe considerar mayor a:

a) 1/8 de la luz de la viga entre centro y centro de los apoyos
b) 1/2 de la distancia entre ejes de vigas colectoras adyacentes
c) La distancia al borde de la losa

Durante la construcción, cuándo no se usen alzaprimas la sección de acero por si sola debe tener suficiente capacidad para resistir todas las cargas hasta que el hormigón alcance 75% de su capacidad f_c'.

La placa metálica se ubica con las costillas perpendiculares a las vigas, para este caso debe despreciarse el hormigón bajo el tope superior de la placa en los cálculos.

2.5.3.2. Disposiciones Sísmicas (AISC341-10)

Las vigas colectoras no son parte del sistema resistente principal, por lo que no se consideran los requisitos de la AISC341-10.

2.5.3.3. Flexión

i) Si $h/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$:

M_n se determina a partir de la distribución plástica de esfuerzos para el estado límite de fluencia (momento plástico).

ii) Si $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$:

M_n se determina por la superposición de los esfuerzos elásticos considerando los efectos de arriostramiento, para el estado límite de fluencia (momento de fluencia).

Los factores de reducción que se deben usar son:

$$\phi_b = 0.9\ (LRFD) \qquad\qquad \Omega_b = 1.67\ (ASD)$$

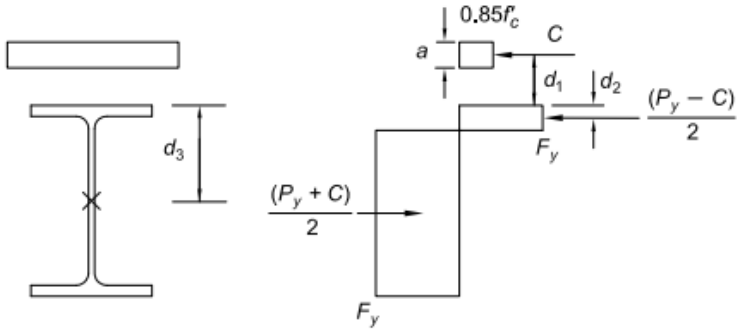


Figura 2-25 Distribución Plástica de Esfuerzos en Viga Colectora

La fuerza de compresión en la losa C corresponde al menor de los siguientes valores:

$$C = A_s F_y \qquad \textbf{(2-59)}$$

$$C = 0.85 f_c' A_c \qquad \textbf{(2-60)}$$

$$V' = \Sigma Q_n \qquad \textbf{(2-61)}$$

$A_c =$ Área de hormigón dentro del ancho efectivo.
$A_s =$ Área de la viga de acero.
$\Sigma Q_n =$ Suma de la resistencia nominal a corte de los conectores de corte entre el punto de máximo momento y el punto de momento cero.

La profundidad del bloque de compresión es:

$$a = \frac{C}{0.85 f_c' b} \qquad \textbf{(2-62)}$$

$b =$ Ancho efectivo de la losa de hormigón.

Una sección totalmente compuesta corresponde al caso en que C es controlado por la fluencia de la viga de acero, o bien por la fuerza de compresión en la losa. En caso contrario una viga parcialmente compuesta es controlada por el número y resistencia de los conectores de corte.

El valor de C determina la posición del eje neutral, que puede estar tanto en el alma de la viga, en el tope superior del perfil de acero o en la losa de hormigón.

El momento nominal queda determinado por:

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \qquad \textbf{(2-63)}$$

$$P_y = A_s F_y \qquad \textbf{(2-64)}$$

2.5.3.4. Transferencia de Carga entre Viga y Losa

El corte horizontal debe ser totalmente transferido entre la losa y la viga a través de conectores de corte. Para la acción compuesta con el hormigón sujeto a compresión debida a flexión, la fuerza nominal de corte V', entre el punto de máximo momento y el punto de momento cero, corresponde al menor valor entre las ecuaciones 2-56, 2-57 y 2-58.

De acuerdo a la AISC-360 los conectores de corte deben cumplir lo siguiente:

- El diámetro de los conectores de corte debe ser menor a 2.5 veces el espesor del ala de la viga, a menos que esté alineado con el alma de la viga, en ningún caso puede ser mayor a 19mm.
- El largo debe ser mayor o igual a 4 diámetros medidos desde el tope superior del ala, hasta el tope superior de la cabeza del conector.
- No deben extenderse más de 38mm sobre el tope superior de la placa colaborante.

- Deben tener al menos 13mm de cobertura.
- Los conectores deben distribuirse uniformemente entre el punto de máximo momento y el punto de momento cero.
- Debe considerarse un recubrimiento mínimo de 203mm entre el eje de los conectores de corte al borde libre en la dirección de la fuerza de corte para hormigón de peso normal y 250mm para hormigón liviano.
- La distancia mínima entre conectores es de 6 diámetros para conectores paralelos a la viga, y de 4 diámetros si están perpendiculares a la viga.
- La separación máxima entre conectores es de 900mm, la placa colaborante debe estar conectada a la viga considerando un espaciamiento que no puede superar 460mm, para esto se usar una combinación de conectores de corte y soldaduras de tapón.

La resistencia de un conector de corte está dada por:

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f_c' E_c} \leq \mathrm{R_g R_p A_{sa} F_u} \qquad \textbf{(2-65)}$$

Dónde:

$A_{sa} =$ Área del conector

$E_c =$ Módulo de elasticidad del hormigón.

$F_u =$ Resistencia mínima a tracción del stud.

$R_g = 1.0$ para:

a) Un conector soldado en una costilla de la placa colaborante perpendicular a la viga.
b) Cualquier número de conectores soldados en fila directamente sobre la viga.
c) Cualquier número de conectores soldados en fila a través de la placa colaborante paralela a la viga y con una razón entre el ancho promedio de la costilla y la altura del trapecio de la placa ≥ 1.5.

$R_g = 0.85$ para:

a) Dos conectores soldados en una costilla de la placa colaborante perpendicular a la viga.
b) Un conector soldado a través de la placa colaborante paralela a la viga y con una razón entre el ancho promedio de la costilla y la altura del trapecio de la placa < 1.5.

$R_g = 0.7$ para tres o más studs soldados en una costilla de la placa colaborante perpendicular a la viga.

$R_p = 0.75$ para:

a) Conectores soldados directamente sobre la viga.
b) Conectores soldados en la losa colaborante con la placa perpendicular a la viga y $e_{mid-ht} \geq 51mm$.
c) Conectores soldados a través de la placa colaborante paralela a la viga.

$R_p = 0.6$ Para conectores con la placa perpendicular a la viga y $e_{mid-ht} < 50mm$.

$e_{mid-ht} =$ Distancia entre el borde del tallo del conector hasta el alma de la placa colaborante, medida a media altura de la costilla y el en la dirección de aplastamiento de la viga.

La siguiente tabla resume los parámetros anteriores:

Tabla 2-10 Parámetros para Calcular Resistencia de los Conectores de Corte [AISC360, 2010]

Condición	R_g	R_p
Sin placa colaborante	1	0.75
Placa colaborante paralela a viga:		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85*	0.75
Placa colaborante perpendicular a la viga.		
Número de studs en la misma costilla:		
1	1	0.6**
2	0.85	0.6**
3 o más	0.75	0.6**
$h_r =$ Altura nominal de la costilla.		
$w_r =$ Ancho promedio de la costilla.		
*Para un stud.		
**el valor puede incrementarse a 0.75 $e_{mid-ht} \geq 51mm$.		

2.5.3.5. Corte

Se determina en base a la resistencia de la sección de acero por sí sola, por lo que aplica el punto 2.5.2.2.

2.5.3.6. Deformaciones

El cálculo de deformaciones debe considerar el efecto combinado de las cargas de construcción sobre la viga de acero por si sola y las cargas de servicio sobre la sección compuesta.

Estudios demuestran que no es práctico realizar cálculos detallados de rigidez, ya que la inercia efectiva obtenida es entre 15 y 30% inferior a la calculada de acuerdo a la teoría elástica.

Las ecuaciones para calcular la rigidez de vigas compuestas se pueden ver en comentario del capítulo I del código AISC-360.

2.5.4. Conexiones Viga-Columna

Las conexiones viga-columna en marcos especiales deben cumplir los siguientes requisitos de acuerdo a las Disposiciones Sísmicas:

- Deben ser capaces de acomodar un ángulo de rotación de $0.04\ rad$.
- La resistencia a flexión de la conexión medida en la cara de la columna debe igualar al menos el 80% de M_p (Resistencia nominal a flexión) al acomodar el ángulo de $0.04\ rad$.
- Deben usarse conexiones totalmente rígidas.
- Se debe cumplir con el requisito de columna fuerte viga débil, para garantizar que las rótulas plásticas se generen en las vigas y no en las columnas. Se permite además que las columnas queden rotuladas en la base.

El comportamiento requerido se rige por la siguiente relación:

$$\frac{\sum M^*_{pcc}}{\sum M^*_{p,exp}} > 1 \qquad \textbf{(2-66)}$$

Dónde:

$\sum M^*_{pcc} =$ Suma de los momentos nominales de la columna (M_{pcc}) sobre y bajo la unión considerando la reducción por carga axial.

$\sum M^*_{p,exp} =$ Suma de los momentos nominales de las vigas en las rótulas plásticas $\sum M^*_{p,exp} = (1.1 * M_{p,exp} + M_{uv})$.

$M_{uv} =$ Momento debido a la amplificación generada por el corte y la distancia entre la rótula plástica y la línea central de la columna.

$M_{p,exp} =$ Momento probable de las vigas tomado como $R_y M_p$.

$M_p =$ $F_y Z$

$R_y =$ Razón entre la fluencia esperada y fluencia nominal, de acuerdo a las Disposiciones Sísmicas para acero A36 el valor es 1.5, para acero a 572 Gr.50 es 1.1.

El requisito de columna fuerte viga débil se puede omitir en cualquiera de los siguientes casos:

a) Columnas en que $P_{uc} < 0.1 P_c$ (carga axial menor al 10% de la capacidad en compresión) cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

   i) La estructura es de un piso o el último piso de una estructura de varios pisos.

   ii) Columnas en que la suma de las capacidades de corte de todas las columnas omitidas del piso es menor al 20% de toda la capacidad de corte del piso y la suma de las capacidades de corte de las columnas omitida en una misma línea de columnas es menor al 33% de la capacidad de corte de esa misma línea de columnas

b) Columnas en cualquier piso que tenga una razón entre la capacidad de corte y el corte requerido 50% mayor que la del piso superior.

La estructura debe ser capaz de resistir cualquier desplazamiento debido a las deformaciones de la conexión

El diseño debe incluir análisis de estabilidad de todo el marco incluyendo efectos de segundo orden.

Existe solo un tipo de conexión precalificada para conectar HSS rellenos con hormigón en marcos especiales, sin embargo es un sistema patentado y sólo sirve para conectar tubos de 16” (406 mm).

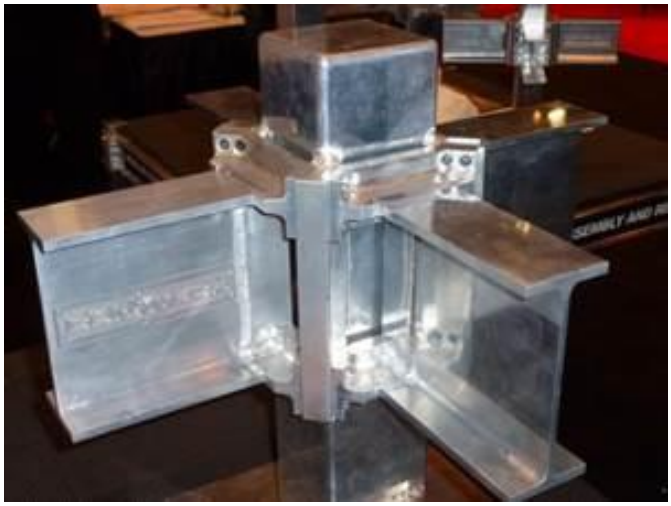


Figura 2-26 Conexión Precalificada ConXtech [Packer, http://www.atlastube.com/…]

En Japón usualmente se utilizan conexiones con diafragma externo o interno.

Figura 2-27 Conexiones Viga-Columna Utilizando Diafragmas [Packer, http://www.atlastube.com/…]

Las Disposiciones Sísmicas establecen que las placas de conexión usadas como diafragmas deben tener al menos el espesor del ala de la viga.

Deben conectarse utilizando soldadura de penetración completa o soldaduras de filetes por 2 lados. Y la resistencia de estas soldaduras debe ser mayor o igual a la resistencia del área de contacto entre la placa y los lados de la columna.

Los diafragmas internos deben tener perforaciones adecuadas para que el hormigón fluya por la columna.

Para efectos de este trabajo se diseñó una conexión apernada asumiendo los requisitos para conexiones precalificadas de la AISC358-10. Se consideraron las limitaciones para conexiones de sección reducida (RBS) y para conexiones con plancha apernada al ala (BFP).

Las limitaciones consideradas para la conexión son:

1) La altura de las viga son puede superar la de un perfil W36 (aproximadamente 920mm).
2) El peso de la viga está limitado a 224kgf/m.
3) El espesor del ala no puede ser mayor a 25mm.
4) La razón entre luz y altura debe ser mayor a 9 en marcos especiales.
5) Las razones de esbeltez para alas y alma son las indicadas en las Disposiciones Sísmicas.
6) La zona protegida es la mayor distancia entre la distancia de la cara de la columna hasta una distancia igual a la altura de la viga a partir desde el perno más alejado de la cara de la columna o hasta el borde más alejado de la sección reducida. En esta zona deben evitarse discontinuidades en las vigas.
7) Para vigas que soportan una losa colaborante con conectores de corte espaciados a un máximo de 300mm lo largo de la luz de la viga, no es necesario proveer arriostramiento lateral adicional en la sección reducida.
8) El momento probable considerado en el cálculo corresponde a la sección reducida.
9) Debe dejarse al menos 25mm de separación entre la cara de la columna y el borde de la losa. Este espacio puede rellenarse con material compresible.

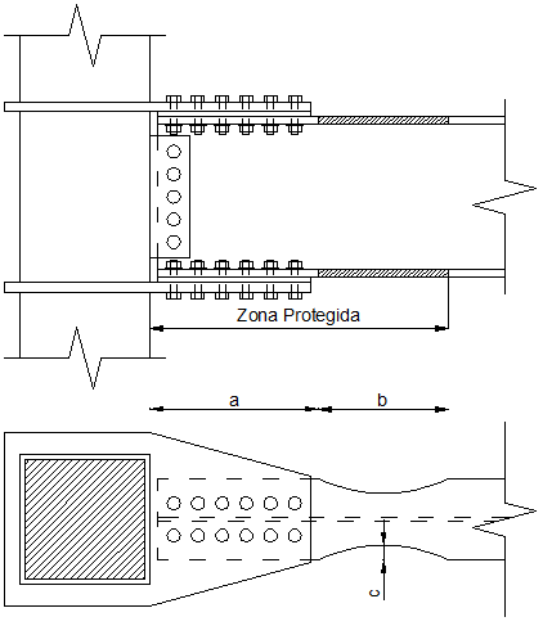


Figura 2-28 Conexión Diseñada

Para efectos de los modelos estructurales el diseño de la conexión fue necesario para ubicar las secciones reducidas. Sólo se calcularon los espesores de placa y número de pernos necesarios para obtener la dimensión "a" de la figura 2-28, las dimensiones b y c se obtuvieron de las especificaciones de la AISC358 para la conexión precalificada con sección reducida.

El diafragma debe ser capaz de evitar el aplastamiento del hormigón en el ala de la viga que queda en compresión y la falla de la pared del tubo en el ala de la viga que queda en tracción.

2.5.4.1. Transferencia de Carga entre Viga y Columna

En el caso de las estructuras en estudio la carga proveniente de las vigas debe ser transferida a las columnas, sin embargo en las columnas, al ser elementos rellenos de hormigón, debe verificarse la transferencia de corte longitudinal entre el acero y el hormigón para que la sección efectivamente trabaje de forma compuesta.

La forma de calcular el valor de la fuerza de corte longitudinal V_r', depende de la ubicación de la carga que se debe transferir, existen 3 casos:

a) Fuerza Externa aplicada a la Sección de Acero

Para este caso el corte se determina mediante la siguiente ecuación:

$$V_r' = P_r(1 - F_y A_s / P_{no}) \qquad \textbf{(2-67)}$$

Dónde:

P_{no} = Resistencia nominal a la compresión axial de la sección compuesta sin considerar efectos de largo, determinada de acuerdo al punto 2.5.1.3.
P_r = Carga externa aplicada a la sección compuesta.

b) Fuerza Externa Aplicada al Hormigón

Cuando la carga se aplica completamente al hormigón, la carga que debe ser transferida a la sección de acero es:

$$V_r' = P_r(F_y A_s / P_{no}) \qquad \textbf{(2-68)}$$

c) Fuerza Externa Aplicada Simultáneamente a Hormigón y Acero

En este caso V_r' corresponde a la fuerza necesaria para lograr el equilibrio dentro de la sección compuesta. Puede ser tomada cómo la diferencia entre la porción de fuerza aplicada directamente al hormigón y la ecuación 2-67, o bien la diferencia entre la porción de fuerza aplicada directamente al hormigón y la ecuación 2-68.

Existen 3 mecanismos para transferir el corte V_r' entre el acero y el hormigón:

a) Aplastamiento

El estado límite de aplastamiento del hormigón por el uso de placas internas dentro de los tubos está dado por la ecuación:

$$R_n = 1.7 f_c' A_1 \qquad \textbf{(2-69)}$$

Dónde:

A_1 = Área cargada de hormigón.

Y se deben usar los siguientes factores de seguridad:

$\phi_b = 0.65\ (LRFD)$ $\qquad\qquad$ $\Omega_b = 2.31\ (ASD)$

b) Conectores de corte

$$R_c = \Sigma Q_{cv} \qquad \textbf{(2-70)}$$

Dónde:

$\Sigma Q_{cv} =$ Suma de las resistencia de corte de studs determinadas.
$Q_{cv} = F_u A_{sa}$
$A_{sa} =$ área del stud
$F_u =$ Tensión última mínima especificada para los studs.

Los factores de seguridad para studs a corte son:

$\phi_v = 0.65\ (LRFD)$ $\qquad\qquad$ $\Omega_v = 2.31\ (ASD)$

c) Interacción Directa entre Acero y Hormigón

Para tubos rectangulares la interacción directa entre el acero y el hormigón está dada por la siguiente ecuación:

$$R_n = B^2 C_{in} F_{in}$$

Dónde:

B = Ancho de la sección rectangular en la cara en que se transfiere la carga.

$F_{in} =$ Tensión nominal de interacción $= 0.06 ksi$
$C_{in} = 2$ si la columna se extiende hacia un lado del punto de transferencia de carga.

$C_{in} = 4$ si la columna se extiende hacia ambos lados del punto de transferencia de carga.

Los factores de seguridad para la interacción directa son:

$\phi = 0.45\ (LRFD)$ $\qquad\qquad$ $\Omega = 3.33\ (ASD)$

2.5.5. Losa Colaborante

La verificación de la losa colaborante se realiza de acuerdo a las especificaciones del Steel Deck Institute SDI-ANSI-C-2011. Sin embargo, estas verificaciones ya han sido

realizadas por los proveedores de placas colaborantes y se encuentran resumidas en sus catálogos.

La siguiente imagen muestra la geometría del panel:

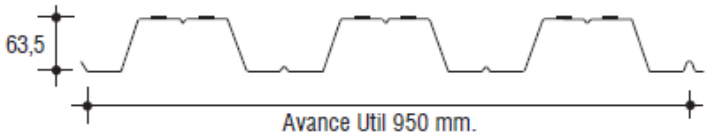


Figura 2-29 Geometría de Placa de Losa Colaborante [Cintac, Catálogo Instadeck]

Se verifica si el panel es capaz de resistir las cargas de peso propio y sobrecarga, para lo que el proveedor entrega la siguiente información:

Tabla 2-11 Sobrecarga Admisible Losa Compuesta [kg/m2] [Cintac, Catálogo Instadeck]

Separación entre apoyos (m)													
Espesor Hormigón Sobre Trapecio (cm)	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
5	2000	1957	1624	1337	1138	949	799	677	578	496	427	369	319
6	2000	2000	1818	1497	1281	1075	905	768	656	563	485	419	363
8	2000	2000	2000	1815	1554	1328	1119	950	812	698	602	521	452
10	2000	2000	2000	2000	1827	1581	1333	1132	968	832	719	622	540
12	2000	2000	2000	2000	2000	1822	1546	1314	1124	967	835	724	628

En el caso de los edificios diseñados, se consideró espesor de 6cm sobre el trapecio del panel, la sobrecarga y el peso propio correspondiente a la sobrelosa suman 400kg/m2 y la separación entre vigas es de 2.44m, por lo que cumple con los requisitos de carga admisible. La tabla 2-11 ya contempla el peso propio de la placa colaborante y el hormigón, esta información se puede encontrar en la tabla 8-1.

Independiente de la tabla anterior se tienen límites para el espaciamiento entre apoyos para controlar deformaciones:

Tabla 2-12 Control de Deformaciones y Condiciones de Servicio [Cintac, Catálogo Instadeck]

Espesor Total	**Distancia Máxima entre Apoyos [cm]**		
Placa + Hormigón [cm]			
11.35	250	306	363
12.35	272	333	395
14.35	316	387	459
16.35	360	441	523
18.35	404	495	587

Para la construcción de las losas se debe verificar si es necesario alzaprimar los panales de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 2-13 Longitud Máxima sin Alzaprimado [cm] [Cintac, Catálogo Instadeck]

	Altura de Hormigón sobre Trapecio [cm]				
Condición de Apoyo	5	6	8	10	12
	209	200	187	175	166
	277	267	250	236	224
	285	274	256	241	229

Para que los apoyos se puedan considerar continuos debe reforzarse con armadura superior en los apoyos intermedios. Considerando separación entre vigas de 2.44m, para los edificios en estudio es necesario reforzar con armadura superior en los apoyos o alzaprimar.

Para evitar agrietamiento por la retracción del hormigón debe añadirse una malla electrosoldada en la parte superior del hormigón. El esquema de instalación de la losa es el siguiente:

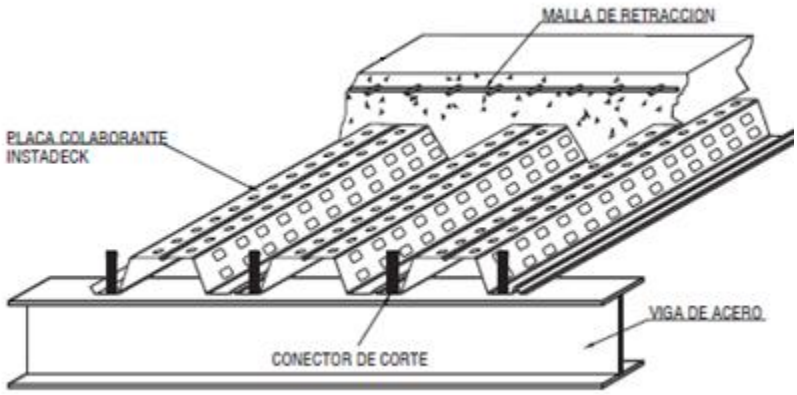


Figura 2-30 Esquema de Instalación (Catálogo Instadeck, Cintac)

2.6. Resultados del Diseño

A continuación se presentan las estructuras obtenidas considerando los parámetros descritos en los subcapítulos 2.1, 2.2 y 2.3, las bases de diseño del subcapítulo 2.4 y los procedimientos de diseño descritos en el subcapítulo 2.6.

2.6.1. Perfiles Requeridos

El diseño se vio controlado en mayor medida por los requisitos de deformaciones, ya que la estructuración con marcos resultó bastante flexible. La NCh.433 limita las derivas de entrepiso a un 2‰, por lo que la selección de perfiles se realizó para aumentar en la mayor medida posible la rigidez de los marcos y poder cumplir este requisito.

Como la geometría de vanos y alturas de entrepiso están fijas, la única forma de aumentar la rigidez de los marcos fue aumentando las secciones de las columnas y de las vigas.

Las columnas se encuentran limitadas por los perfiles comerciales HSS, siendo el más grande el perfil HSS550x22.

Para las vigas colectores se consideraron perfiles doble T laminados W12x16.

Las vigas principales se encuentran limitadas por el requisito de columna fuerte viga débil, sin embargo es posible aumentar la rigidez del marco añadiendo secciones reducidas.

Dadas las limitaciones de diseño, para el caso de los edificios de 16 y 20 pisos no fue posible cumplir con los límites de derivas de entrepiso, por lo que sólo se presentan los resultados para los edificios de 4, 8 y 12 pisos.

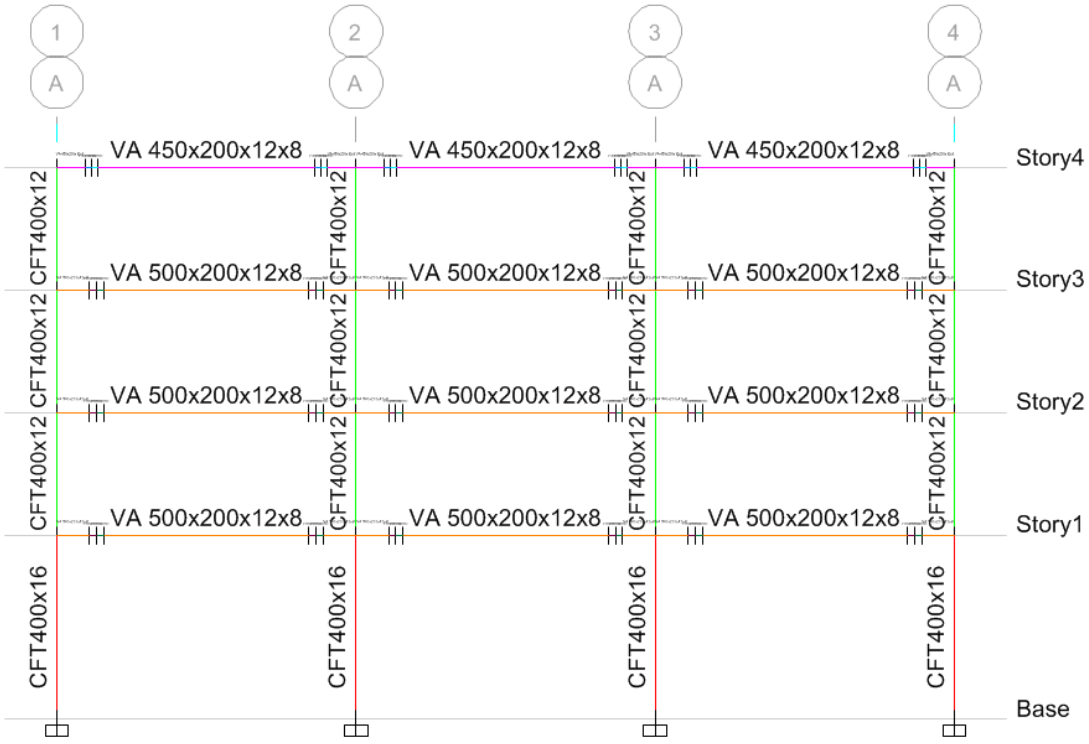


Figura 2-31 Perfiles Edificio 4 Pisos

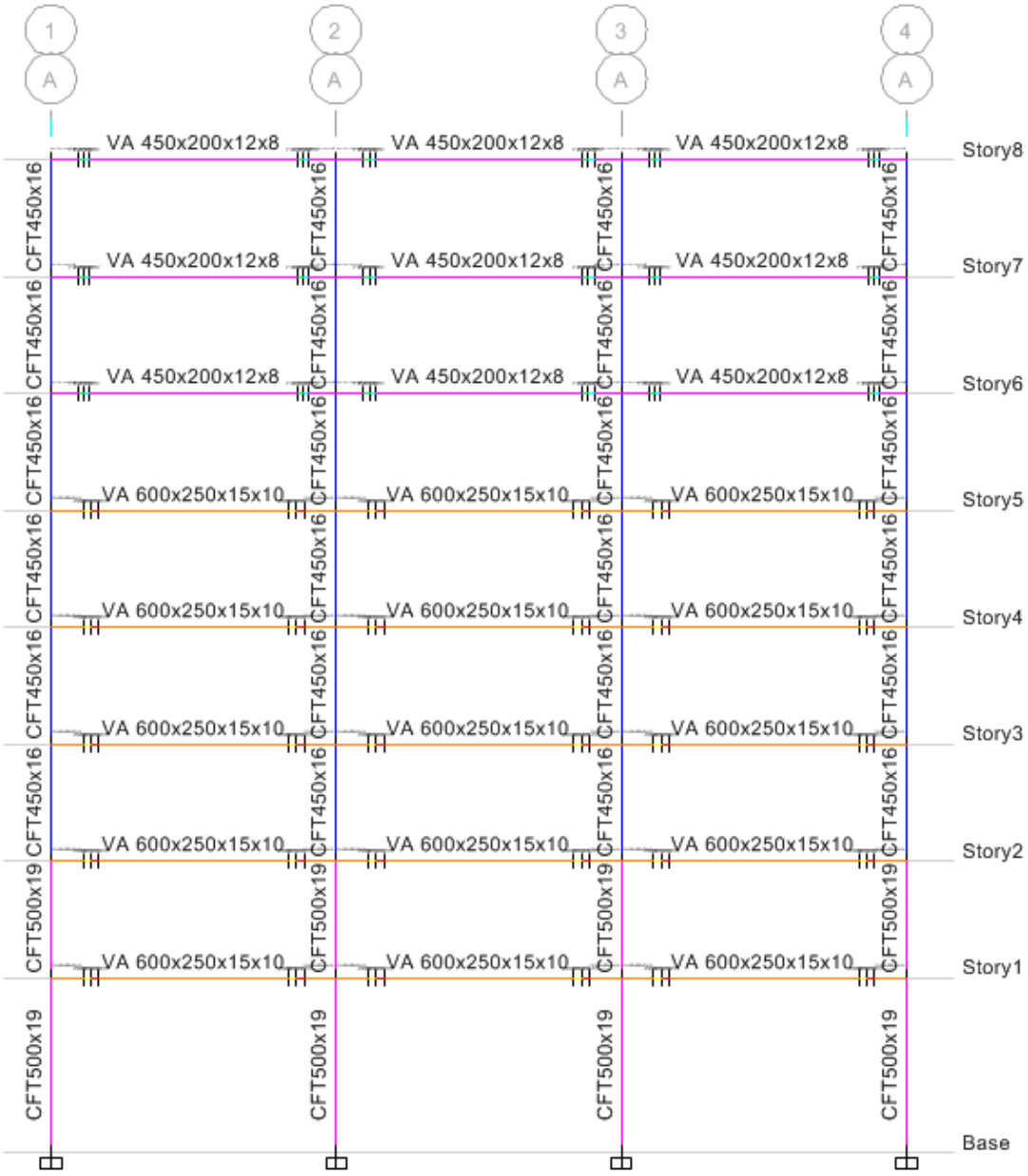


Figura 2-32 Perfiles Edificio 8 Pisos

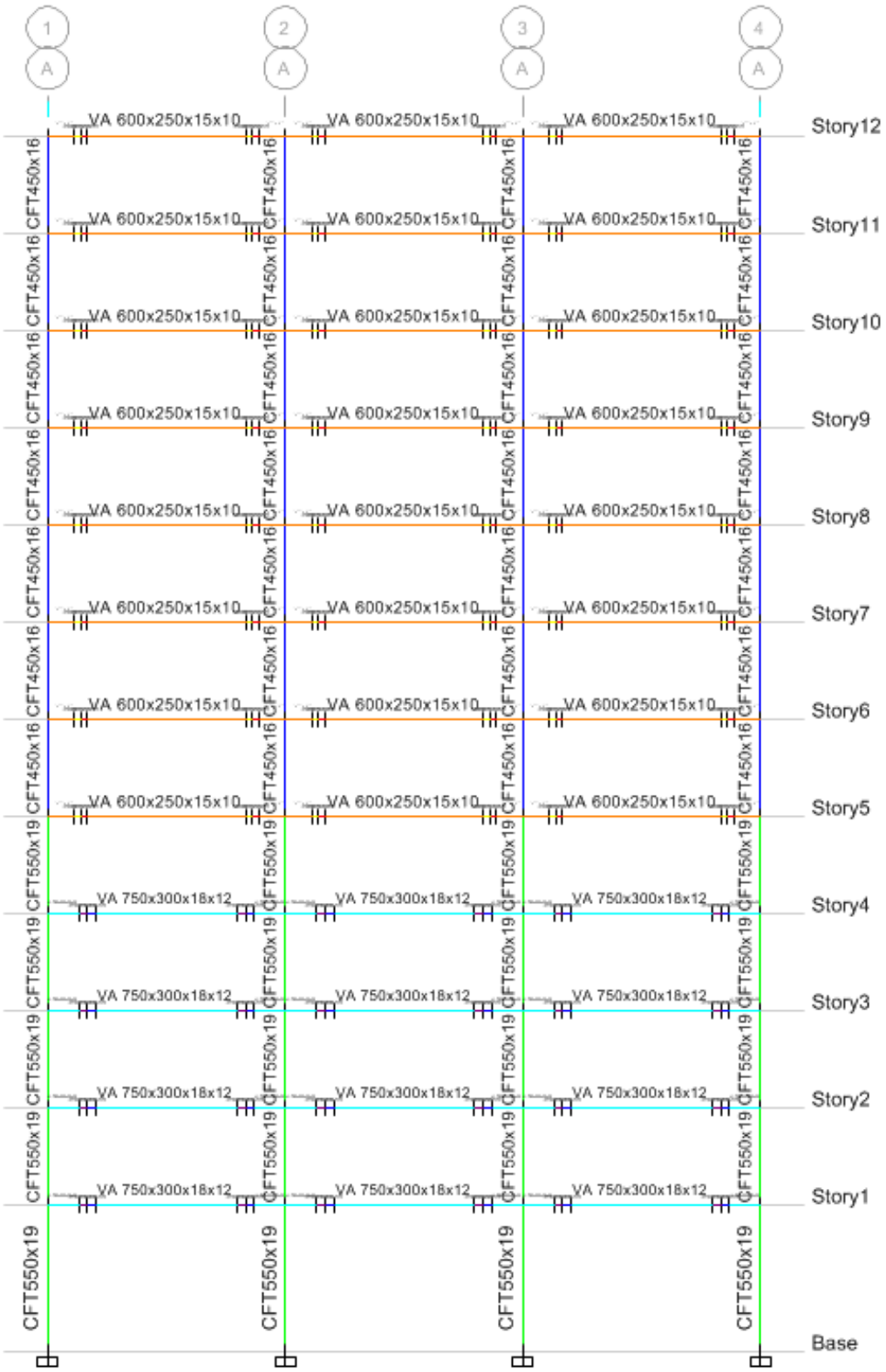


Figura 2-33 Perfiles Edificio 12 Pisos

2.6.2. Secciones Reducidas

Una de las formas para cumplir con la rigidez requerida por los límites de deformación es aumentar el tamaño de la viga, sin embargo como se consideraron marcos especiales, se debe cumplir con el requisito de columna fuerte viga débil, por lo que el tamaño máximo de la viga está limitado por el tamaño máximo de la columna comercial.

Para poder aumentar la rigidez de los marcos y cumplir con el requisito de columna fuerte viga débil se optó por usar secciones reducidas, A continuación se presentan los parámetros obtenidos para las secciones reducidas tras el diseño de conexiones:

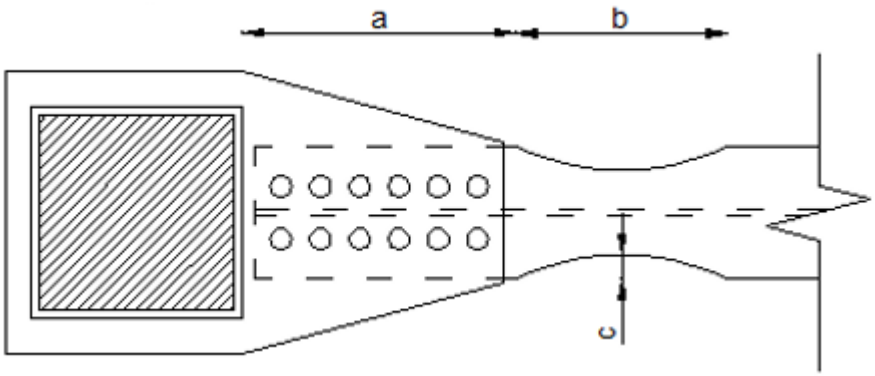


Figura 2-34 Parámetros de Sección Reducida

Tabla 2-14 Parámetros de Sección Reducida

Edificio	Viga	a[mm]]	b[mm]	c[mm]
4 Pisos	450x200x12x8	525	300	40
	500x200x12x8	600	350	30
8 Pisos	450x200x12x8	475	300	40
	600x250x15x10	600	400	50
12 Pisos	600x250x15x10	600	400	50
	750x300x18x12	675	550	75

2.6.3. Peso de Materiales

En la siguiente sección se presenta el peso de los materiales en cada edificio, para evaluar el costo económico del sistema estructural en caso de que se quiera comparar con otro tipo de sistema.

Tabla 2-15 Peso de Materiales por Edificio

N° de Pisos	Peso de Vigas [Tonf]	Peso Acero Columnas [Tonf]	Peso Hormigón Columnas [Tonf]	Peso Columnas [Tonf]	Peso Losa Colaborante [Tonf]	Acero Vigas + Columnas [Tonf]	Peso Total
4	73.6	42.0	93.7	135.6	578.1	115.5	787.3
8	182.8	116.4	236.0	352.4	1156.2	299.2	1691.4
12	348.9	188.2	397.7	585.9	1734.3	537.1	2669.1

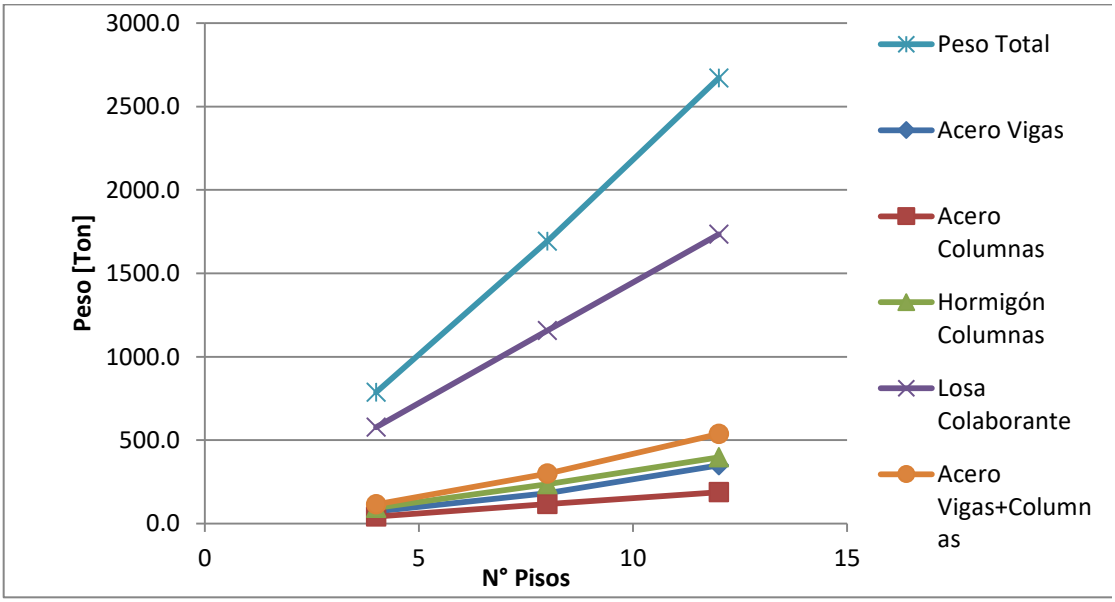


Figura 2-35 Peso de Materiales v/s Número de Pisos

Tabla 2-16 Peso de Acero por m2

N° de Pisos	Área Estructura [m2]	Kg/m2 Vigas	Kg/m2 Columnas	Kg/m2 Total
4	2571.96	28.60	16.31	44.91
8	5143.91	35.54	22.63	58.17
12	7715.87	45.22	24.39	69.61

Se observa que el peso de acero por m2 aumenta a medida que aumenta la altura. Para el edificio de 8 pisos el peso de las columnas por m2 aumenta una cantidad similar al de las vigas, peor en el edificio de 12 pisos se observa que el aumento de los kg por m2 se debe principalmente al aumento en el peso de las vigas.

2.6.4. Resultados de Análisis Sísmico

Tabla 2-17 Períodos

Pisos	Masa Sísmica	Tx	Ty
4	1333.82	0.84	0.86
8	2784.53	1.17	1.20
12	4310.23	1.36	1.40

Tabla 2-18 Corte Sísmico en Dirección X

Pisos	$V_{Elástico}$ [T]	R*	$V_{Reducido}$ [T]	$V_{Mínimo}$ [T]	$V_{Máximo}$ [T]	R**
4	754.5797	8.22	91.78	93.37	196.07	8.08
8	1010.176	9.00	112.27	194.92	409.33	5.18
12	1328.73	9.32	142.61	301.72	633.60	4.40

Tabla 2-19 Corte Sísmico en Dirección Y

Pisos	$V_{Elástico}$ [T]	R*	$V_{Reducido}$ [T]	$V_{Mínimo}$ [T]	$V_{Máximo}$ [T]	R**
4	734.985	8.27	88.86	93.37	196.07	7.87
8	979.248	9.05	108.18	194.92	409.33	5.02
12	1287.09	9.37	137.31	301.72	633.60	4.27

Todos los edificios se encuentran controlados por corte mínimo en ambas direcciones.

2.6.5. Solicitaciones en Columnas

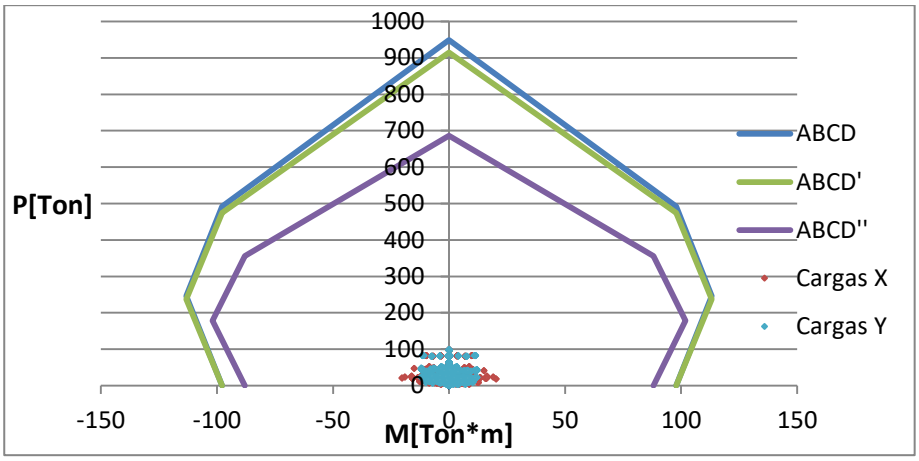


Figura 2-36 Resistencia CFT500x10 Edificio 4 Pisos

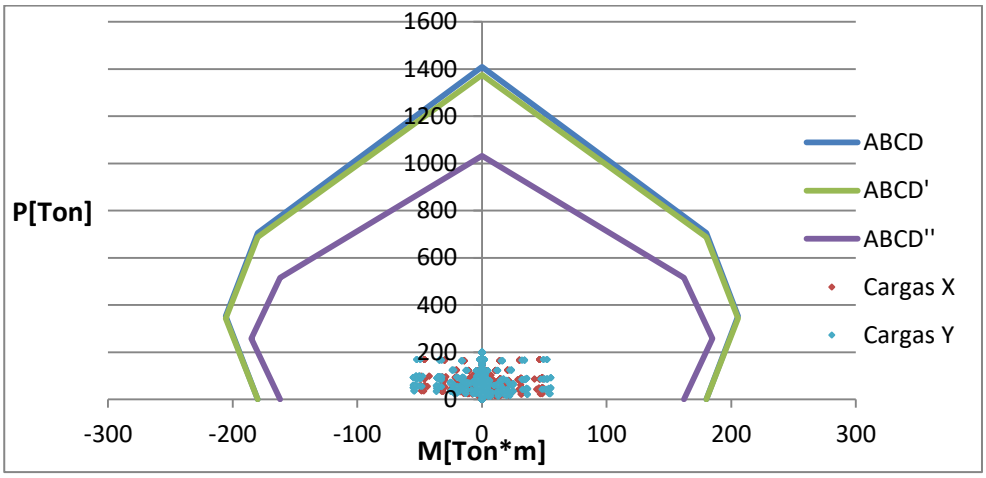


Figura 2-37 Resistencia CFT600x12 Edificio 4 Pisos

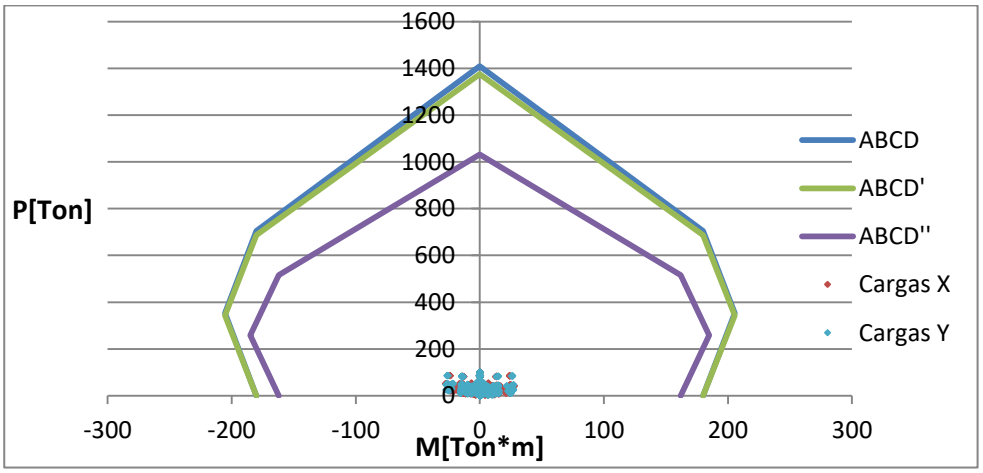


Figura 2-38 Resistencia CFT600x12 Edificio 8 Pisos

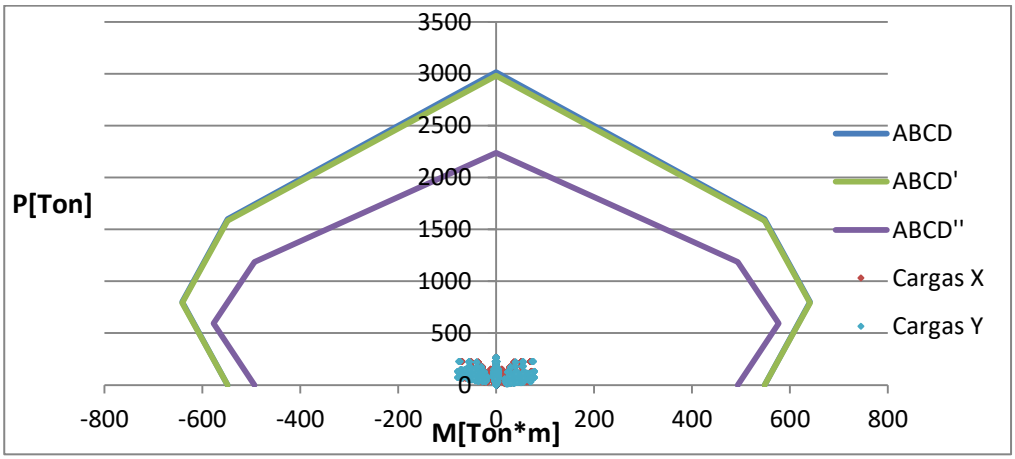


Figura 2-39 Resistencia CFT900x16 Edificio 8 Pisos

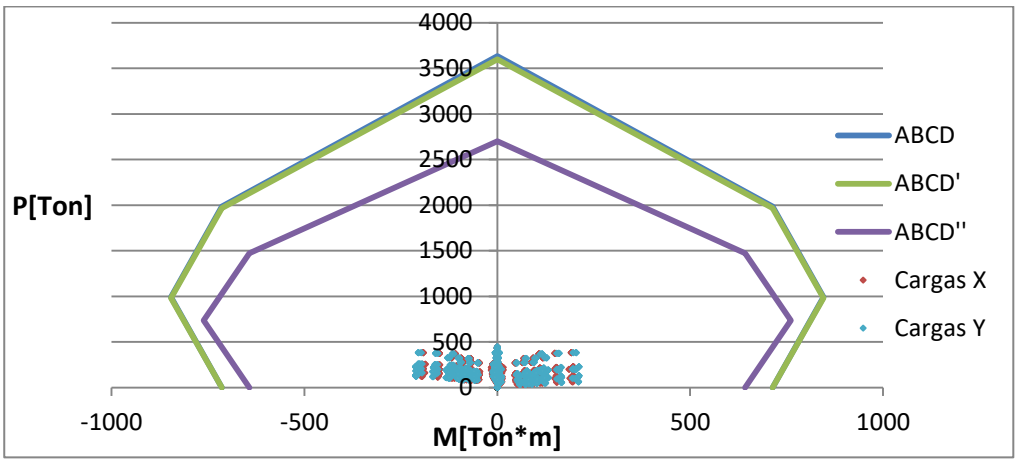


Figura 2-40 Resistencia CFT1000x18 Edificio 8 Pisos

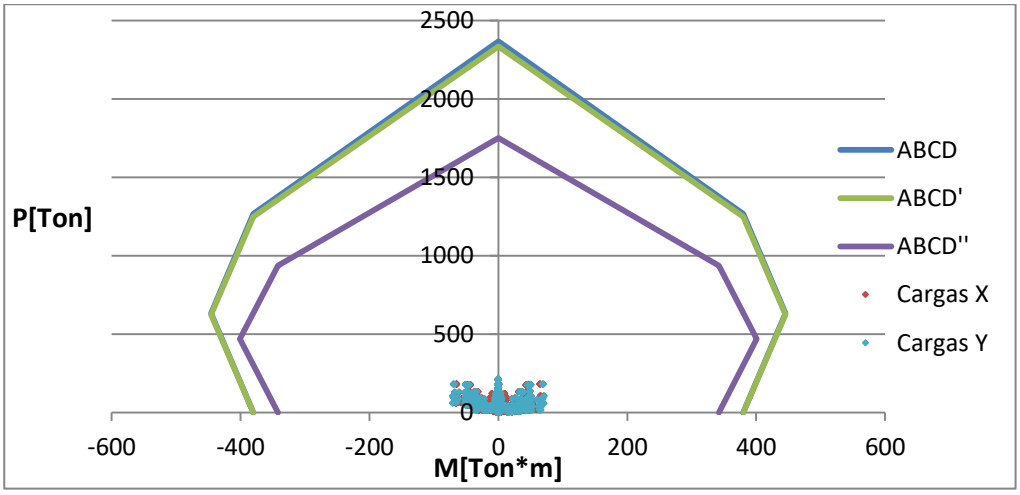


Figura 2-41 Resistencia CFT800x14 Edificio 12 Pisos

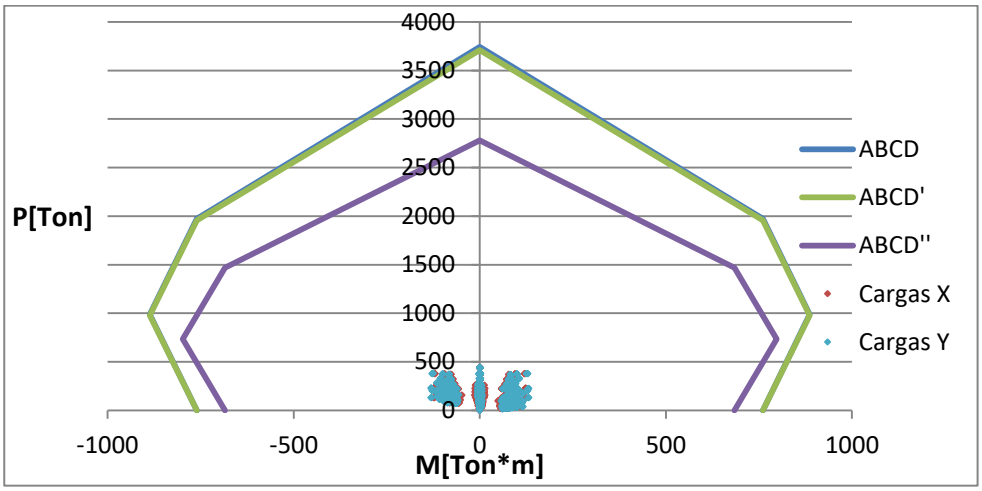


Figura 2-42 Resistencia CFT1000x18 Edificio 12 Pisos

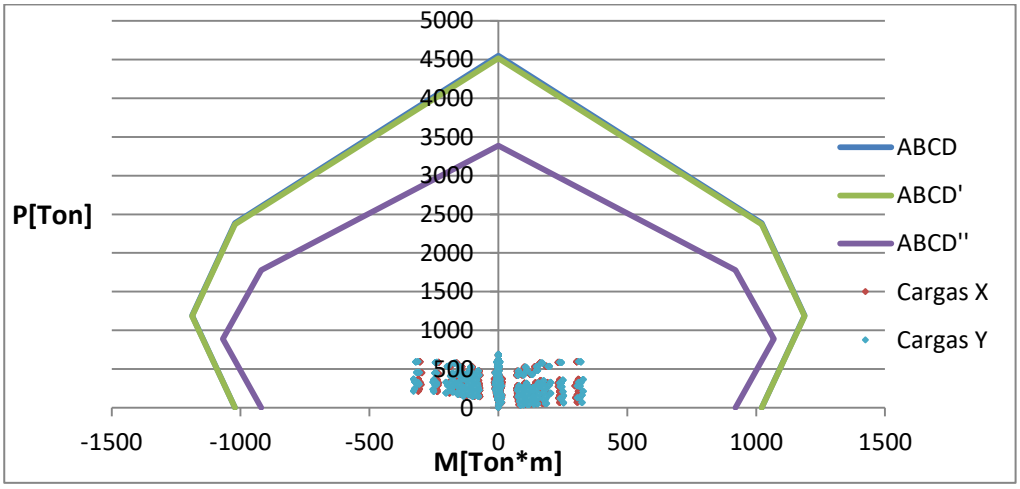


Figura 2-43 Resistencia CFT1100x20 Edificio 12 Pisos

2.6.6. Desplazamientos

En los siguientes gráficos se aprecia que el límite de 2‰ establecido para las derivas de entrepiso es el factor que controla el diseño de las estructuras, por esto las solicitaciones obtenidas en las columnas son muy bajas.

Tabla 2-20 Derivas de CM Edificio 4 Pisos

Piso	Cota [m]	Altura [%]	Deriva en X [‰]	Deriva en Y [‰]
TECHO	13.5	1.000	0.95	1.02
PISO4	10.5	0.778	1.37	1.44
PISO3	7.5	0.556	1.69	1.77
PISO2	4.5	0.333	1.96	2.00
BASE	0	0.000	0.00	0.00

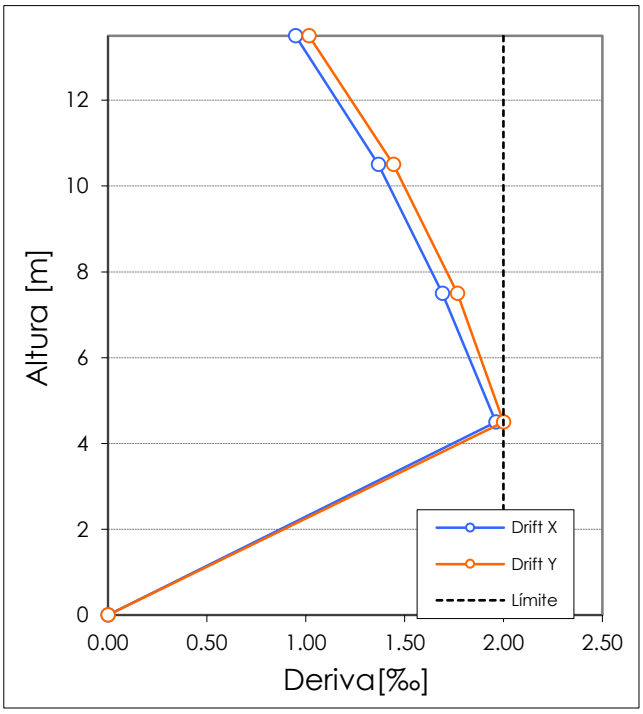


Figura 2-44 Derivas de CM Edificio 4 Pisos

Tabla 2-21 Derivas de CM Edificio 8 Pisos

Piso	Cota [m]	Altura [%]	Deriva en X [‰]	Deriva en Y [‰]
TECHO	25.5	1.000	1.27	1.36
PISO8	22.5	0.882	1.54	1.63
PISO7	19.5	0.765	1.45	1.53
PISO6	16.5	0.647	1.40	1.48
PISO5	13.5	0.529	1.64	1.73
PISO4	10.5	0.412	1.84	1.93
PISO3	7.5	0.294	1.80	1.88
PISO2	4.5	0.176	1.91	1.96
BASE	0	0.000	0.00	0.00

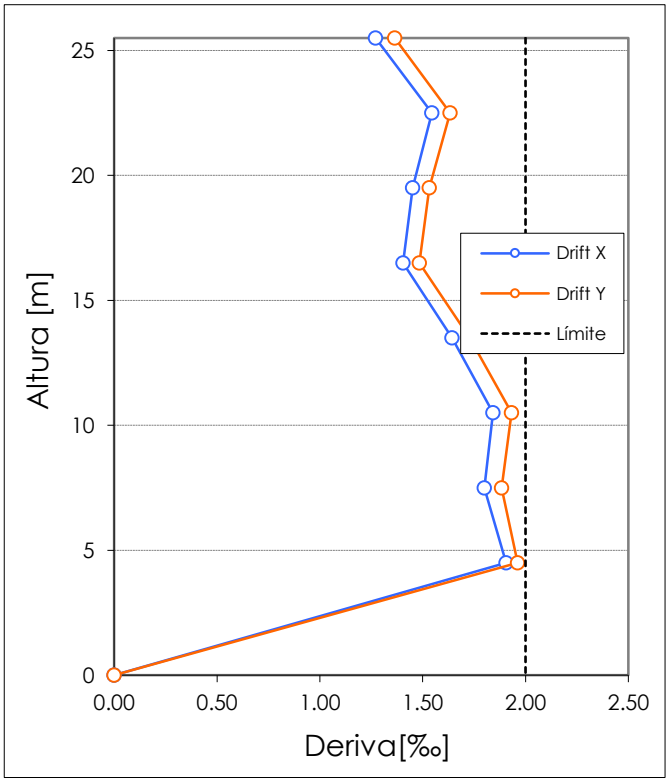


Figura 2-45 Derivas de CM Edificio 8 Pisos

Tabla 2-22 Derivas de CM Edificio 12 Pisos

Piso	Cota [m]	Altura [%]	Deriva en X [‰]	Deriva en Y [‰]
TECHO	37.5	1.000	0.50	0.55
PISO12	34.5	0.920	0.80	0.86
PISO11	31.5	0.840	1.08	1.15
PISO10	28.5	0.760	1.31	1.39
PISO9	25.5	0.680	1.51	1.59
PISO8	22.5	0.600	1.67	1.75
PISO7	19.5	0.520	1.75	1.83
PISO6	16.5	0.440	1.46	1.54
PISO5	13.5	0.360	1.38	1.46
PISO4	10.5	0.280	1.44	1.52
PISO3	7.5	0.200	1.51	1.58
PISO2	4.5	0.120	1.78	1.83
BASE	0	0.000	0.00	0.00

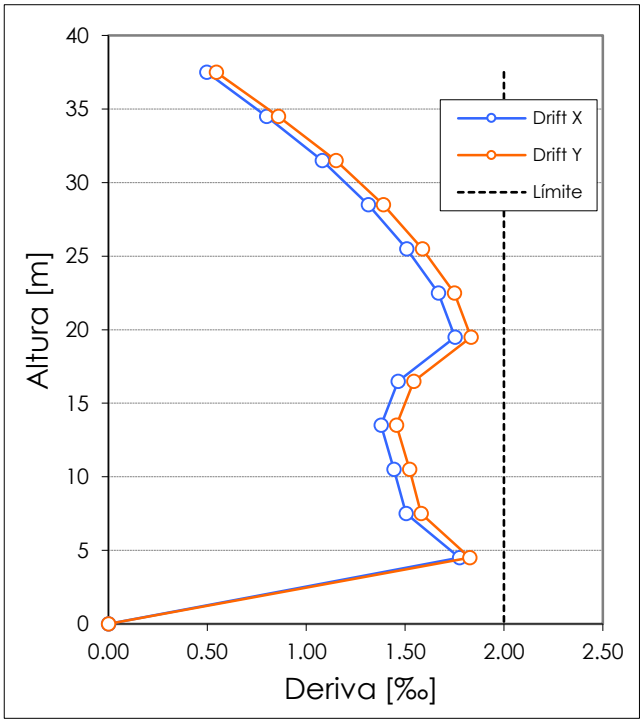


Figura 2-46 Derivas de CM Edificio 12 Pisos

La NCh433 requiere que las derivas máximas de entrepiso medidas en cualquier punto de la planta no sobrepasen en $0.001h$ al desplazamiento relativo entre centros de masa, dónde h es la altura de entrepiso.

Tabla 2-23 Δ Derivas Edificio 4 Pisos

Piso	Cota [m]	Altura [%]	Δ Deriva en X [‰]	Δ Deriva en Y [‰]
TECHO	13.5	1.000	0.102	0.160
PISO4	10.5	0.778	0.120	0.199
PISO3	7.5	0.556	0.125	0.218
PISO2	4.5	0.333	0.563	0.494
BASE	0	0.000	0.000	0.000

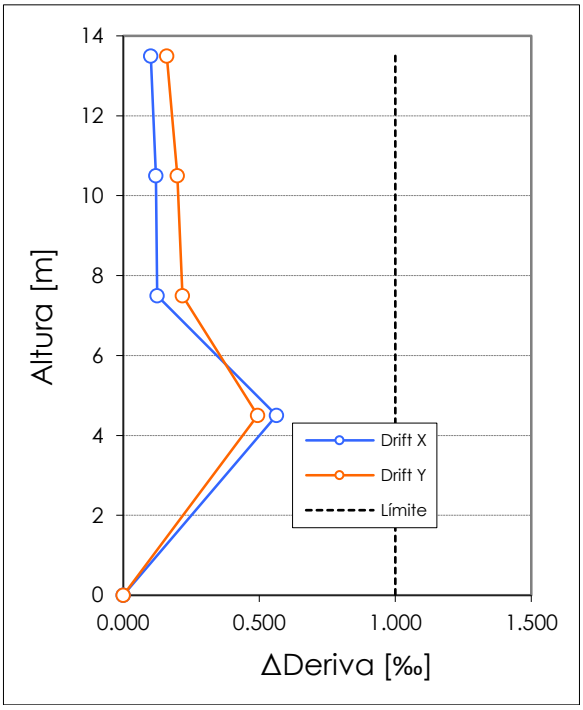


Figura 2-47 Δ Derivas Edificio 4 Pisos

Tabla 2-24 Δ Derivas Edificio 8 Pisos

Piso	Cota [m]	Altura [%]	Δ Deriva en X [‰]	Δ Deriva en Y [‰]
TECHO	25.5	1.000	0.359	0.470
PISO8	22.5	0.882	0.436	0.568
PISO7	19.5	0.765	0.362	0.481
PISO6	16.5	0.647	0.229	0.327
PISO5	13.5	0.529	0.180	0.280
PISO4	10.5	0.412	0.151	0.255
PISO3	7.5	0.294	0.129	0.228
PISO2	4.5	0.176	0.547	0.498
BASE	0	0.000	0.000	0.000

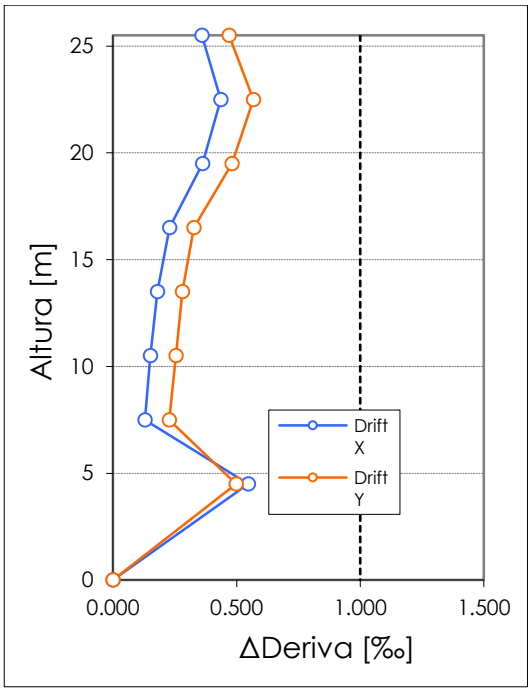


Figura 2-48 Δ Derivas Edificio 8 Pisos

Tabla 2-25 Δ Derivas Edificio 12 Pisos

Piso	Cota [m]	Altura [%]	Δ Deriva en X [‰]	Δ Deriva en Y [‰]
TECHO	37.5	1.000	0.225	0.281
PISO12	34.5	0.920	0.353	0.440
PISO11	31.5	0.840	0.436	0.546
PISO10	28.5	0.760	0.463	0.587
PISO9	25.5	0.680	0.444	0.573
PISO8	22.5	0.600	0.393	0.522
PISO7	19.5	0.520	0.314	0.434
PISO6	16.5	0.440	0.198	0.290
PISO5	13.5	0.360	0.137	0.218
PISO4	10.5	0.280	0.114	0.194
PISO3	7.5	0.200	0.107	0.189
PISO2	4.5	0.120	0.510	0.463
BASE	0	0.000	0.000	0.000

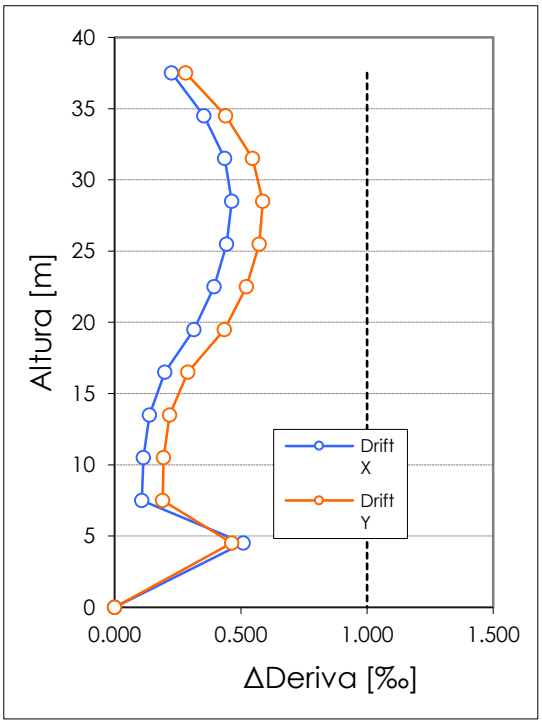


Figura 2-49 Δ Derivas Edificio 12 Pisos

3. Análisis No-Lineal

3.1. Antecedentes

Para el análisis no lineal se utiliza el software OpenSees (Open System for Eartquake Engineering Simulation [McKenna et al, 2000]), un programa de código abierto que permite la creación de modelos de elementos finitos para la evaluación de la respuesta estructural de edificios y suelos ante solicitaciones sísmicas.

Para el análisis no lineal se crea un modelo que busca capturar el comportamiento real de los marcos con columnas compuestas. Se puede realizar un análisis tridimensional de los elementos, en los que usualmente el hormigón se modela con elementos tipo ladrillo, cada uno con 24 grados de libertad y el acero se puede modelar con elementos ladrillo o cáscara, la interfaz entre los distintos materiales debe ser modelada con elementos que reflejen la fricción entre ellos, además deben usarse relaciones no lineales para modelar el pandeo local del acero y relaciones constitutivas tridimensionales para modelar el confinamiento del hormigón. Todo esto genera un costo enorme en recursos computacionales, por lo que generalmente se opta por modelos tipo viga.

La modelación de elementos tipo viga se puede llevar a cabo de 2 formas, mediante elementos de plasticidad distribuida o mediante elementos de plasticidad concentrada. El primer método asume que a lo largo de todo el elemento puede alcanzarse el rango plástico, mientras que el segundo recurre a la definición de rótulas plásticas que concentran las incursiones plásticas en puntos definidos del elemento manteniendo el resto del elemento en el rango elástico.

En la práctica una viga o columna puede llegar al rango plástico en cualquier punto de su largo por lo que lo más cercano a la realidad es utilizar elementos de plasticidad distribuida. Sin embargo, lo tradicional es utilizar modelos de plasticidad concentrada, principalmente porque requieren menores recursos computacionales y es lo que se encuentra disponible en softwares comerciales. Por otra parte, existen abundantes estudios que validan las relaciones constitutivas a utilizar en rótulas plásticas. En particular el uso de rótulas plásticas en la modelación de vigas con sección reducida da muy buenos resultados [Lignos, 2009].

Para este estudio se elaboraron modelos mixtos, con elementos tipo fibra para columnas, elementos completamente elásticos para vigas y rótulas plásticas en secciones reducidas de vigas. Todas las relaciones constitutivas usadas se encuentran validadas experimentalmente.

El análisis no-lineal requerido para obtener los factores de reducción de respuesta es un análisis de cargas incrementales (pushover) para la determinación de la capacidad

de las estructuras diseñadas. Se realizan análisis incrementales con carga uniforme y carga triangular.

En ambos análisis se desprecia el aporte de las rigideces de la losa colaborante y las vigas colectoras, por lo que sólo se modela la estructura principal de marcos con columnas compuestas CFT y vigas doble T con sección reducida, para efectos de simplificar el análisis y para reducir el tiempo de cálculo sólo se modelaron marcos en 2 dimensiones. Las vigas colectoras y losas se ingresan como cargas en la modelación.

3.2. Elemento Viga con Fibras Discretizadas

Este tipo de elementos consiste en una discretización del elemento tipo viga, esto permite definir una relación constitutiva uniaxial para cada fibra, estas relaciones pueden ser no-lineales, por lo que permiten modelar fenómenos como el pandeo local del acero y el agrietamiento y aplastamiento del hormigón.

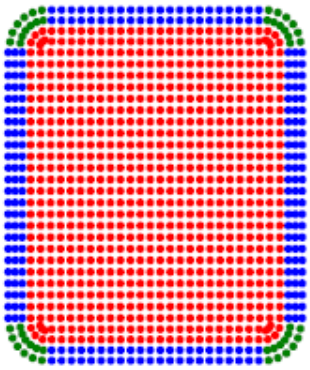


Figura 3-1 Ejemplo de Modelo de Elemento Viga con Fibras Discretizadas

La imagen representa un tubo de acero conformado en frío relleno de hormigón, las fibras de hormigón están en rojo, en azul las fibras de acero y en verde la parte del tubo de acero que cambia sus propiedades al ser conformado en frío.

Los elementos tipo fibra es permiten la creación de modelos con plasticidad distribuida, los cuales a diferencia de los elementos con plasticidad concentrada permiten la incursión en el rango plástico en toda su longitud, tal como sucede realmente en las estructuras. De esta forma el modelo no se encuentra limitado a la definición de rótulas plásticas como en los elementos de plasticidad concentrada en que las características no lineales se modelan solamente en los extremos mientras que la sección se considera elástica entre las rótulas.

Se buscó en la literatura un modelo para columnas CFT con relaciones constitutivas calibradas y validadas para representar el comportamiento real de las columnas CFT, los modelos de materiales escogidos se basaron en el trabajo “Characterization of

Behavior of Steel-Concrete Composite Members and Frames with Applications for Design" [Denavit, 2012]. Las relaciones constitutivas usadas se exponen más adelante.

Existen 3 tipos de elemento de fibra:

a) Basado en Desplazamientos

Tienen como principal incógnita los desplazamientos en los nodos, realizando interpolaciones para obtener las deformaciones del elemento. Es de fácil implementación, pero las interpolaciones usadas para obtener las deformaciones sólo modelan relaciones lineales a lo largo del elemento lo que no permite apreciar el comportamiento real por ejemplo al desarrollarse rótulas plásticas. Además las fuerzas internas calculadas a partir de las deformaciones interpoladas no necesariamente satisfacen el equilibrio.

b) Basado en fuerzas

Tienen como principal incógnita las tensiones del elemento y las fuerzas a lo largo del mismo se calculan con interpolaciones. El elemento satisface el equilibrio de fuerzas en toda su extensión, sin embargo, la curvatura calculada a partir de las interpolaciones puede no ser precisa. Este método permite representar mejor el comportamiento no lineal ya que detecta de forma directa rótulas plásticas, su desventaja es que requiere mayores recursos computacionales

c) Mixto

Este tipo de elemento genera una balance preciso entre la determinación de las curvaturas y la detección de puntos de no linealidad geométrica (rótulas plásticas). Su forma de implementación es compleja y requiere gran cantidad de recursos computacionales. Este tipo de elementos no se encuentra por defecto en OpenSees.

A diferencia del trabajo realizado por Denavit y en favor del tiempo de procesamiento se opta por el elemento basado en fuerzas, el que entrega resultados muy similares al elemento mixto usado en su trabajo.

3.3. Relaciones Constitutivas Cíclicas Uniaxiales

3.3.1. Hormigón

En la literatura existen varias propuestas de curvas de esfuerzo deformación para el hormigón (Kent & Park 1971, Popovics 1973, Tsai 1988, Sheikh & Uzumeri 1980, Hoshimuka et al. 1997, Akiyama et al. 2010). La relación cíclica escogida es la de Chang & Mander (1994) predefinida en OpenSees como "Concrete07" y se basa en

dos de estas curvas mencionadas, las que se definen usando valores normalizados para deformaciones, tensiones y módulos de elasticidad (tangentes):

En compresión:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}} \qquad y = \frac{f_c}{f'_{cc}} \qquad n = \frac{E_c \varepsilon'_{cc}}{f'_{cc}} \qquad \textbf{(3-1)}$$

En tracción:

$$x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{to}}{\varepsilon'_t} \qquad y = \frac{f_c}{f'_t} \qquad n = \frac{E_c \varepsilon'_t}{f'_t} \qquad \textbf{(3-2)}$$

Dónde:

$x =$ Deformación normalizada

$\varepsilon_c =$ Deformación

$\varepsilon_{to} =$ Desfase de la deformación por tracción

$\varepsilon'_{cc} =$ Deformación en el esfuerzo de compresión máximo

$\varepsilon'_t =$ Deformación en el esfuerzo de tracción máximo

$y =$ Esfuerzo normalizado

$f_c =$ Esfuerzo

$f'_{cc} =$ Esfuerzo de compresión máximo

$f'_t =$ Esfuerzo de tracción máximo

$n =$ Módulo de elasticidad normalizado

$E_c =$ Módulo de elasticidad inicial

La primera relación considerada es la de Popovics y se basa en 3 parámetros, módulo de elasticidad inicial(n), esfuerzo de compresión máximo (y) y deformación (x):

$$y = \frac{rx}{r - 1 + x^r} \qquad r = \frac{n}{n - 1} \qquad \textbf{(3-3)}$$

La segunda relación es la ecuación de Tsai y se basa en 4 parámetros, los 3 anteriores más uno que controla el comportamiento después de alcanzar el esfuerzo máximo, r (r_p en tracción y r_n en compresión).

$$y = \frac{n(x)}{D(x)} \qquad D(x) = \begin{cases} 1 + \left(n - \dfrac{r}{r-1}\right)x + \dfrac{x^r}{r-1} & para\ r \neq 1 \\ 1 + (n - 1 + \ln(x))x & para\ r = 1 \end{cases} \qquad \textbf{(3-4)}$$

Para el caso de $r = \frac{n}{n-1}$ Tsai se simplifica en Popovics. Sin embargo, ambas ecuaciones predicen esfuerzos distintos a 0 para deformaciones distintas a 0, por lo que no toman en cuenta los efectos de agrietamiento. Para que el modelo tome en cuenta estos efectos se define una deformación normalizada crítica x_{cr}, a la cual la relación de esfuerzo-deformación es reemplazada por una degradación lineal hasta el esfuerzo 0. Cuando el hormigón alcanza el esfuerzo 0 en tensión durante la degradación lineal, el modelo considera la fibra agrietada y no es capaz de soportar más esfuerzos. De la misma forma, cuando el modelo alcanza el esfuerzo 0 en compresión, el modelo considera que la fibra de hormigón está aplastada y tampoco es capaz de resistir más esfuerzos.

El trabajo de Denavit recomienda utilizar la ecuación de Popovics para efectos de diseño y la de Tsai para modelar el comportamiento. La curva de Tsai es más precisa al modelar el comportamiento de hormigón confinado, ya que el valor de r permite controlar el comportamiento de la curva después de alcanzar la tensión máxima. Para efectos de este trabajo se usa la ecuación de Tsai.

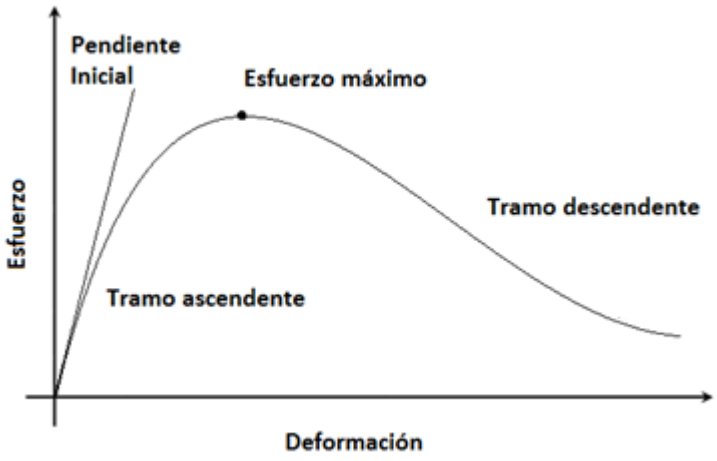


***Figura 3-2 Curva Típica de un Modelo de* Hormigón**

3.3.1.1. Módulo de Elasticidad

Existen varias propuestas para el módulo de elasticidad inicial del hormigón. Para este trabajo se usa la relación simplificada propuesta por la ACI para hormigón de peso normal:

$$E_c[MPa] = 4700\sqrt{f'_c[MPa]} \qquad \textbf{(3-5)}$$

3.3.1.2. Hormigón en Compresión

Se ha demostrado que la deformación del hormigón al alcanzar el esfuerzo máximo para concreto no confinado es una función de la resistencia a la compresión. Chang y Mander (1994) recomiendan utilizar la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_c' = \frac{f_c'[MPa]^{\frac{1}{4}}}{1150} \qquad \textbf{(3-6)}$$

El confinamiento provisto por el tubo de acero en columnas CFT aumenta tanto la resistencia como la ductilidad del hormigón, lo que se puede modelar estimando la presión simétrica de confinamiento f_l basándose en propiedades de los materiales y geométricas de la sección.

Este aumento de la resistencia está asociado al efecto Poisson, pero como el coeficiente de Poisson es mayor en el acero, el tubo se expande a un ritmo mayor que el hormigón de relleno, por lo que el contacto necesario para generar confinamiento no se produce. Sin embargo, a medida que la carga sobre el elemento aumenta, aumenta la microfisuración del hormigón lo que aumenta la tasa de expansión lateral del hormigón hasta que eventualmente se produce el contacto entre las superficies. Experimentos han demostrado que en columnas CFT circulares este efecto ocurre a tiempo para generar un aumento en la resistencia, por lo que aumenta la capacidad en compresión. Para columnas rectangulares no se observa este aumento en la resistencia, en parte debido a la deformación del tubo debido a la presión del hormigón, pero si se observa un aumento en la ductilidad.

Por lo tanto, para columnas CFT rectangulares en el modelo no se considera un incremento del esfuerzo de compresión máximo del hormigón:

$$f_{cc}' = f_c' \qquad \textbf{(3-7)}$$

Para la deformación al alcanzar la compresión máxima se utiliza la ecuación (3-6) de Chang y Mander para hormigón sin confinar. En al valor de r_n que controla el comportamiento de la curva de esfuerzo-deformación al alcanzar el esfuerzo máximo se utiliza la ecuación propuesta por Chang y Mander (1994):

$$r_n = \frac{f_c'[MPa]}{5.2} - 1.9 \qquad \textbf{(3-8)}$$

3.3.1.3. Hormigón en Tracción

Normalmente la resistencia a tracción del hormigón se desprecia, sin embargo el modelo busca acercarse a la realidad y el considerar la resistencia a la tracción ha demostrado mejorar la precisión de los modelos no lineales en elementos compuestos [Gourley y Hajjar 1994]. La forma de la curva de tracción es similar a la usada en compresión tanto para la ecuación de Popovics como la de Tsai, sólo cambian los parámetros usados:

$$f_t'[MPa] = 0.5\sqrt{f_c'[MPa]} \qquad \textbf{(3-9)}$$

$$\varepsilon_t = 1.23\frac{f_t'}{E_c} \qquad \textbf{(3-10)}$$

$$r_p = 4 \qquad \textbf{(3-11)}$$

La deformación crítica x_{cr} a la que el hormigón comienza a degradarse linealmente está dada por:

$$x_{cr} = 2 \qquad \textbf{(3-12)}$$

3.3.1.4. Parámetros del Modelo de Hormigón

La siguiente tabla resume los parámetros usados para el hormigón modelado con la ecuación de Tsai:

Tabla 3-1 Parámetros Modelo de Hormigón

Parámetro	Ecuación	Valor
f_{cc}'	$f_{cc}' = f_c'$	$-250\ [\frac{Kgf}{cm^2}]$
E_c	$E_c[MPa] = 4700\sqrt{f_c'[MPa]}$	$235000\ \left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$
ε_c'	$\varepsilon_c' = \frac{f_c'[MPa]^{\frac{1}{4}}}{1150}$	0.00194
$r_{n,pre}$	$r_n = \frac{f_c'[MPa]}{5.2} - 1.9$	2.9077
f_t'	$f_t'[MPa] = 0.5\sqrt{f_c'[MPa]}$	$25\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$
ε_t	$\varepsilon_t = 1.23\frac{f_t'}{E_c}$	0.000131
r_p	$r_p = 4$	4
x_{cr}	$x_{cr} = 2$	2

Una explicación más detallada de las reglas del modelo de Hormigón usado puede encontrarse en el documento "Nonlinear analysis of T-shaped concrete walls subjected to multi-directional displacements" [Waugh, 2009].

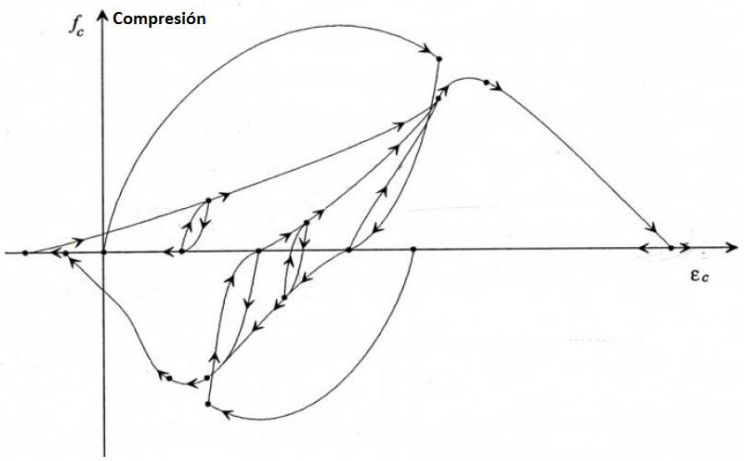


Figura 3-3 Comportamiento Cíclico Completo del Modelo de Hormigón de Chang & Mander [Waugh, 2009]

3.3.2. Acero

Para la relación constitutiva del acero se optó por utilizar un material predefinido en OpenSees como Steel02 [Menegotto & Pinto, 1973], La relación consiste en una serie de reglas de fluencia y endurecimiento que actúan al aumentar la deformación del elemento Este modelo no considera los efectos de pandeo.

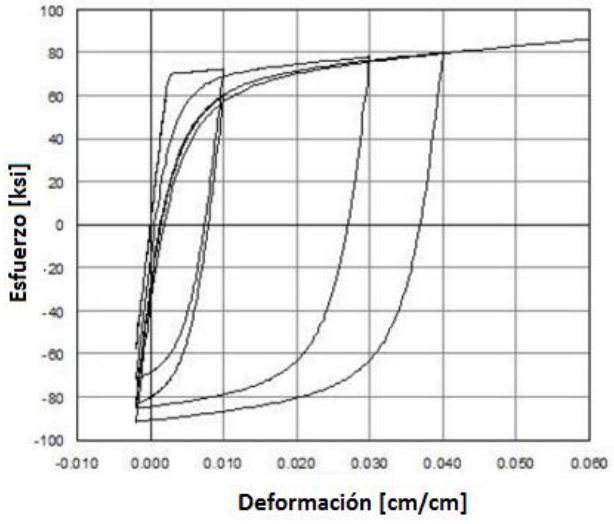


Figura 3-4 Respuesta cíclica de Steel02 [http://opensees.berkeley.edu/]

El modelo Steel02 tiene la siguiente forma:

$$\sigma^* = b\epsilon^* + \frac{(1-b)\epsilon^*}{(1+\epsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \qquad \textbf{(3-13)}$$

Dónde:

$$\epsilon^* = \frac{\epsilon - \epsilon_r}{\epsilon_o - \epsilon_r} \qquad \textbf{(3-14)}$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_o - \sigma_r} \qquad \textbf{(3-15)}$$

En la figura 3-5 se aprecia que la ecuación (3-13) representa una transición suavizada entre las asíntotas a y b con pendientes E_o y E_1 respectivamente. Se observa que los parámetros σ_o, σ_r, ϵ_o y ϵ_r se actualizan luego de cada punto de reversa (B).

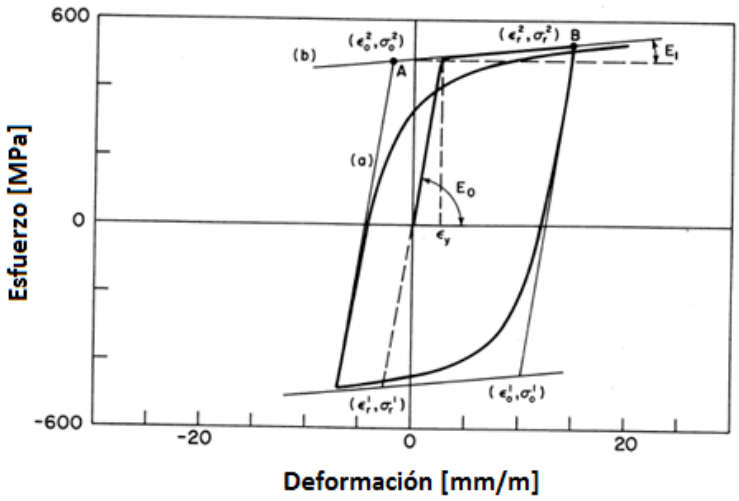


Figura 3-5 Modelo de Steel02 [Filippou et al. 1983]

$\sigma_o =$ Tensión en la intersección de las asíntotas.

$\epsilon_o =$ Deformación en al intersección de las asíntotas.

$\sigma_r =$ Tensión en el último punto de reversa.

$\epsilon_r =$ Deformación en el último punto de reversa.

$b = \frac{E_1}{E_o} =$ Razón de endurecimiento.

$R =$ Parámetro de forma de la transición durante la fluencia.

$$R = R_o - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \qquad \textbf{(3-16)}$$

Los valores R_o, a_1 y a_2 son valores a determinar experimentalmente, R_o es el parámetro R en el primer ciclo y a_1 y a_2 son parámetros de forma. El valor de ξ se puede apreciar en la figura 3-6, y corresponde a la diferencia de deformación entre el punto de intersección de las asíntotas y el punto de descarga.

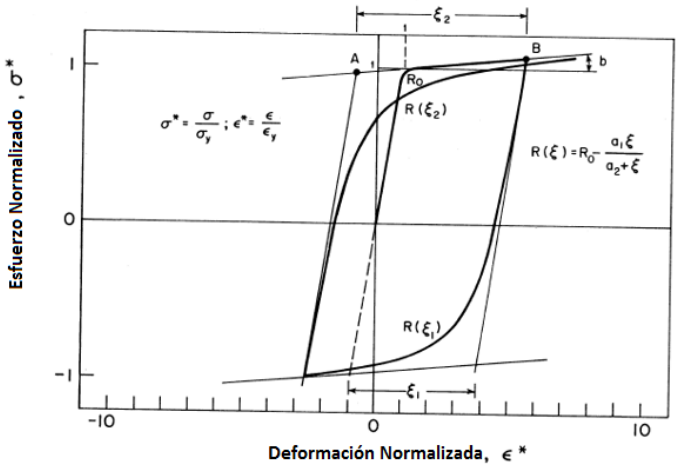


Figura 3-6 Definición de Parámetro de Curvatura R [Filippou et al. 1983]

Se consideran los parámetros por defecto de OpenSees $a_1 = 0$ y $a_2 = 1$, lo que implica que no hay un cambio en la forma de la transición a la fluencia que sea dependiente del punto de reversa del ciclo. Para el valor de R_o se recomienda usar un valor entre 10 y 20.

Las pendientes de las asíntotas corresponden a los módulos de elasticidad pre y post fluencia y se consideran los valores $E_o = 2.04 * 10^6 \frac{Kgf}{cm^2}$ y $E_1 = 0.00896 E_o$, de lo que se deduce que $b = 0.00896$.

3.4. Discretización de la sección

En el modelo planteado por Denavit el número de fibras utilizadas es de 1/30vo del ancho de la sección, por ejemplo para la discretización de la sección de acero de un tubo relleno de hormigón, con H=400mm B=400mm y t=16mm, el número de fibras requerido en su espesor es de:

$$\frac{t}{H/30} = \frac{16mm}{400mm/30} = 1.2 \approx 2 \qquad \textbf{(3-17)}$$

Otros estudios [Kostic and Filippou 2012] han demostrado que usar 1/20vo del ancho de la sección también predice adecuadamente las respuestas inelásticas.

Para reducir el tiempo de análisis se seleccionan fibras de 1/20vo del ancho.

3.5. Rótulas Plásticas en Secciones de Viga Reducida

Con el objetivo de cumplir con el requisito de columna fuerte viga débil para marcos especiales y mantener la rigidez suficiente para cumplir con los límites de desplazamientos de la NCh.433 se opta por usar vigas con sección reducida (RBS o Dog-Bone). La modelación de la rótula plástica se lleva a cabo ubicando un resorte rotacional en la posición de la sección reducida utilizando el modelo de Deterioro Modificado de Ibarra & Krawinkler [Ibarra & Krawinkler, 2005], [Lignos & Krawinkler, 2009].

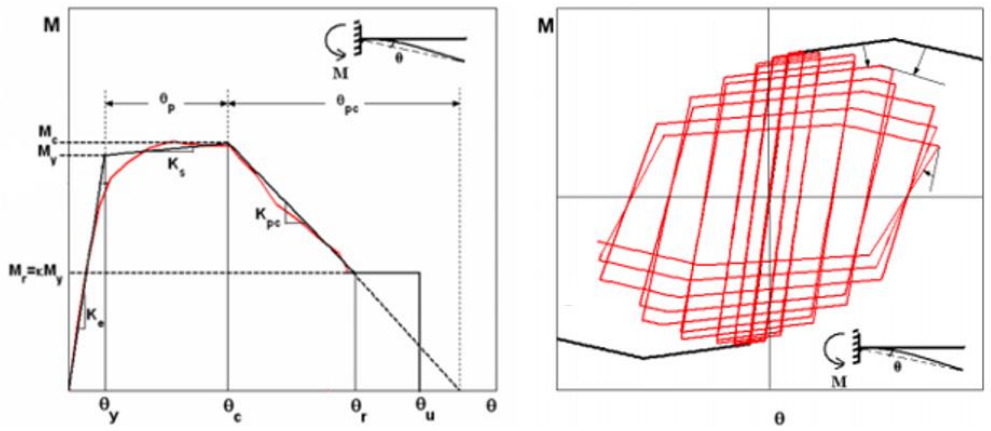


Figura 3-7 Relación Constitutiva Momento-Rotación de Rótula Plástica en Vigas de Sección Reducida [Lignos & Krawinkler 2011]

En la figura 3-7, se aprecia que en el modelo de Ibarra & Krawinkler se definen 4 zonas:

a) Tramo de rigidez inicial

   Corresponde al tramo elástico de la curva entre el punto (0,0) y el punto de fluencia (θ_y, M_y).

b) Tramo de endurecimiento

   Corresponde al tramo entre la fluencia (θ_y, M_y) y el punto de máximo esfuerzo de la curva (θ_c, M_c) y su rigidez se define a partir de los valores de esfuerzo y deformación designados para estos puntos:

$$K_s = \frac{M_c - M_y}{\theta_p} \qquad \textbf{(3-18)}$$

$$\theta_p = \theta_c - \theta_y \qquad \textbf{(3-19)}$$

c) Reducción de resistencia post máximo

Corresponde al tramo entre el punto de máximo esfuerzo (θ_y, M_y) y el de resistencia residual (θ_r, M_r) y su rigidez también queda definida por:

$$K_{pc} = \frac{-M_c}{\theta_{pc}} \qquad \textbf{(3-20)}$$

d) Resistencia residual

Corresponde a la capacidad residual de sección, definida como una fracción de la capacidad inicial y es válida hasta que se alcanza la capacidad de rotación máxima θ_u de la rótula plástica:

$$M_r = \kappa M_y \qquad \textbf{(3-21)}$$

3.5.1. Deterioro Cíclico

La tasa de deterioro cíclico está controlada por el parámetro β_i:

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{i} E_j}\right)^c * D \qquad \textbf{(3-22)}$$

Dónde:

$E_i =$ Energía disipada en el ciclo i.

$\Sigma E_j =$ Energía disipada en todos los ciclos anteriores.

$E_t = \lambda\theta_p M_y = \Lambda M_y =$ Capacidad de disipación de energía.

$c =$ Exponente que define la tasa deterioro cíclico, se recomiendan valores entre 1 y 2, $c = 1$ implica una tasa de deterioro prácticamente constante, mientras que c=2 frena el deterioro en los primeros ciclos y lo acelera en ciclos posteriores.

$D =$ Razón de deterioro cíclico bajo carga positiva o negativa, D.

Hay veces que la aplicación de la carga en una dirección produce mayor deterioro que en la dirección opuesta, por ejemplo en vigas con losas, debido al efecto colaborante, cuando la losa se comprime la capacidad de disipar energía es mayor que cuando la losa se encuentra traccionada y el ala inferior de la viga puede pandear fácilmente en un modo torsional. Cuándo la razón de deterioro es la misma en ambas direcciones D=1, en otros casos se considera D ≤ 1.

Los parámetros deteriorados corresponden a los puntos de fluencia, resistencia máxima y rigidez de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$M_i = (1 - \beta_i) * M_{i-1} \qquad \textbf{(3-23)}$$

$$K_i = (1 - \beta_i) * K_{i-1} \qquad \textbf{(3-24)}$$

3.5.2. Parámetros del modelo

Se usaron los parámetros recomendados por Lignos y Krawinkler y se resumen en las tablas 3-2 y 3-3:

Tabla 3-2 Parámetros Recomendados para Modelo de Degradación de Ibarra & Krawinkler

Parámetro		Valor
M_c/M_y	Razón entre momento máximo y momento de fluencia de la sección	1.1
κ	Razón de resistencia residual	0.4
θ_u	Capacidad de rotación última	0.00194
D	Razón de deterioro cíclico bajo carga negativa o positiva	1
c	Exponente de aceleración de la tasa de deterioro cíclico	1

El trabajo de Lignos y Krawinkler plantea ecuaciones empíricas para la obtención de los parámetros que permiten ajustar los modelos de degradación a cada sección doble T, estas ecuaciones se encuentran en [Lignos & Krawinkler, 2011] y además se integran en una herramienta web cuya dirección se encuentra en las referencias. Los parámetros obtenidos para las secciones reducidas de cada viga son:

Tabla 3-3 Parámetros Calibrados para Cada Sección Reducida para el Modelo de Degradación de Ibarra & Krawinkler

Viga	$\theta_p\ [rad]$	$\theta_{pc}\ [rad]$	$\Lambda\ [rad]$
VA450x200x12x8	0.034	0.151	0.901
VA500x200x12x8	0.03	0.143	0.795
VA600x250x15x10	0.027	0.15	0.874
VA750x300x18x12	0.023	0.149	0.864

3.5.3. Modificación de la Rigidez

Las vigas de la estructura están compuestas por resortes rotacionales correspondientes las secciones reducidas y elementos elásticos conectados en serie. Por lo tanto, las propiedades estructurales de estas vigas son una combinación de las propiedades de los subelementos mencionados. De esta forma la rigidez de la viga se relaciona con la rigidez del resorte K_s y la rigidez del elemento elástico K_{bc} a través de la siguiente ecuación:

$$K_{viga} = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{bc}}} \qquad \textbf{(3-25)}$$

Las elecciones analíticas evidentes son $K_{bc} = \infty$ o $K_s = \infty$, sin embargo debido a los métodos numéricos usados por OpenSees, una rigidez infinita para el elemento elástico, concentraría todas las deformaciones en el resorte de la rótula plástica y no permitiría variar la rigidez de la rótula, que es dependiente del gradiente de momentos de la viga. Por otra parte, todo el amortiguamiento sería asignado a las rótulas plásticas.

Rigidez infinita en el resorte rotacional no permitiría definir las ecuaciones constitutivas de la rótula plástica además de generar problemas de inestabilidad numérica.

Para solucionar estos problemas se escoge una rigidez para el resorte rotacional n veces mayor a la del elemento elástico:

$$K_s = n * K_{bc} \qquad \textbf{(3-26)}$$

El valor de n debe ser un número mayor a 1. Para este estudio se escogió un valor de $n = 10$. De este modo la rigidez del elemento elástico se puede expresar en función de n y de la rigidez de la viga:

$$K_{bc} = K_{viga} * \frac{(n+1)}{n} \qquad \textbf{(3-27)}$$

Esto permitirá que el amortiguamiento sea asignado al elemento elástico y por otra parte todas las características de todas las propiedades plásticas y de deterioro de la rótula plástica se tomarán en cuenta.

3.6. Amortiguamiento

La disipación de energía que no es capturada por las curvas de histéresis debe incluirse en los modelos no-lineales. Para esto se considera amortiguamiento viscoso de tipo Rayleigh, el que formula la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez:

$$[c] = \alpha[M] + \beta[K] \qquad \textbf{(3-28)}$$

Esta formulación permite definir una razón de amortiguamiento en función de las frecuencias de la estructura. Tradicionalmente se recomienda considerar las primeras frecuencias de vibración y una razón de amortiguamiento d entre 2% y 5% [FEMA P695, 2009]. Para estructuras de acero se recomienda usar $d = 2\%$, lo que es aplicable en este estudio, ya que se espera que la mayor disipación de energía se produzca en las vigas.

Los valores de α y β considerando los 2 primeros modos de las estructuras se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = 2d * \frac{w_1 * w_2}{w_1 + w_2} \qquad \textbf{(3-29)}$$

$$\beta = \frac{2d}{w_1 + w_2} \qquad \textbf{(3-30)}$$

OpenSees permite asignar amortiguamientos distintos a diferentes elementos, por lo que para las vigas con sección reducida cuya rigidez se modificó en $\frac{n+1}{n}$ veces, debe

modificarse también el factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez en $\frac{n+1}{n}$ veces [Ibarra & Krawinkler, 2005]

3.7. Limitaciones de los Modelos

Si bien los modelos no lineales utilizados buscan representar el comportamiento de los materiales y elementos de la forma más ajustada a la realidad posible, no se modelaron todos los efectos y sobretodo se desconoce el punto real de falla de cada estructura.

Es los análisis incrementales y tiempo historia realizados es posible definir un punto en el que se forman los mecanismos de colapso al generarse cierta cantidad de rótulas plásticas, pero hay otros factores que influyen en el colapso de una estructura, por ejemplo la capacidad de rotación de las conexiones. Estos mecanismos de colapso alternativos deben verificarse en una segunda etapa al procesar los resultados de los análisis.

4. Determinación de la Capacidad

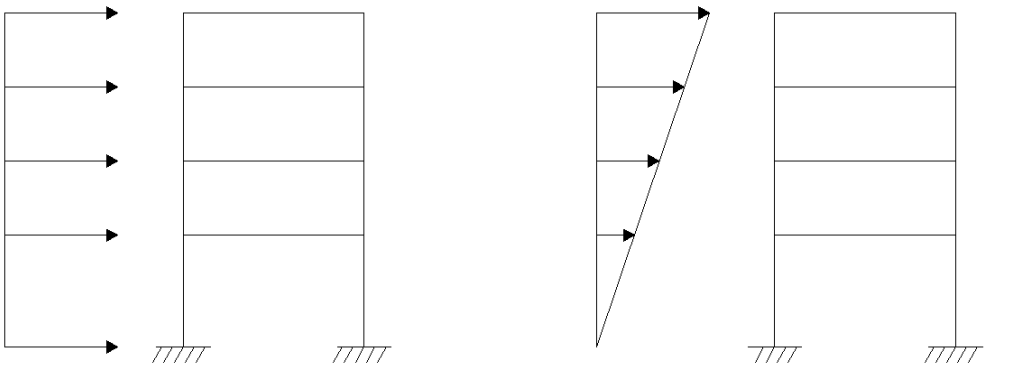
4.1. Antecedentes

Como se mencionó en el capítulo anterior, los modelos no lineales considerados para el análisis se simplificaron a marcos de 2 dimensiones. Para determinar la capacidad de desarrollar desplazamientos y de resistir cargas laterales se realizaron análisis incrementales estáticos (pushover) utilizando el software OpenSees.

Los análisis incrementales estáticos consisten en la aplicación de un patrón de cargas de forma monotónica, es decir que aumenta su magnitud gradualmente en el tiempo. Se realizaron 2 tipos de análisis incrementales:

- Distribución uniforme (UNI)
- Distribución triangular invertida (TRI)

El motivo para usar la distribución uniforme es que estima apropiadamente una cota superior para el corte basal registrado durante la respuesta dinámica, mientras que la distribución triangular invertida se usa para estimar fuerzas internas y desplazamientos laterales máximos. En otros estudios se utiliza también una distribución de carga en base al primer modo fundamental de vibración, bajo el supuesto que la respuesta estructural es controlada por este modo, sin embargo, lo resultados entregados por esta distribución de carga son muy similares a los de la distribución triangular.



a) Carga Uniforme (UNI) b) Carga Triangular Invertida (TRI)

Figura 4-1 Distribuciones de Carga Lateral para Análisis Incremental Estático

4.2. Criterios de Falla

OpenSees no permite definir criterios de falla para las relaciones constitutivas de los materiales, por lo que al análisis incremental continúa hasta un desplazamiento determinado previamente. Como criterio general se consideró realizar los análisis hasta llegar a un desplazamiento de techo igual al 10% de la altura. Este criterio probó ser suficiente para que los modelos alcanzaran su corte basal máximo y degradación de la resistencia mayor a 20%.

La degradación del 20% de la resistencia es usualmente tomada como el punto de falla de los edificios, por lo que consecuentemente el desplazamiento último se calcula como el desplazamiento obtenido en este punto:

$$\delta_u = \delta(0.8V_{max}) \qquad \textbf{(4-1)}$$

4.3. Simplificación Bilineal

Se añaden a las curvas de capacidad incremental obtenidas, idealizaciones de estas mismas simplificadas a modelos bilineales. Esto permite identificar fácilmente un límite global de fluencia entre el comportamiento lineal y el no lineal. Para la generación de la idealización de las curvas se consideraron los siguientes criterios:

a) La pendiente de la recta en el rango elástico es la misma a la de la curva real obtenida de los modelos.

b) El nivel de deformación último δ_u es el mismo en ambas curvas

c) El área bajo ambas curvas es la misma, es decir, la energía disipada en ambos casos es la misma.

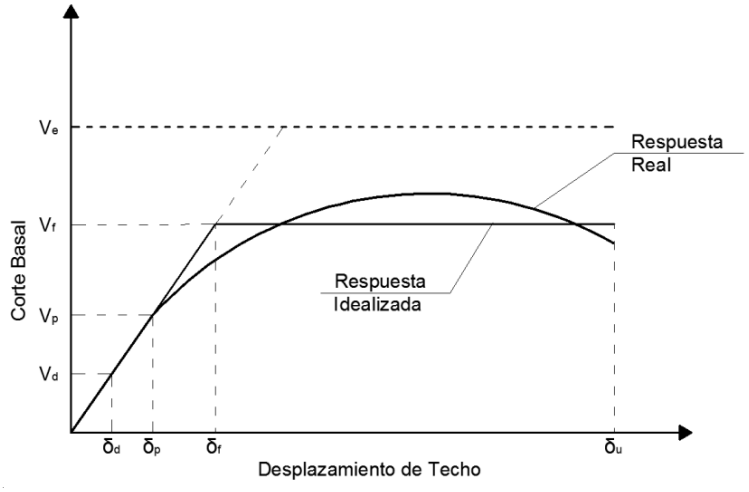


Figura 4-2 Curva de Comportamiento Típica de Estructura

V_e = Máximo corte basal que desarrolla la estructura si el comportamiento fuese elástico, en este caso se considera como el corte elástico determinado mediante análisis modal espectral de la NCh.433.

V_f = Corte basal en el límite global de fluencia.

V_p = Corte basal en la primera fluencia de la estructura.

V_d = Corte basal de diseño de acuerdo a la NCh.433.

δ_u = Desplazamiento último de techo, de acuerdo a ecuación (4-1)

δ_f = Desplazamiento en el límite global de fluencia.

δ_p = Desplazamiento en la primera fluencia.

δ_d = Desplazamiento obtenido con las cargas de diseño.

4.4. Capacidad Sísmica

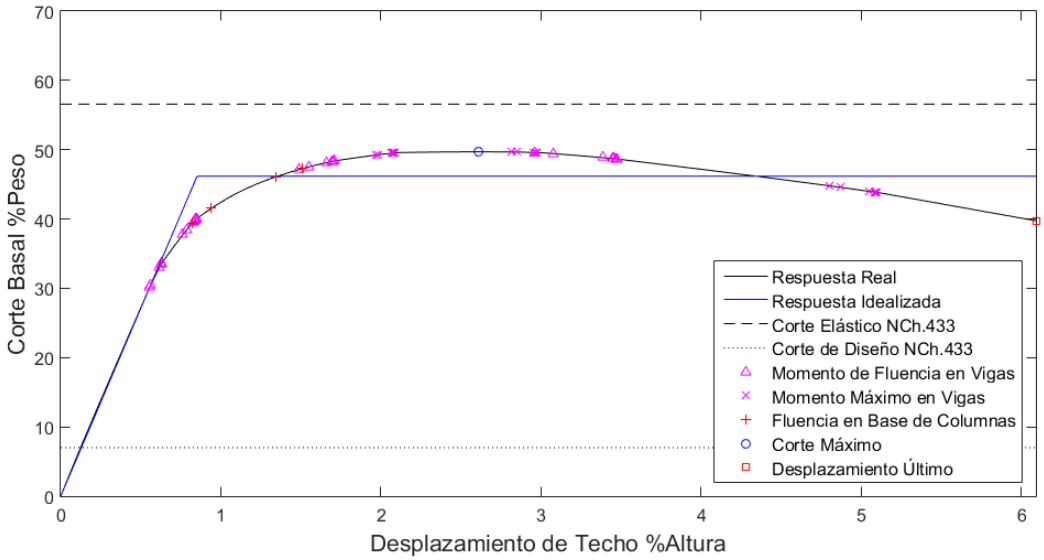


Figura 4-3 Curva de Capacidad Edificio 4 Pisos (UNI)

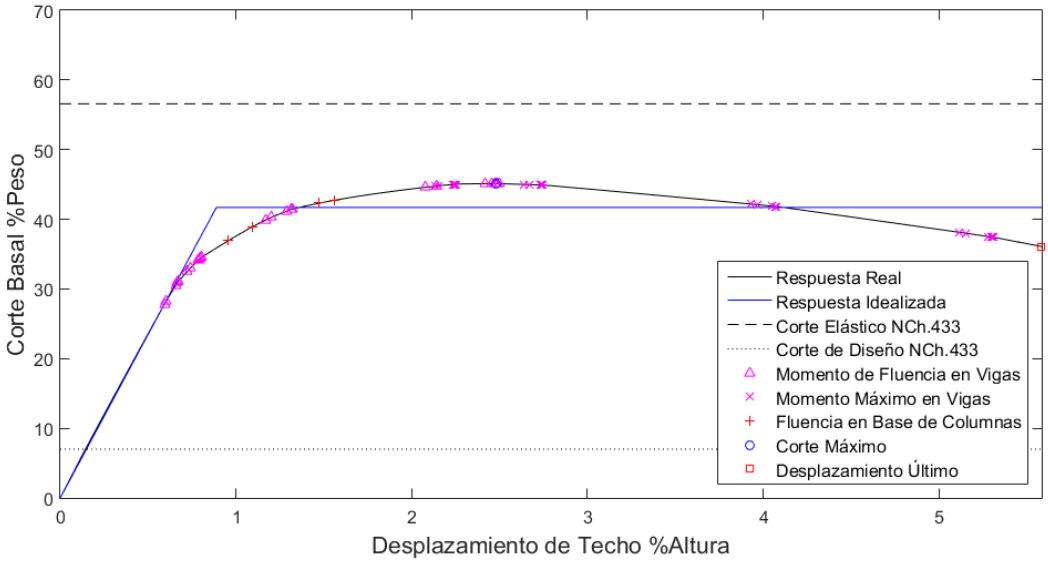


Figura 4-4 Curva de Capacidad Incremental Edificio 4 Pisos (TRI)

Tabla 4-1 Resultados de Análisis de Carga Incremental Edificio 4 Pisos

Carga	V_{max}	V_e	V_f	V_p	V_d	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
	$[\%P]$					$[\%H]$			
UNI	49.691	56.570	46.174	30.127	7.000	6.093	0.852	0.556	0.126
TRI	45.123	56.570	41.697	27.827	7.000	5.585	0.888	0.593	0.145

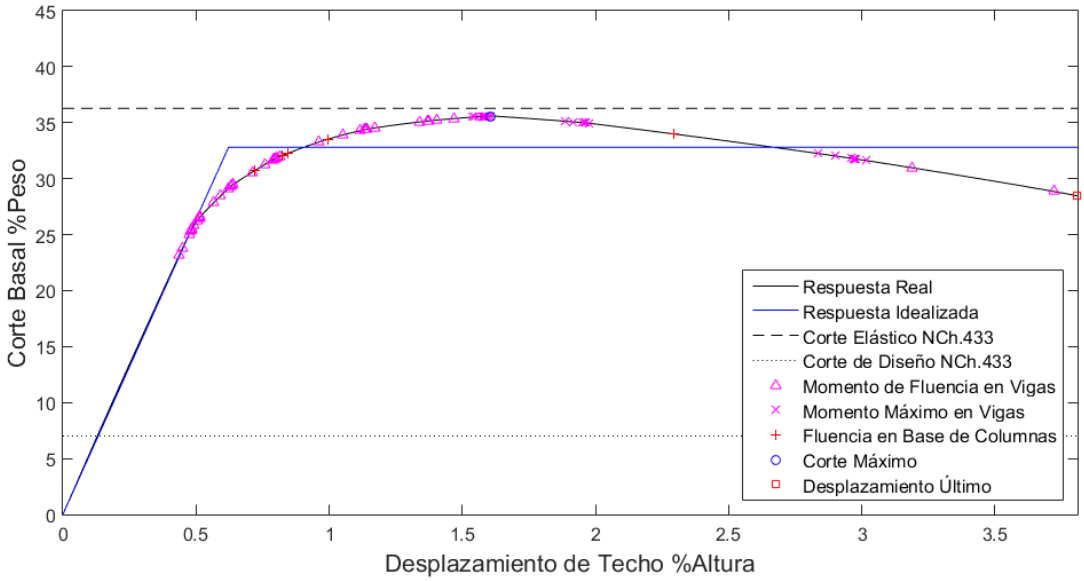


Figura 4-5 Curva de Capacidad Edificio 8 Pisos (UNI)

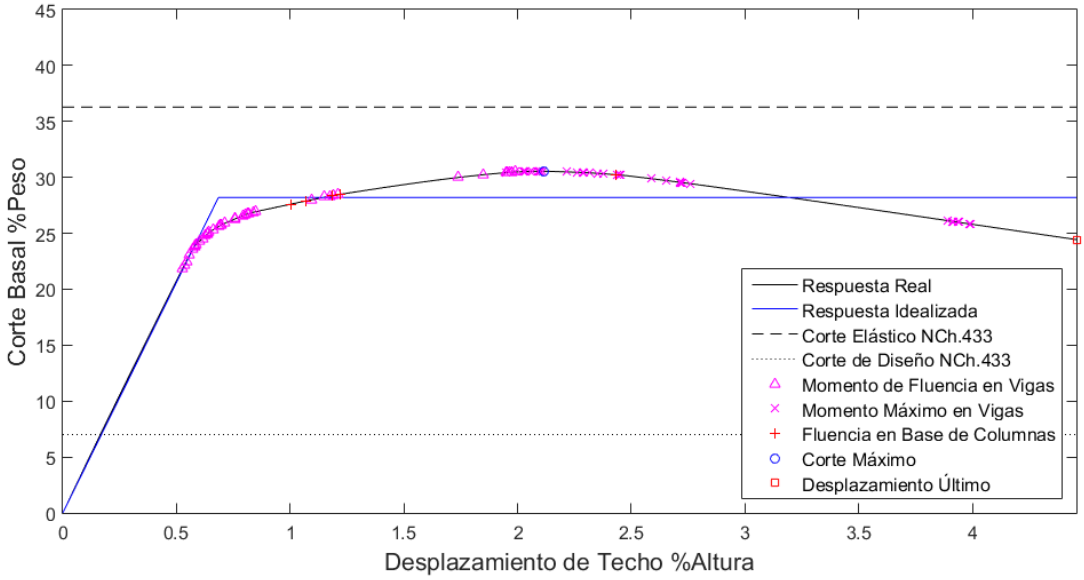


Figura 4-6 Curva de Capacidad Incremental Edificio 8 Pisos (TRI)

Tabla 4-2 Resultados de Análisis de Carga Incremental Edificio 8 Pisos

Carga	V_{max}	V_e	V_f	V_p	V_d	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
	$[\%P]$					$[\%H]$			
UNI	35.584	36.280	32.799	25.032	7.000	3.810	0.622	0.475	0.130
TRI	30.547	36.280	28.199	23.525	7.000	4.457	0.684	0.571	0.167

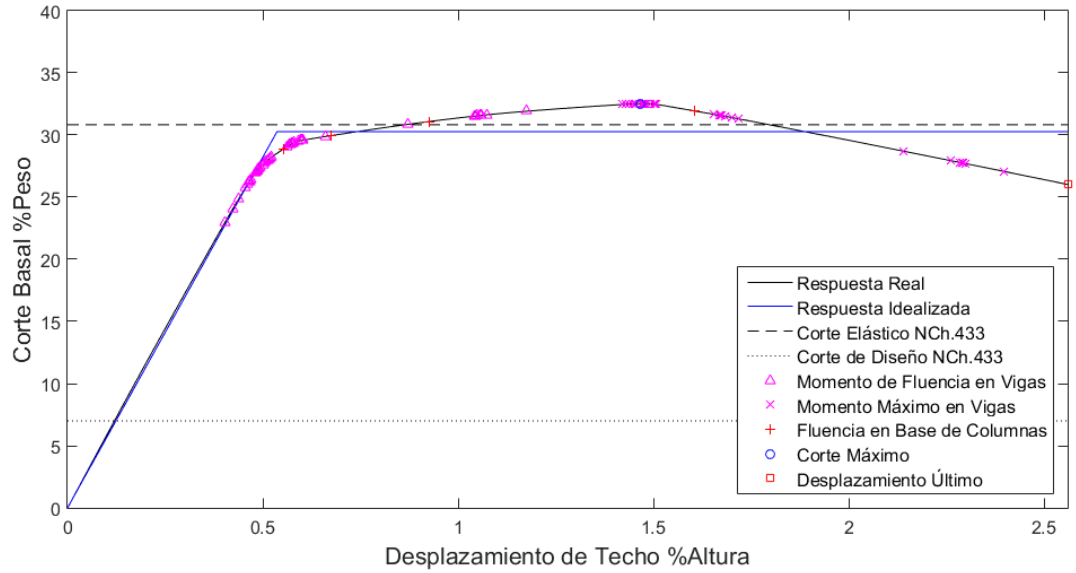


Figura 4-7 Curva de Capacidad Edificio 12 Pisos (UNI)

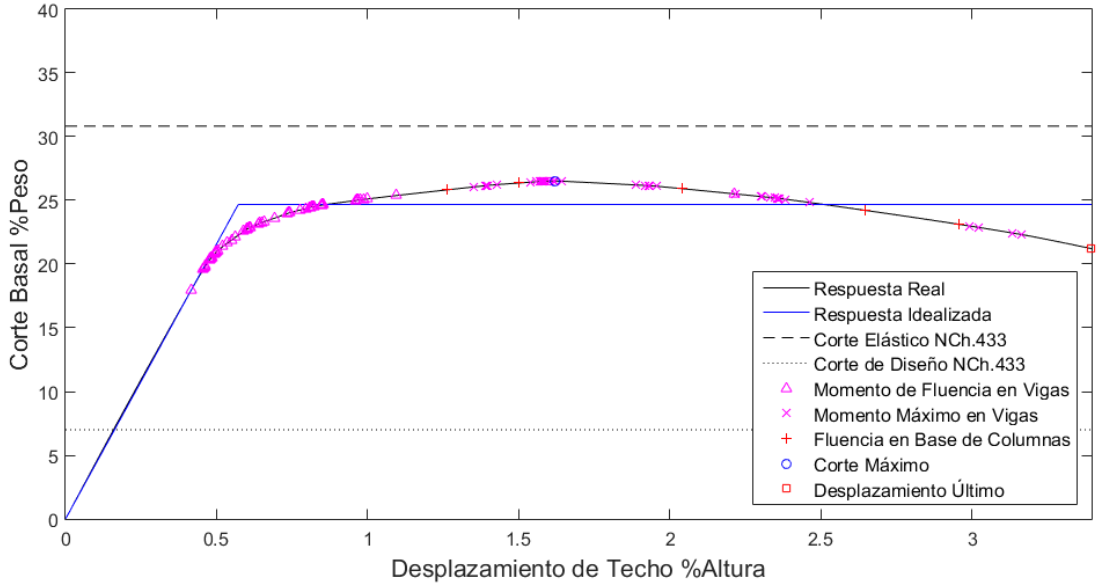


Figura 4-8 Curva de Capacidad Incremental Edificio 12 Pisos (TRI)

Tabla 4-3 Resultados de Análisis de Carga Incremental Edificio 12 Pisos

Carga	V_{max}	V_e	V_f	V_p	V_d	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
	$[\%P]$					$[\%H]$			
UNI	32.530	30.830	30.272	26.205	7.000	2.560	0.536	0.464	0.120
TRI	26.518	30.830	24.679	17.972	7.000	3.396	0.572	0.416	0.160

Se observa que las curvas de capacidad incremental con carga triangular representan un buen límite inferior para la capacidad de la estructura. En los casos de carga triangular, la distribución de carga provoca la fluencia de más vigas, lo que acelera la degradación de la estructura, en cambio en las curvas de capacidad uniforme el corte en los pisos inferiores a medida que van fluyendo las vigas es tomado por las columnas, que no se degradan tan fácilmente como las vigas.

Particularmente en las curvas del edificio de 12 pisos se aprecia que, para la distribución de carga uniforme, las columnas alcanzan su punto de fluencia en la base en puntos cercanos al punto de fluencia global de la estructura, mientras que, en la distribución de carga triangular, la fluencia global de la estructura se encuentra más asociada a la fluencia de las vigas y la fluencia de las columnas se produce cercana a V_{max}.

Se destaca que a medida que los edificios aumentan su altura, el corte máximo de las curva de capacidad se acerca al corte elástico e incluso en el edificio de 12 pisos, el corte máximo V_{max} de la distribución de carga uniforme supera al corte elástico V_e. La explicación de esto está en el límite de deformaciones de entrepiso de la NCH.433, ya que a medida que los edificios crecían en altura, se debió aumentar la rigidez de los edificios sólo para controlar las deformaciones, a pesar de no ser necesario por los requisitos de corte basal. Esto da como resultado edificios que no deberían tener mayores problemas en su estructura principal resistente a fuerzas sísmicas, pero cuyas estructuras secundarias sí se verán dañadas durante un evento sísmico, lo que puede resultar peligroso para personas.

5. Determinación de la Demanda

5.1. Antecedentes

Se estudió la respuesta no lineal de los marcos 4, 8 y 12 pisos al someterlos a registros sísmicos de terremotos utilizando OpenSees. Los acelerogramas seleccionados corresponden a las dos direcciones perpendiculares de los últimos 2 terremotos más destructivos que han ocurrido en Chile, adicionalmente se incluyó el acelerograma del terremoto de Northridge (1994) por ser un caso de estudio típico en otros trabajos similares.

5.2. Características de los Sismos

5.2.1. Northridge (1994)

La principal característica del terremoto de Northridge, ocurrido el 17 de enero de 1994, fue el gran daño causado. Este terremoto causó daños por 20.000 millones de dólares, 60 muertos y más de 9.000 heridos (Northridge Earthquake: 1994 quake still fresh in Los Angeles minds after 20 years, Los Angeles Daily News). Por otra parte, posee la mayor aceleración de suelo registrada en EEUU, 1.8g, a 7km al sur del epicentro. El registro que posee la aceleración de 1.8g es el de Tarzana, sin embargo se usará el registro de Sylmar, por ser el más usado en estudios similares. El registro de Sylmar tiene las siguientes características:

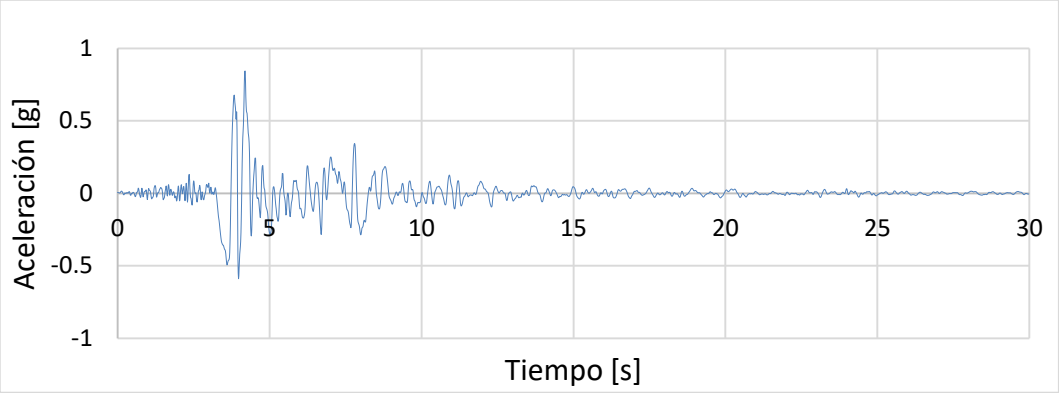


Figura 5-1 Registro de Aceleraciones de Terremoto de Northridge (Sylmar)

Tabla 5-1 Características de Registro de Aceleración de Terremoto de Northridge

Sismo	Registro	Magnitud de Momento	Intensidad de Mercalli	Profundidad [km]	Duración $[s]$	A_{max} $[g]$
Northridge 1994	Sylmar	6.7	IX	18	20	0.84

5.2.2. Llolleo (1985)

El registro de Llolleo destaca por las altas aceleraciones con respecto a los otros registros del terremoto del 3 de Marzo de 1985 ocurrido en la zona central de Chile. El terremoto dejó un saldo de 177 muertos, 2.575 heridos, pérdidas estimadas en 1.000 millones de dólares e importantes daños en la infraestructura del país (Grandes Terremotos en Chile, http://www.emol.com/especiales/terremotos/chile.htm). Las características de los registros considerados son:

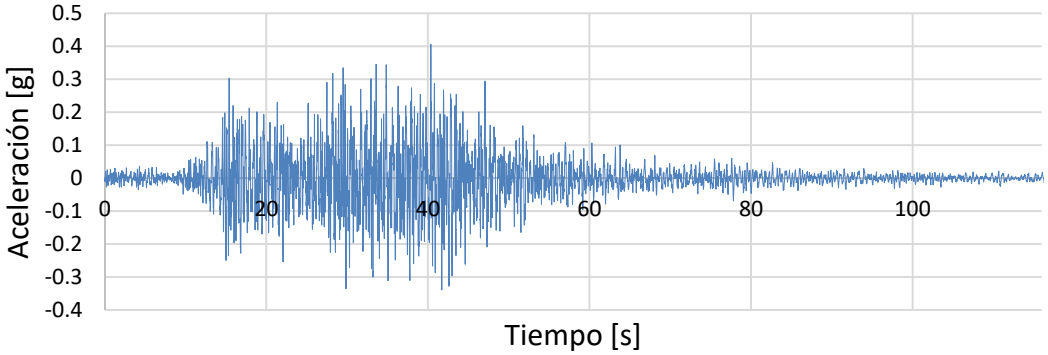


Figura 5-2 Registro de Aceleraciones de Terremoto de Valparaíso (Llolleo EO)

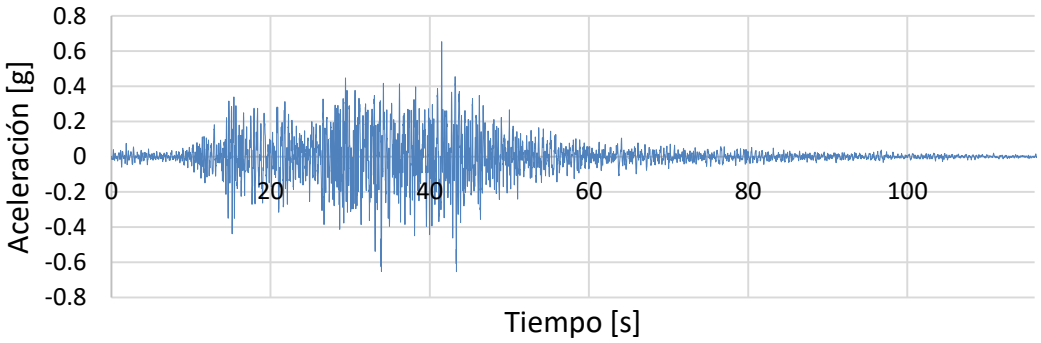


Figura 5-3 Registro de Aceleraciones de Terremoto de Valparaíso (Llolleo NS)

Tabla 5-2 Características de Registro de Aceleración de Terremoto de Northridge

Sismo	**Registro**	**Magnitud de Momento**	**Intensidad de Mercalli**	**Profundidad [km]**	**Duración [s]**	**A_{max} [g]**
Valparaíso 1985	Llolleo EO	8	IX	33	116	0.40
Valparaíso 1985	Llolleo NS	8	IX	33	116	0.65

5.2.3. Maule (2010)

El terremoto del 27 febrero del 2010 con epicentro a 43km al sur de Cobquecura concentró sus daños en la zona costera entre la V y IX Región. Fue particularmente destructivo ya que además generó un tsunami. El daño económico fue cifrado entre 15.000 y 30.000 millones de dólares (Sismo que asoló a Chile en 2010 es el cuarto más caro de la historia reciente, http://www.elmostrador.cl/noticias/.../). El terremoto provocó que varios edificios a lo largo de la zona afectaba quedaran inhabitables y

debiesen ser demolidos, el caos más emblemático es el del edificio Alto Río que se desplomó durante el evento en la ciudad de Concepción. El registro considerado es el del Colegio San Pedro de Concepción que tiene la particularidad de tener la aceleración más alta registrada durante el terremoto:

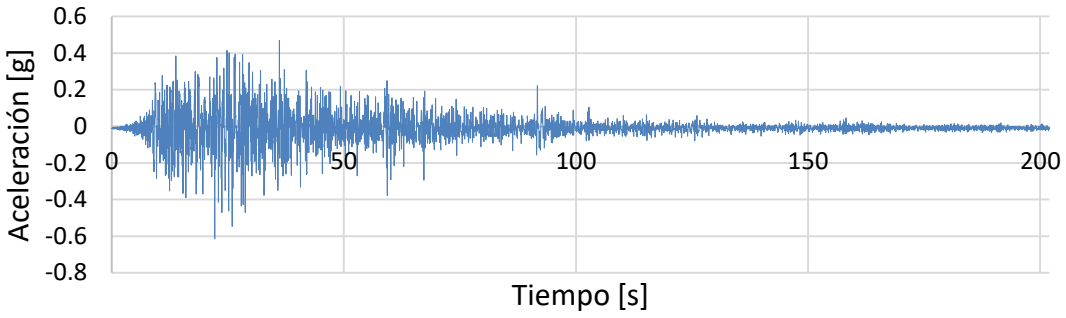


Figura 5-4 Registro de Aceleraciones de Terremoto del Maule (Colegio San Pedro EO)

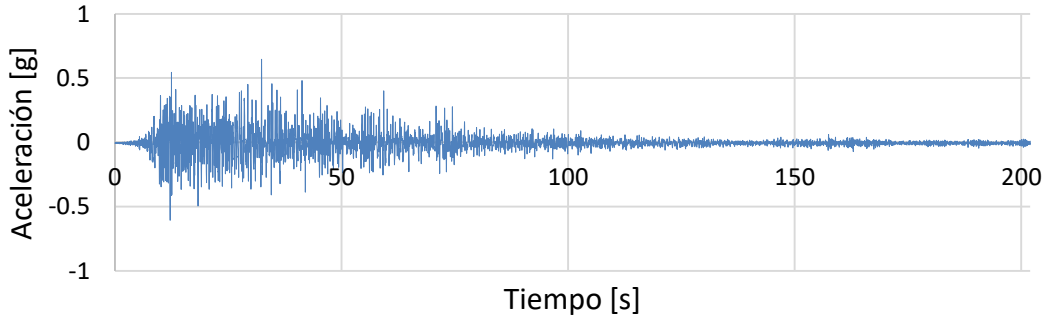


Figura 5-5 Registro de Aceleraciones de Terremoto del Maule (Colegio San Pedro NS)

Tabla 5-3 Características de Registro de Aceleración de Terremoto de Northridge

Sismo	**Registro**	**Magnitud de Momento**	**Intensidad de Mercalli**	**Profundidad [km]**	**Duración $[s]$**	**A_{max} $[g]$**
Maule 2010	Colegio San Pedro EO	8.8	IX	30.1	202	0.61
Maule 2010	Colegio San Pedro NS	8.8	IX	30.1	202	0.65

5.2.4. Espectros de Aceleración

La figura 5-6 muestra los espectros de aceleración de la respuesta elástica de los 5 registros considerados en el estudio para un oscilador de un grado de libertad considerando amortiguamiento de 5%. Además se muestra el espectro elástico de la norma NCh.433 usado en el diseño de los edificios estudiados.+

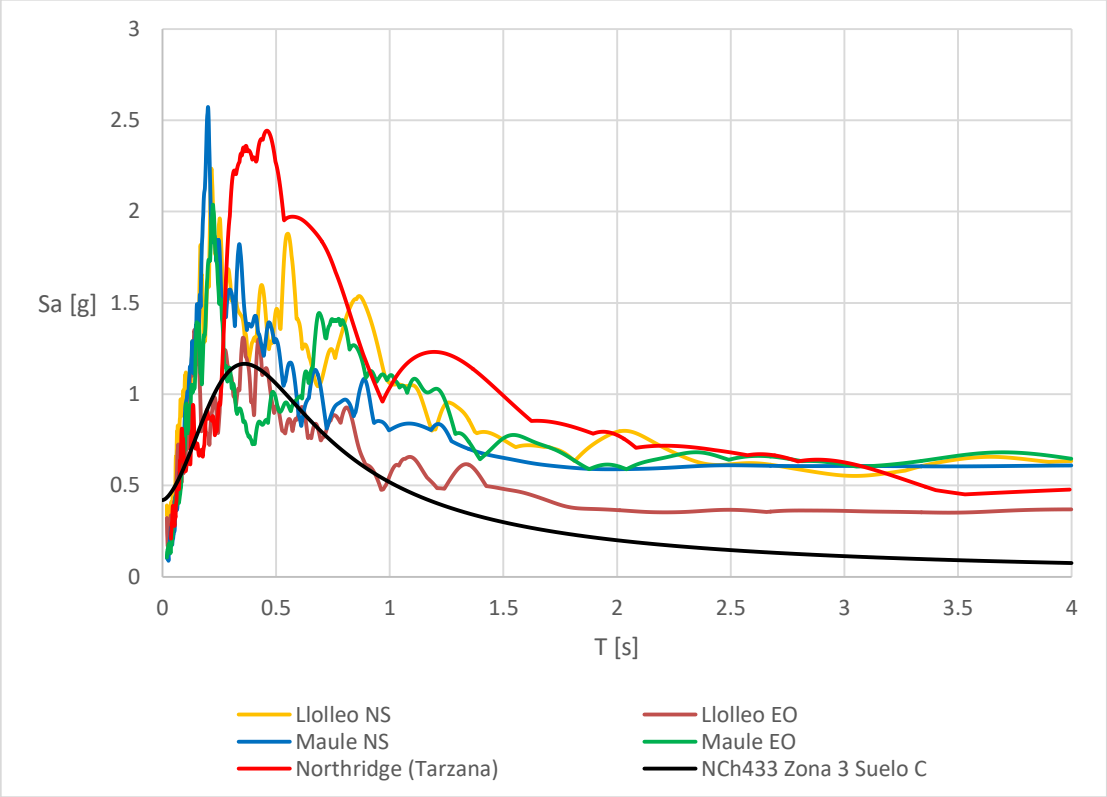


Figura 5-6 Espectros de Aceleración de Respuesta Elástica Considerando Amortiguamiento de 5%

5.3. Demanda Sísmica

5.3.3. Demanda de Corte Basal

Los gráficos de Corte Basal v/s Tiempo permiten estudiar la demanda de corte basal durante los terremotos estudiados. El objetivo de este estudio es comparar las demandas de corte basal con la capacidad obtenida en los análisis incrementales y el corte requerido por la NCh.433.

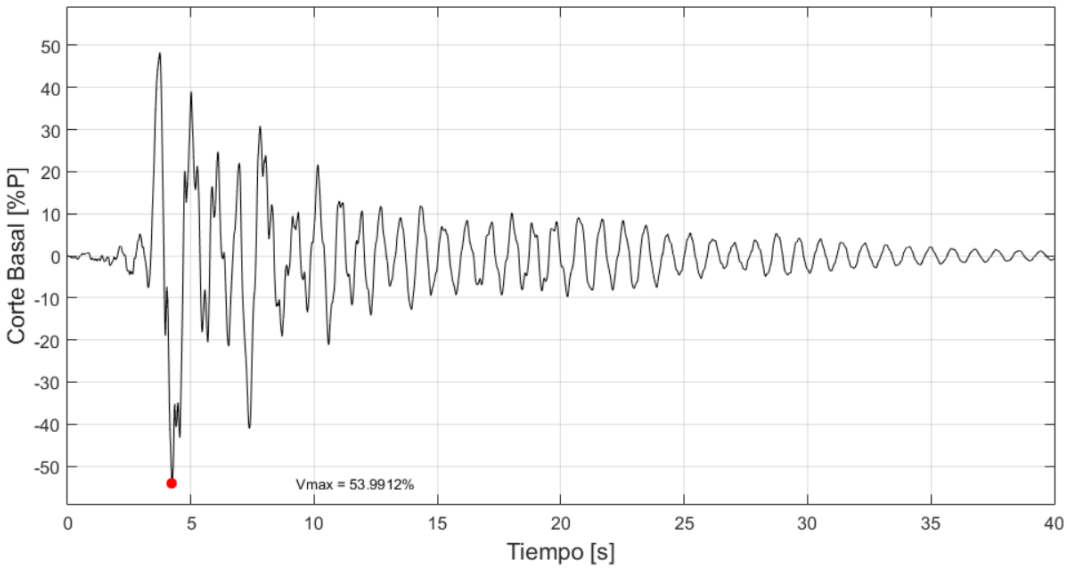


Figura 5-7 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Northridge)

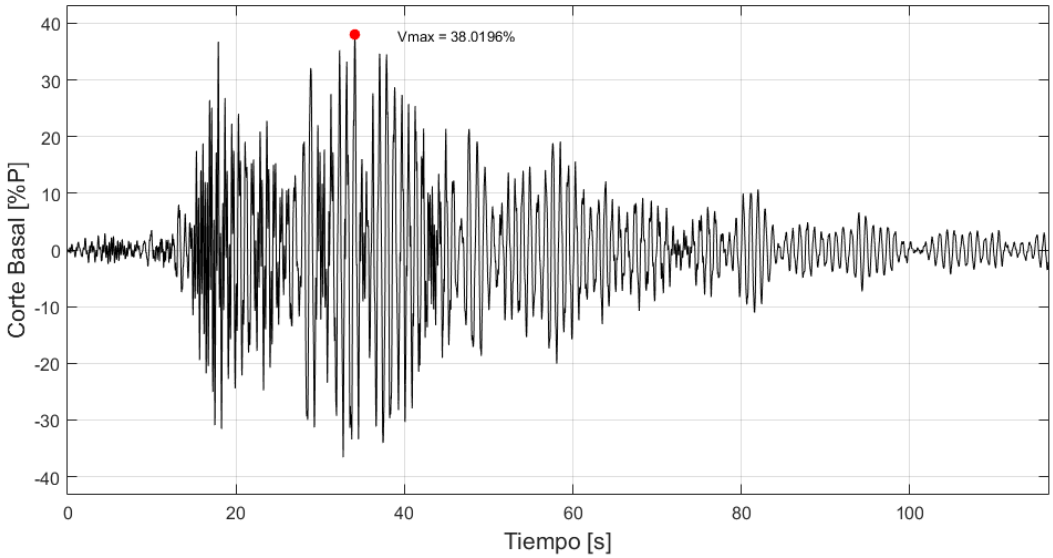


Figura 5-8 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Llolleo EO)

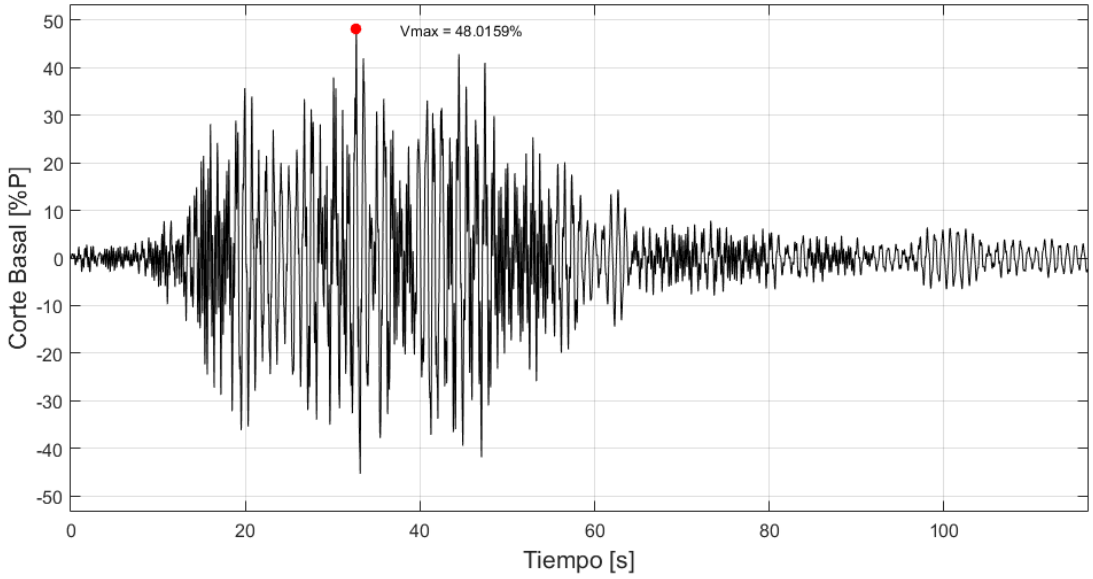


Figura 5-9 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Llolleo NS)

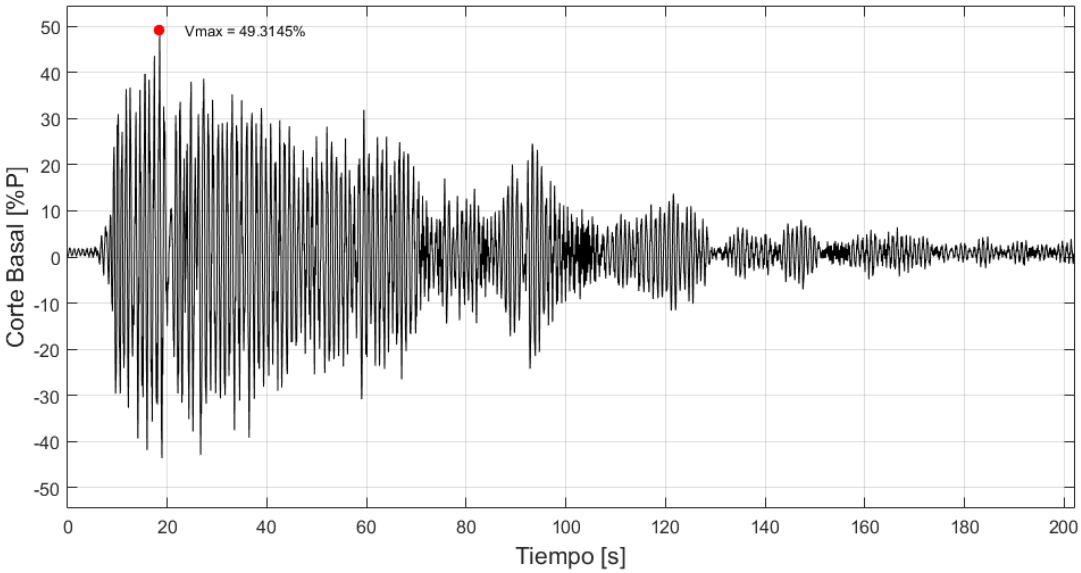


Figura 5-10 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Colegio San Pedro EO)

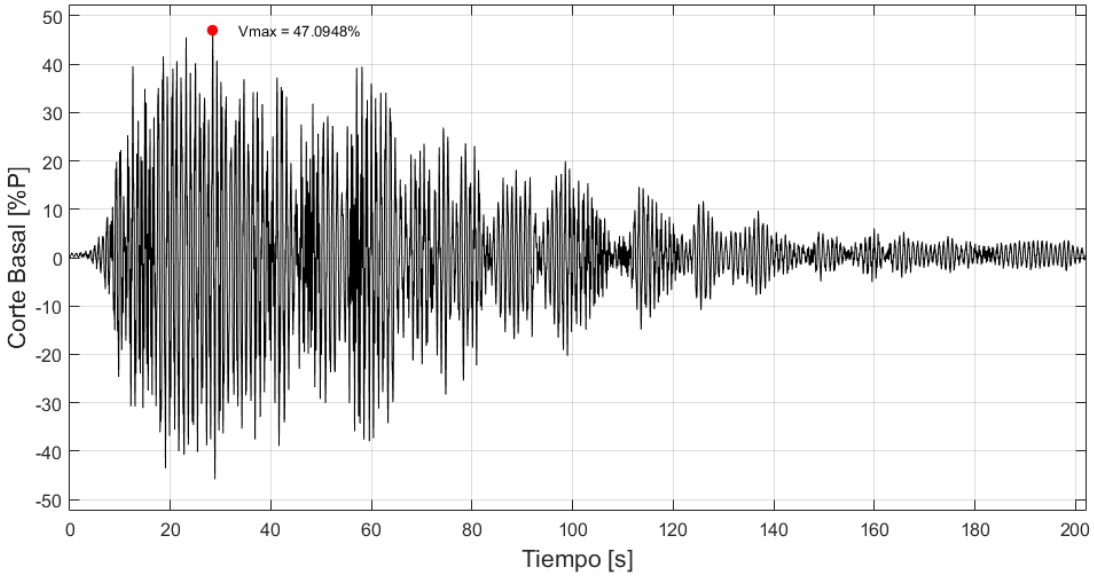


Figura 5-11 Corte Basal Edificio 4 Pisos (Colegio San Pedro NS)

Tabla 5-4 Demanda de Corte Basal Edificio 4 Pisos

Demanda de Corte Basal [%P]					Capacidad de Corte Basal UNI [%P]				
Northridge	Llolleo EO	Llolleo NS	Maule EO	Maule NS	V_{max}	V_e	V_f	V_p	V_d
53.99	38.02	48.02	49.31	47.10	49.69	56.57	46.17	30.13	7.00

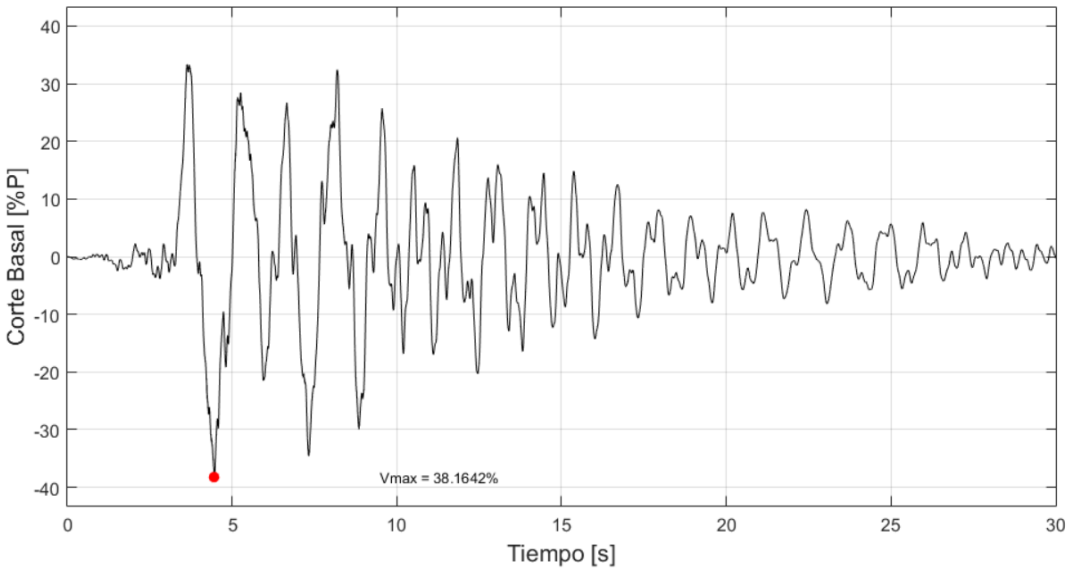


Figura 5-12 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Northridge)

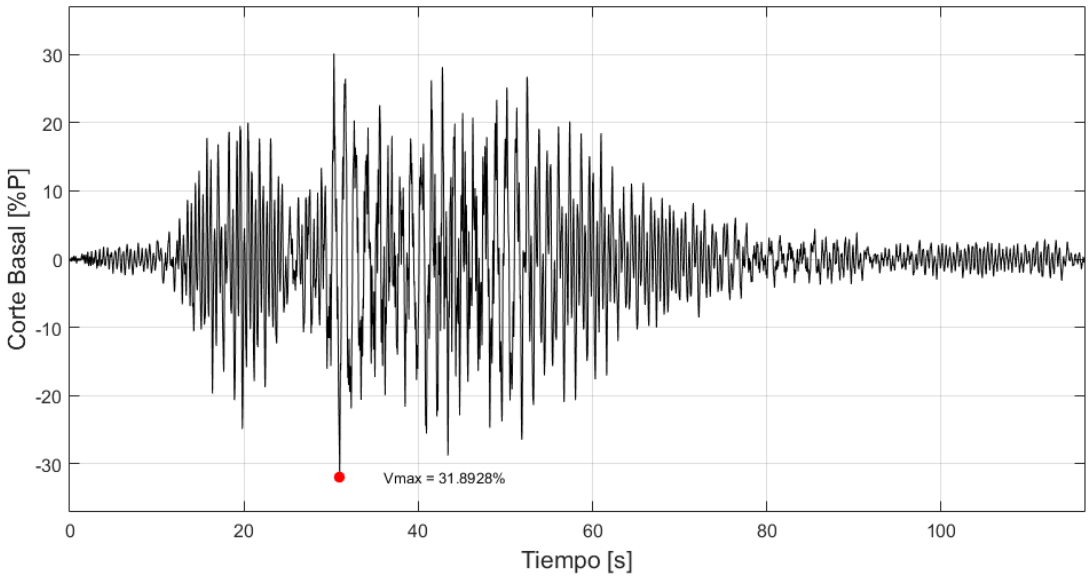


Figura 5-13 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Llolleo EO)

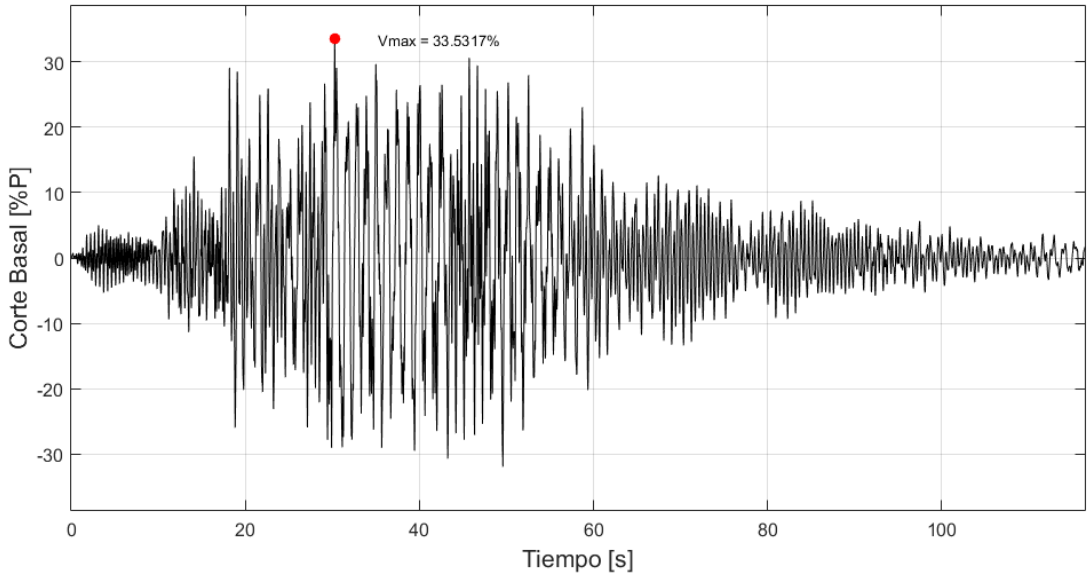


Figura 5-14 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Llolleo NS)

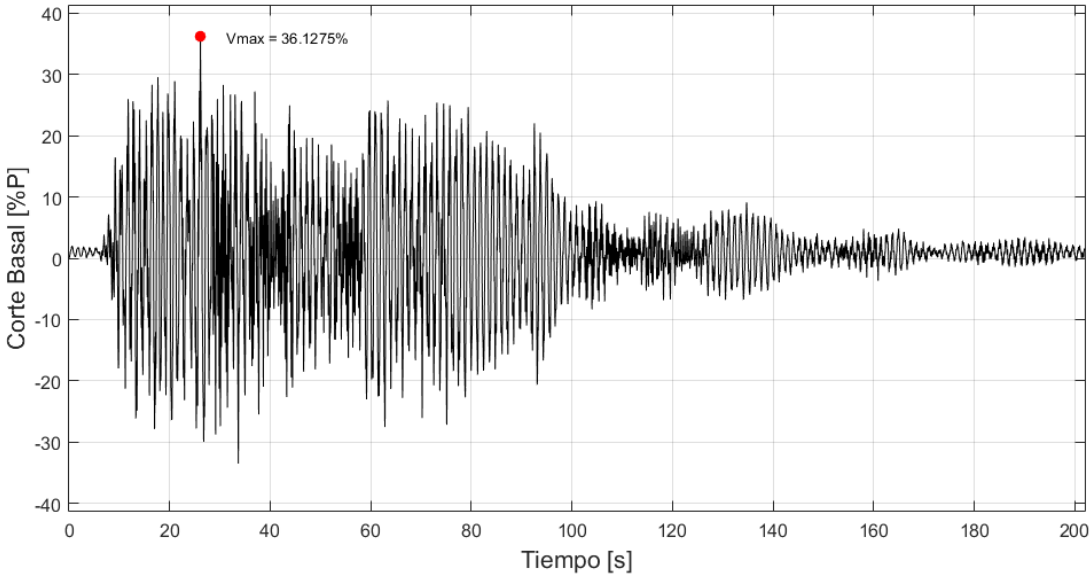


Figura 5-15 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Colegio San Pedro EO)

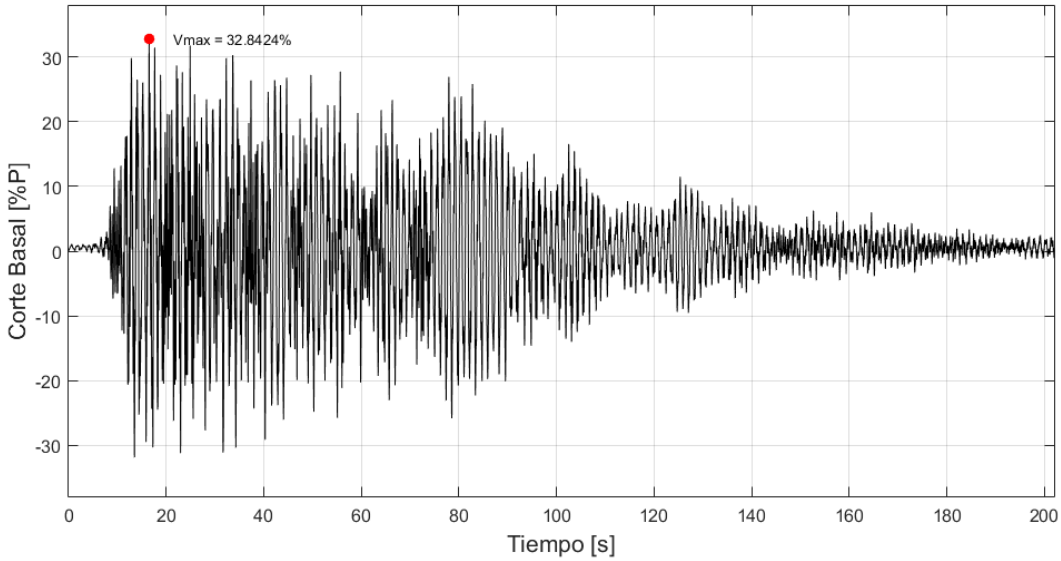


Figura 5-16 Corte Basal Edificio 8 Pisos (Colegio San Pedro NS)

Tabla 5-5 Demanda de Corte Basal Edificio 8 Pisos

Demanda de Corte Basal [%P]					Capacidad de Corte Basal UNI [%P]				
Northridge	Llolleo EO	Llolleo NS	Maule EO	Maule NS	V_{max}	V_e	V_f	V_p	V_d
38.16	31.89	33.53	36.13	32.84	35.58	36.28	32.80	25.03	7.00

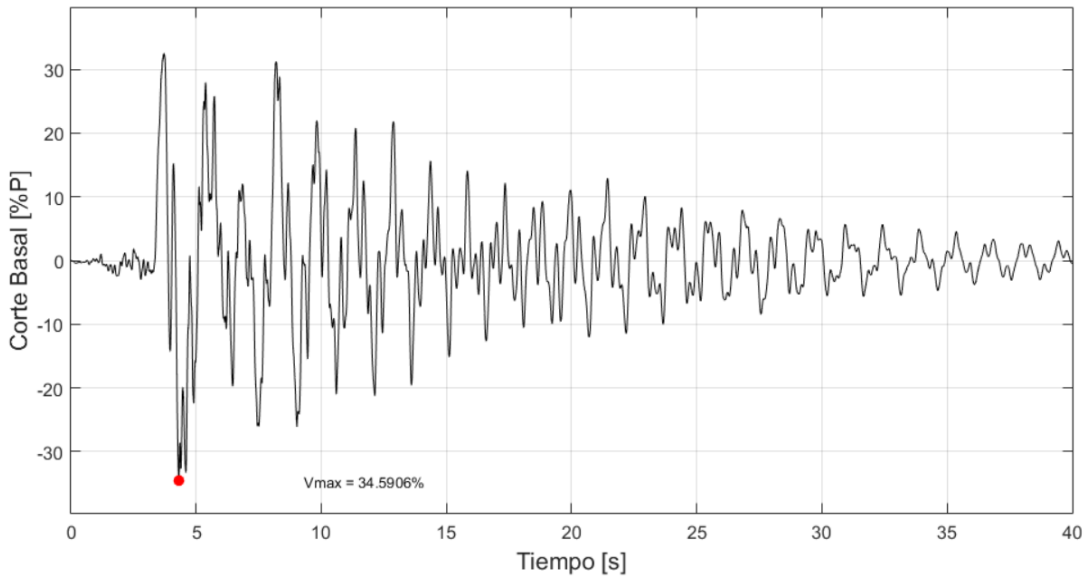


Figura 5-17 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Northridge)

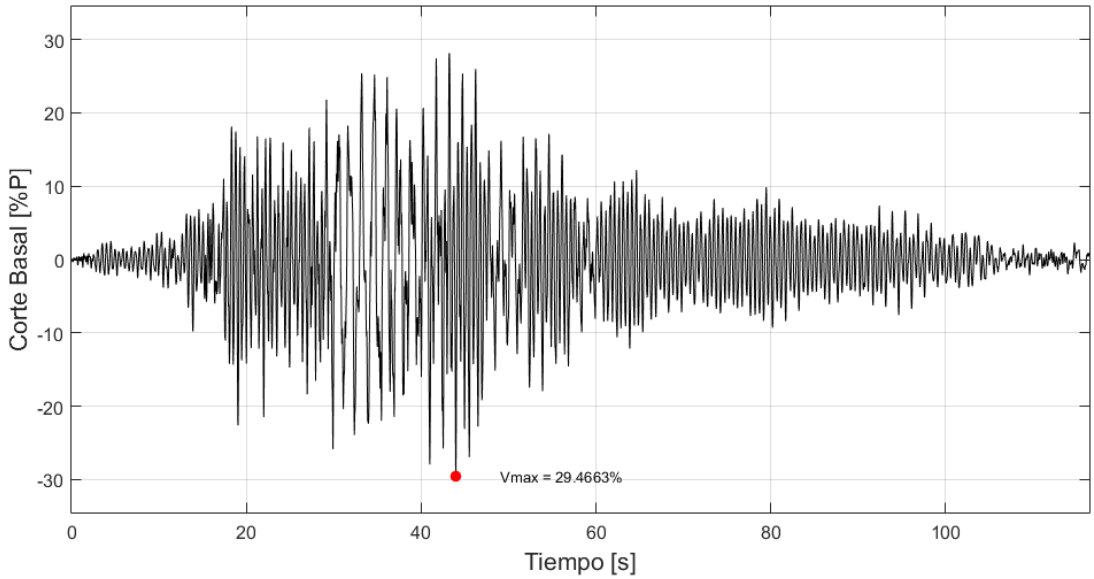


Figura 5-18 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Llolleo EO)

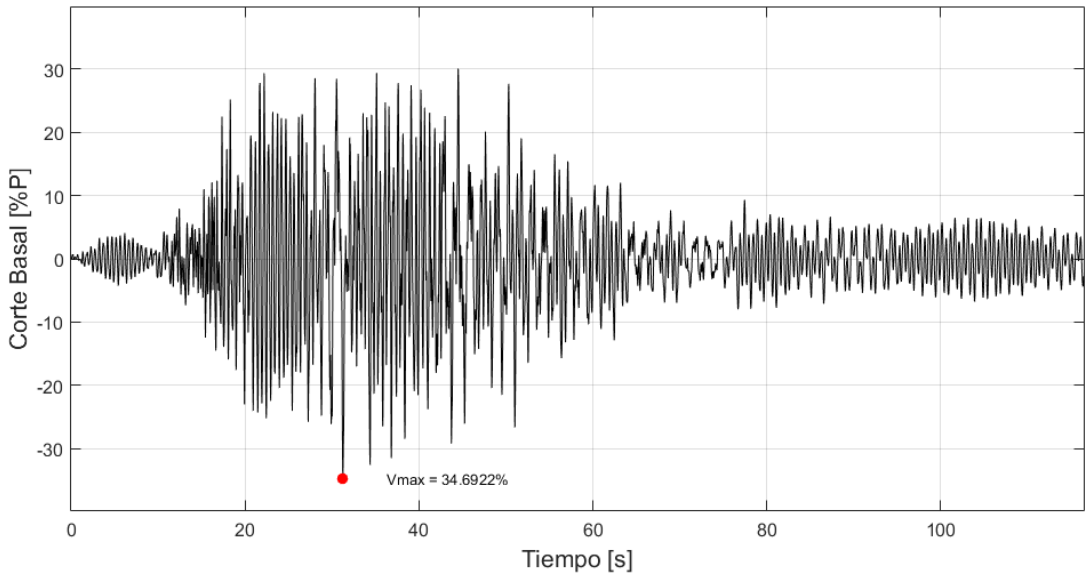


Figura 5-19 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Llolleo NS)

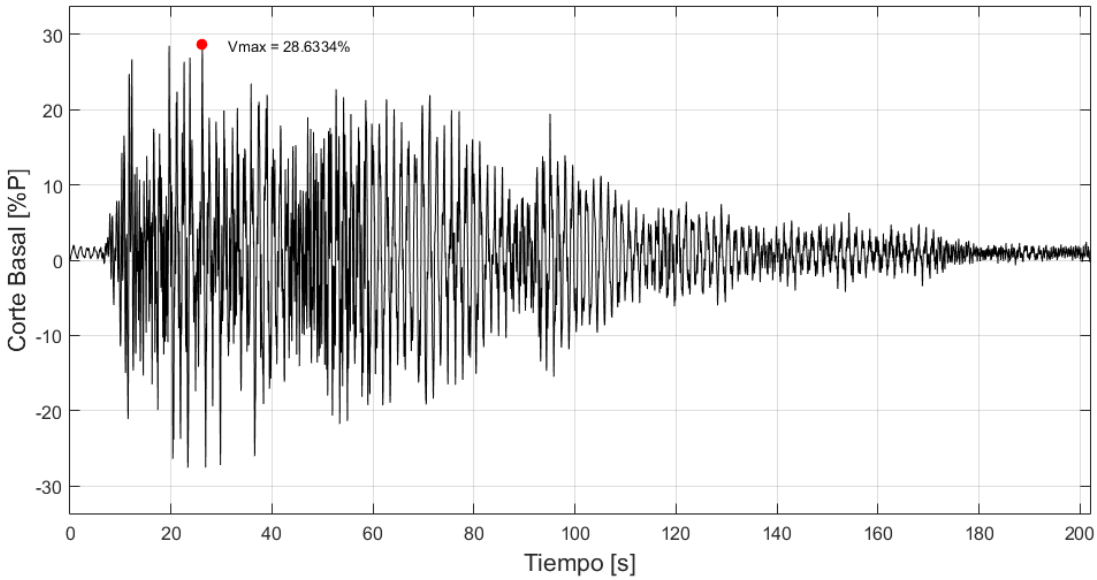


Figura 5-20 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Colegio San Pedro EO)

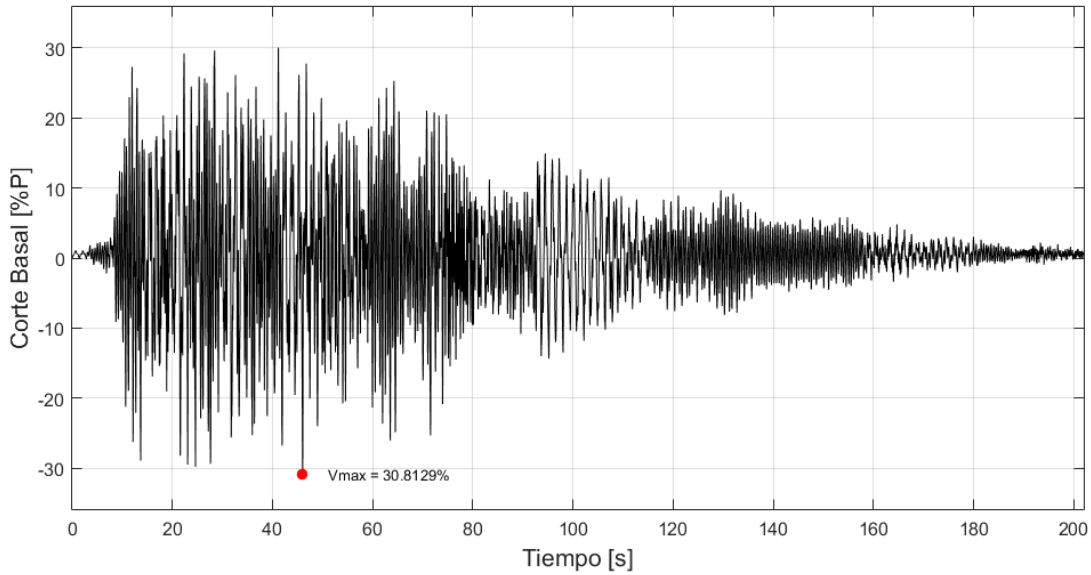


Figura 5-21 Corte Basal Edificio 12 Pisos (Colegio San Pedro NS)

Tabla 5-6 Demanda de Corte Basal Edificio 12 Pisos

Demanda de Corte Basal [%P]					Capacidad de Corte Basal UNI [%P]				
Northridge	**Llolleo EO**	**Llolleo NS**	**Maule EO**	**Maule NS**	V_{max}	V_e	V_f	V_p	V_d
34.59	29.47	34.69	28.63	30.81	32.53	30.83	30.27	26.21	7.00

A partir de los resultados se observa que todos los edificios tienen incursión inelástica, superando el punto de la primera fluencia V_p.

En el caso del edificio de 4 Pisos se observa que para Llolleo EO no se alcanza el límite global de fluencia V_f, para este caso el sismo más crítico es el de Northridge, cuyo corte máximo supera el corte máximo de la curva de capacidad incremental con carga uniforme.

En el edificio de 8 Pisos todos los terremotos superan el límite global de fluencia V_f, en particular destacan los cortes basales del terremoto del Maule EO y de Northridge que superan el corte basal máximo de la curva de capacidad incremental. Esto se explica por la gran dependencia que tienen las curvas de capacidad incremental a cómo es aplicada la carga. Así cómo la distribución de carga triangular en el análisis de capacidad incremental es una buena aproximación para un límite inferior de la capacidad del edificio, la distribución uniforme también es una aproximación para el límite superior. Se entiende de esta forma que existen otras distribuciones de carga que permiten obtener aún mayores cortes basales de capacidad que el de carga incremental

uniformemente distribuida, el corte de la estructura sin embargo en todos los casos se mantuvo bajo el corte elástico.

En el edificio de 12 pisos se aprecia que el terremoto de Llolleo EO y el terremoto del Maule EO no superan el punto global de fluencia del edificio, el corte basal de Maule NS se encuentra muy cercano al límite global de fluencia. Destacan los cortes basales generados por los terremotos de Northridge y Llolleo NS, que superan ampliamente el corte máximo de la curva de capacidad incremental.

5.3.4. Demanda de Desplazamientos

Los gráficos de Desplazamiento de Techo v/s Tiempo, permiten observar el grado de incursión inelástica de las estructuras, sobre todo en los casos en los que quedan deformaciones remanentes. En los gráficos se muestra el desplazamiento máximo alcanzado por los edificios durante los terremotos estudiados, para posteriormente compararlos con el desplazamiento último δ_u obtenido en las curvas de capacidad incremental.

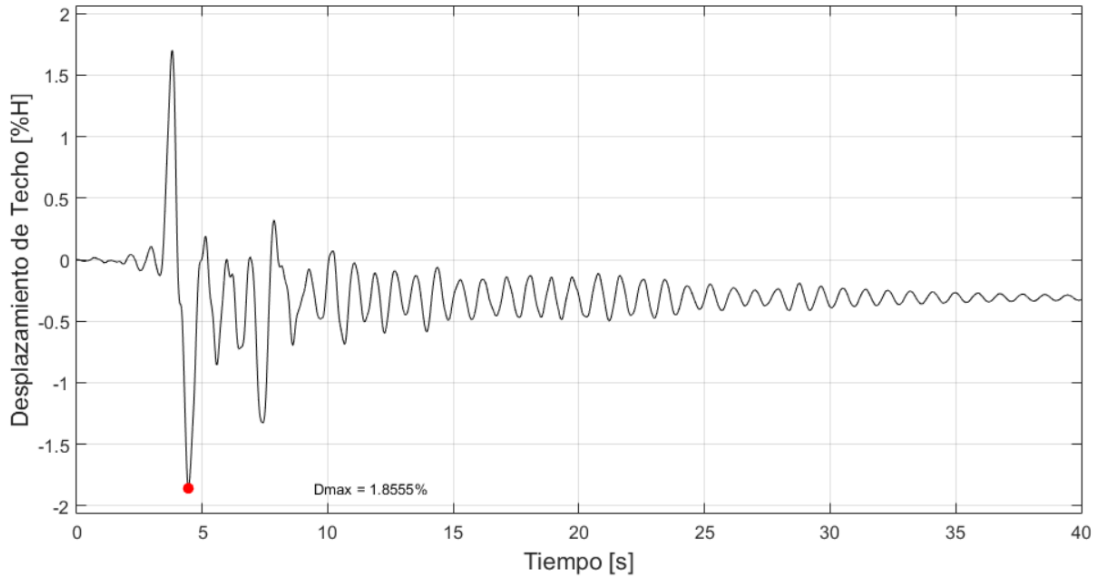


Figura 5-22 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Northridge)

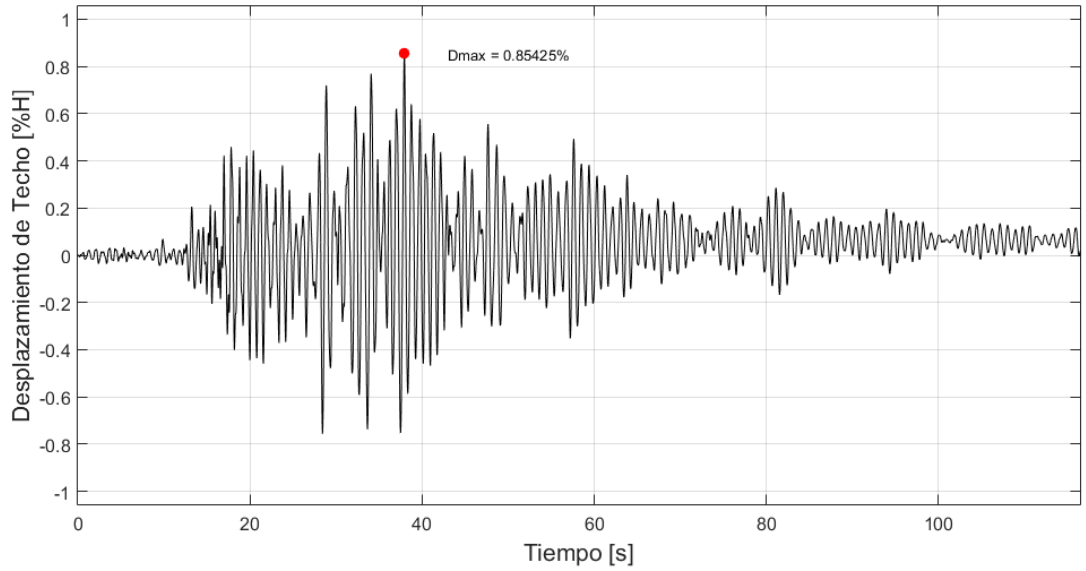


Figura 5-23 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Llolleo EO)

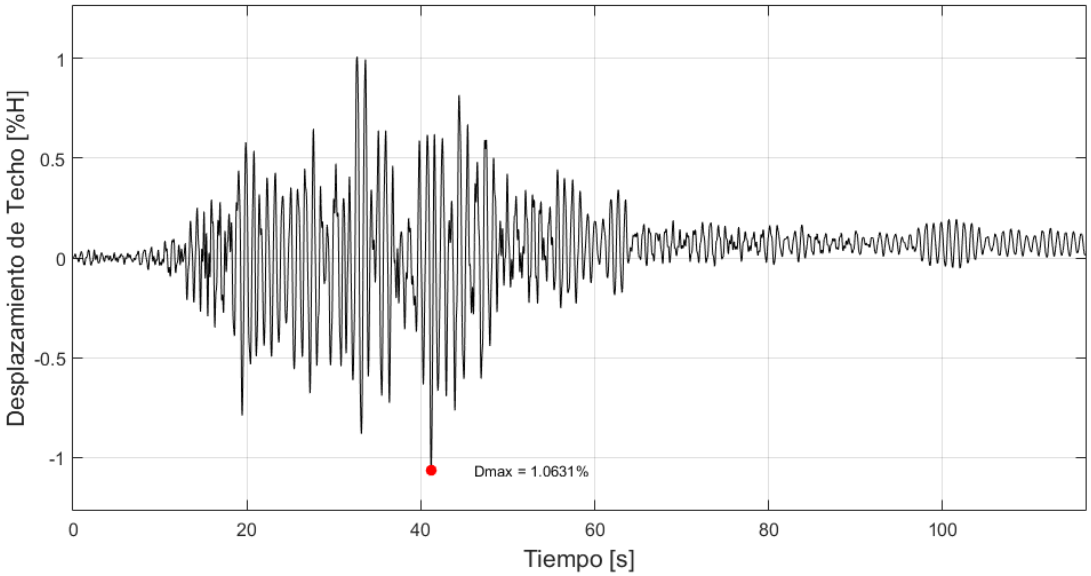


Figura 5-24 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Llolleo NS)

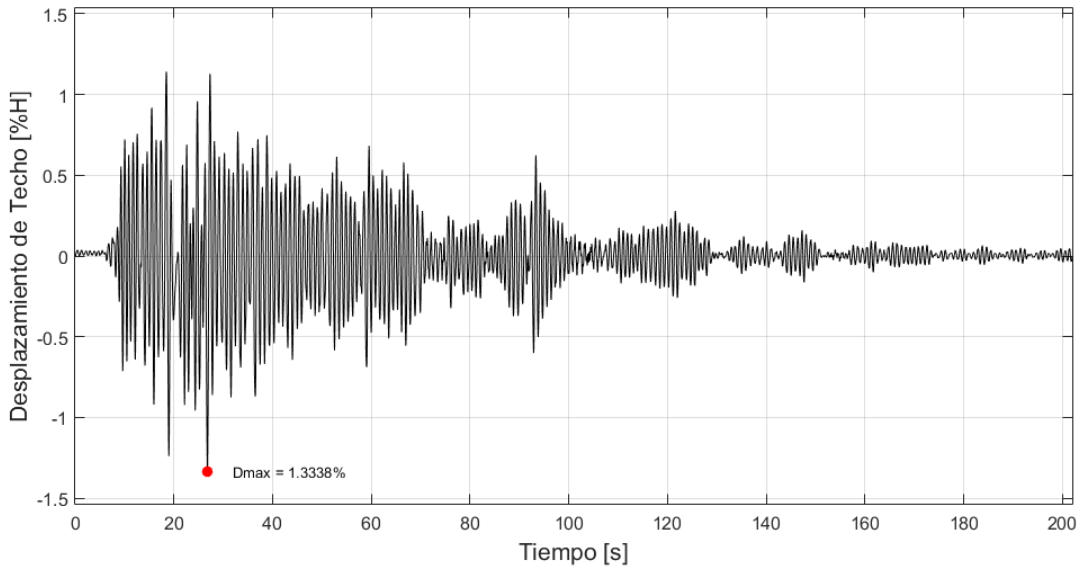


Figura 5-25 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Colegio San Pedro EO)

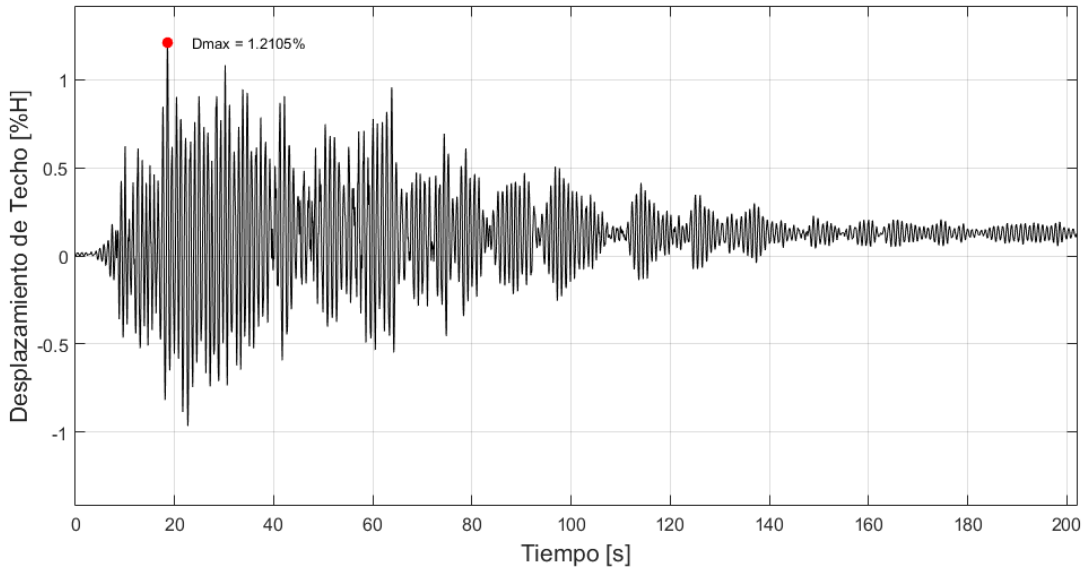


Figura 5-26 Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos (Colegio San Pedro NS)

Tabla 5-7 Demanda de Desplazamiento de Techo Edificio 4 Pisos

Demanda de Desplazamiento de Techo [%H]					Capacidad de Desplazamiento de Techo UNI [%H]			
Northridge	Llolleo EO	Llolleo NS	Maule EO	Maule NS	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
1.86	0.85	1.06	1.33	1.21	6.09	0.85	0.56	0.13

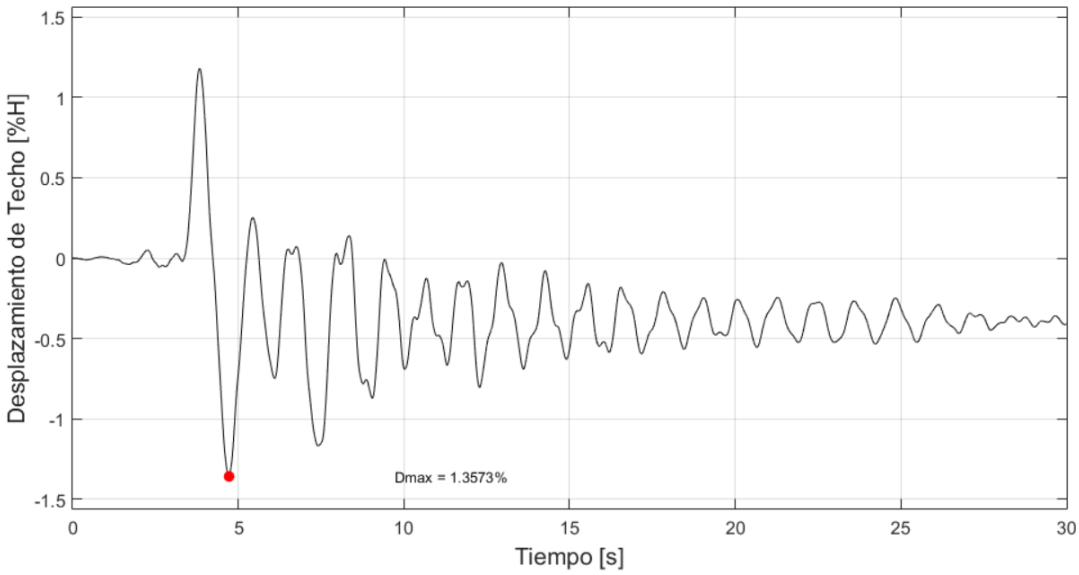


Figura 5-27 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Northridge)

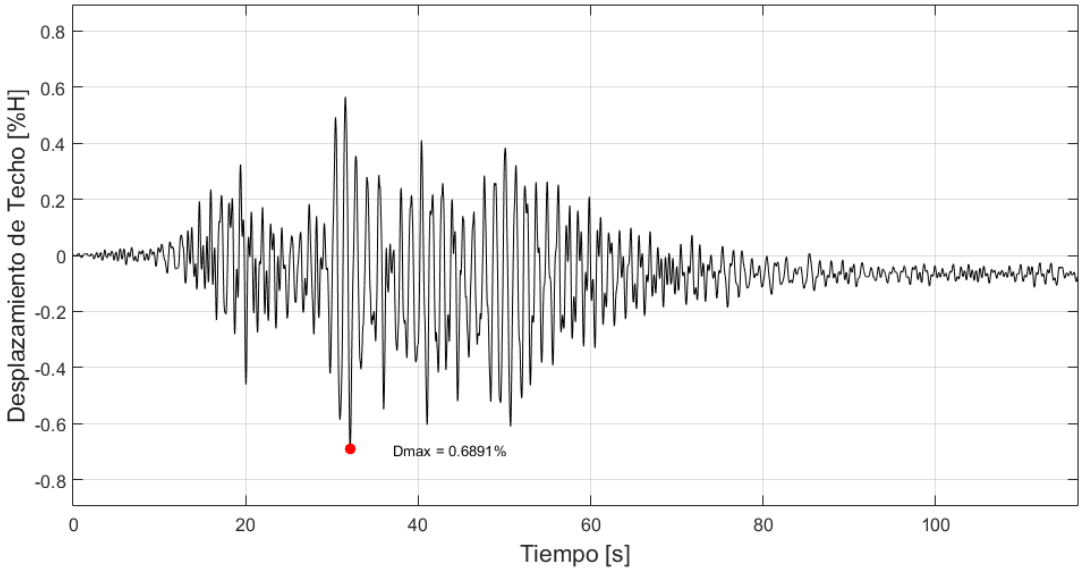


Figura 5-28 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Llolleo EO)

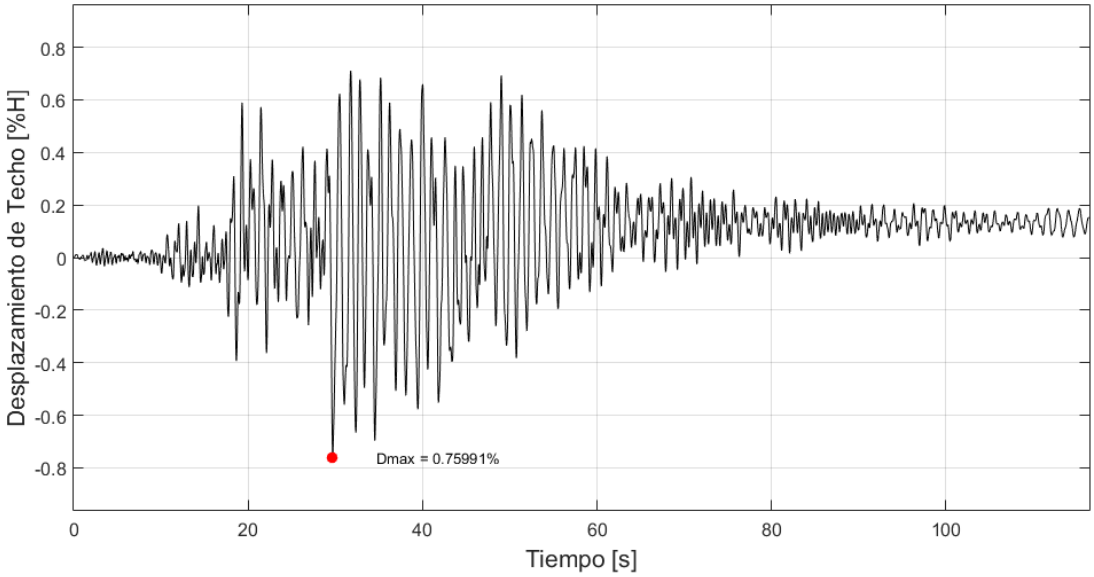


Figura 5-29 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Llolleo NS)

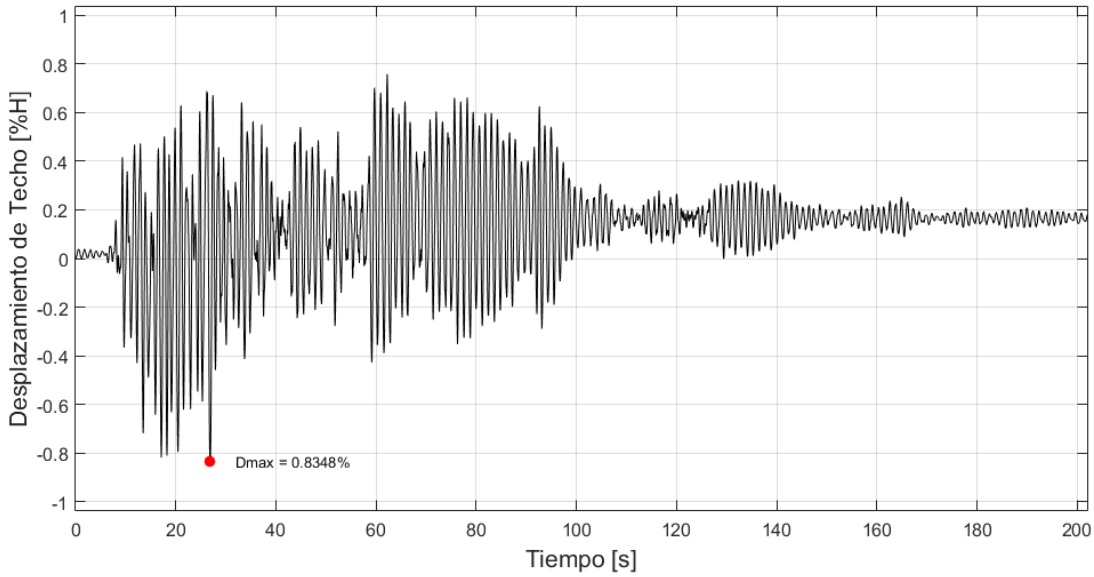


Figura 5-30 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Colegio San Pedro EO)

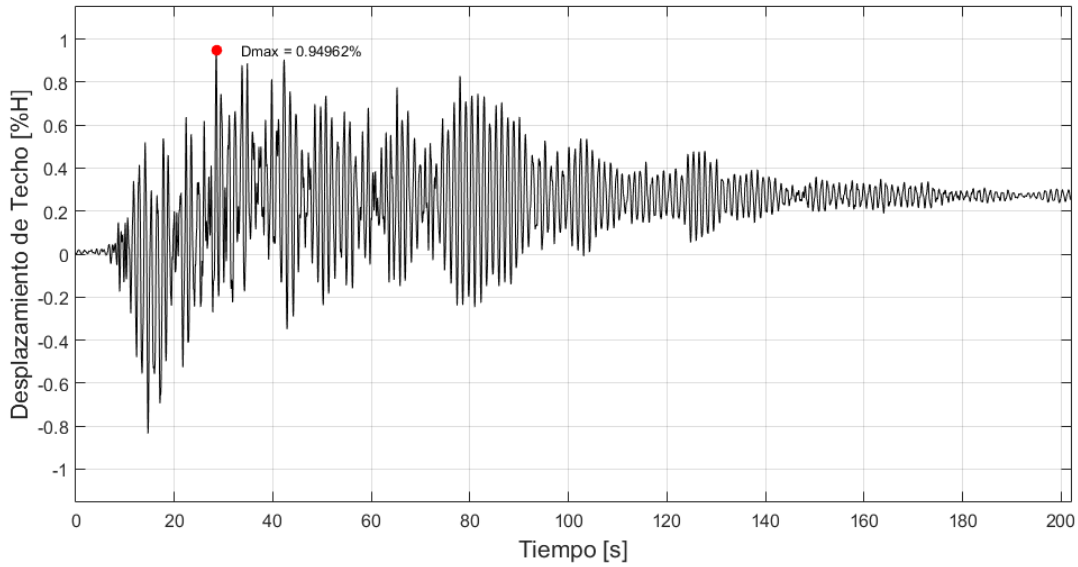


Figura 5-31 Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos (Colegio San Pedro NS)

Tabla 5-8 Demanda de Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos

Demanda de Desplazamiento de Techo [%H]					Capacidad de Desplazamiento de Techo UNI [%H]			
Northridge	Llolleo EO	Llolleo NS	Maule EO	Maule NS	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
1.36	0.69	0.76	0.84	0.95	3.81	0.62	0.48	0.13

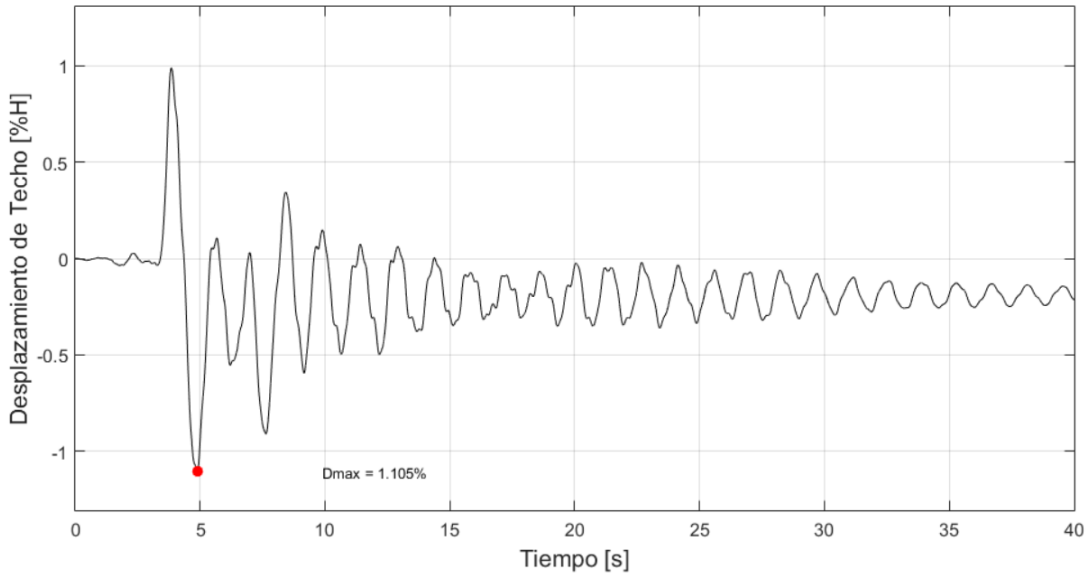


Figura 5-32 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Northridge)

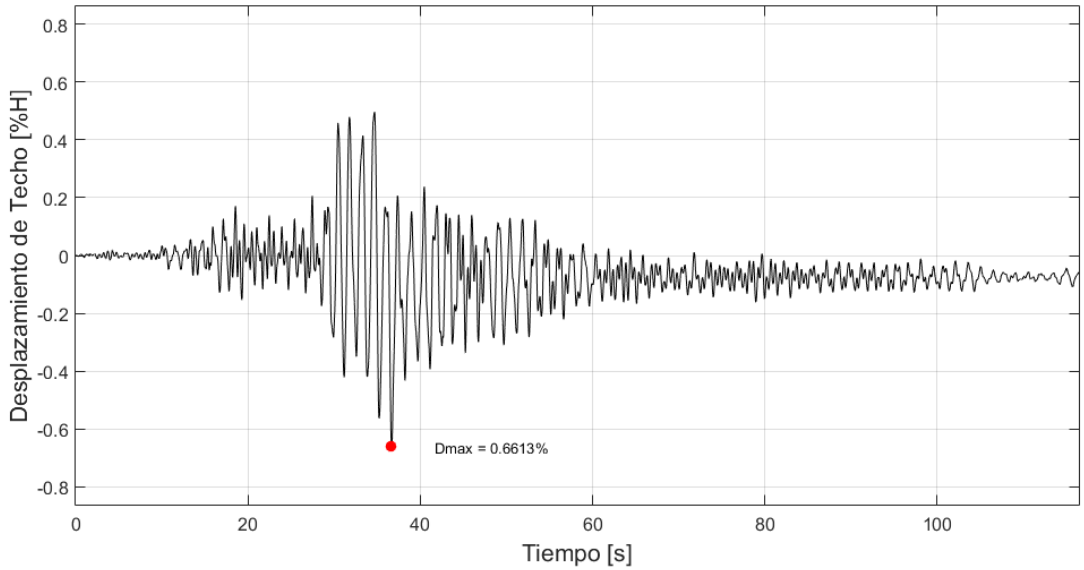


Figura 5-33 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Llolleo EO)

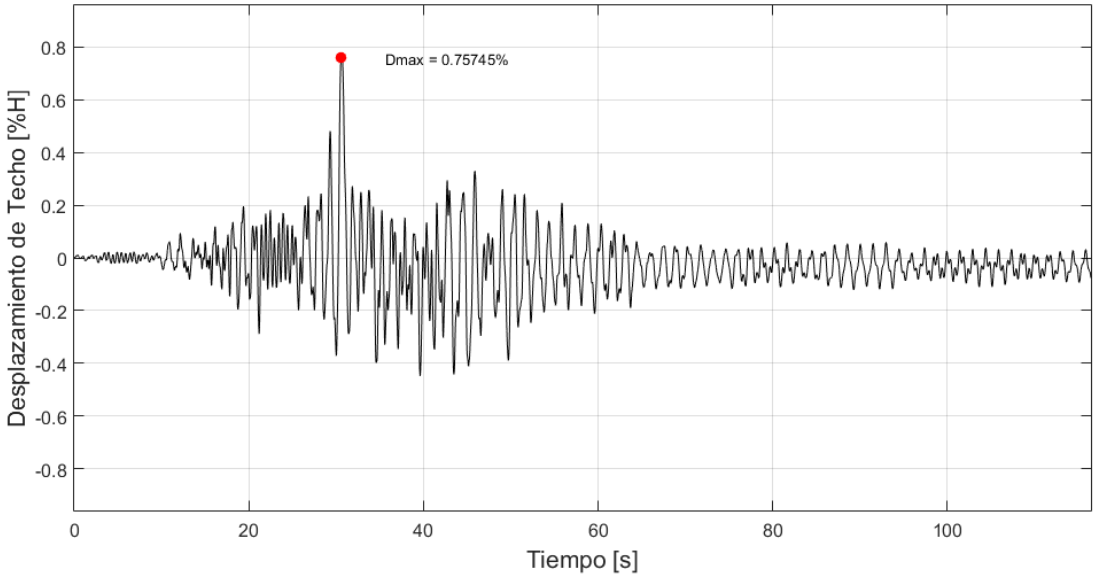


Figura 5-34 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Llolleo NS)

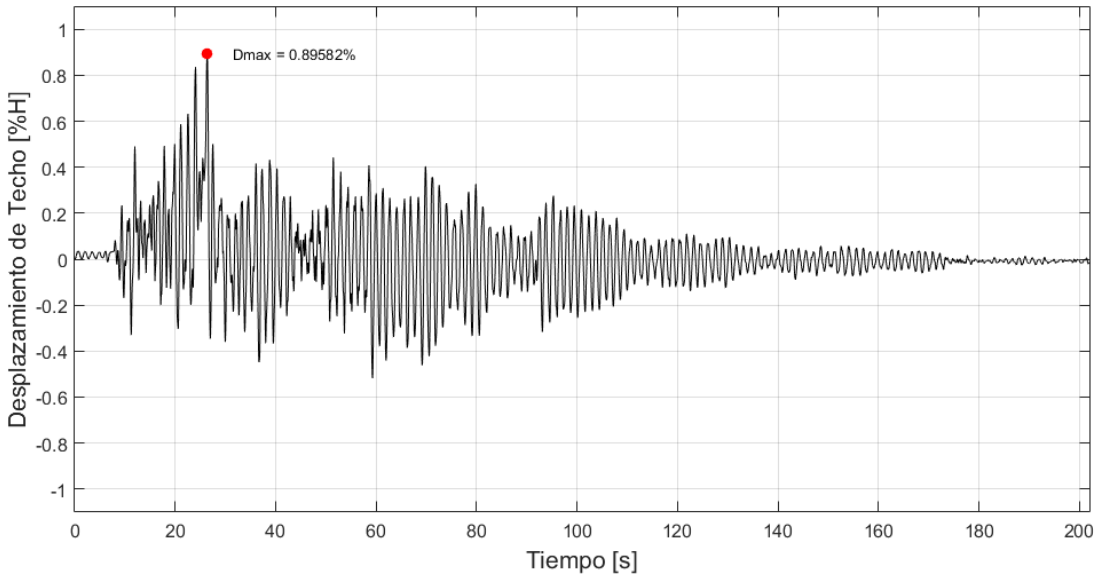


Figura 5-35 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Colegio San Pedro EO)

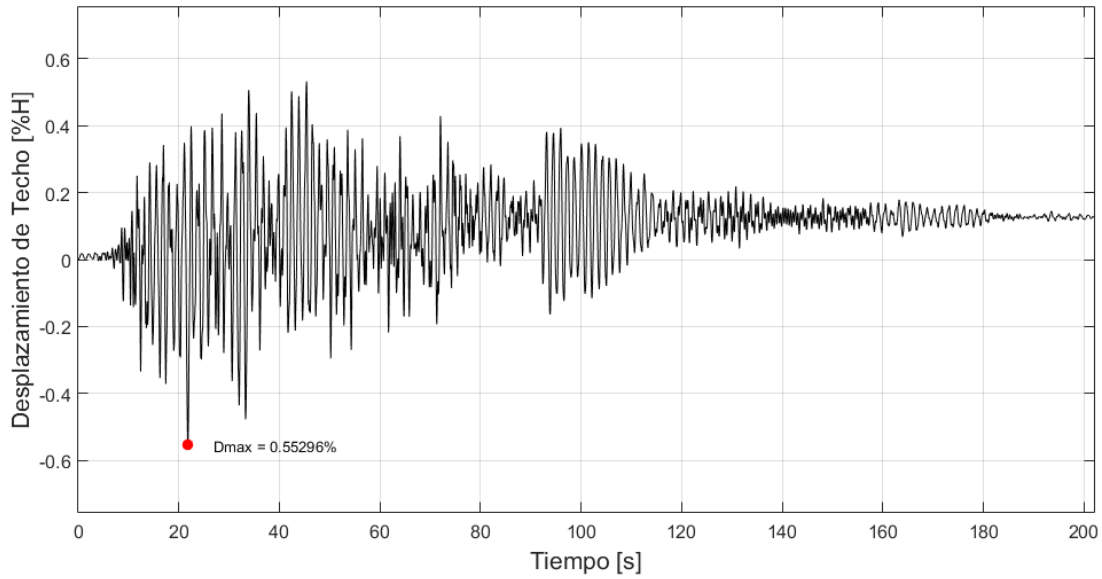


Figura 5-36 Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos (Colegio San Pedro NS)

Tabla 5-9 Demanda de Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos

Demanda de Desplazamiento de Techo [%H]					Capacidad de Desplazamiento de Techo UNI [%H]			
Northridge	Llolleo EO	Llolleo NS	Maule EO	Maule NS	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
1.11	0.66	0.76	0.90	0.55	2.56	0.54	0.46	0.12

En todos los casos se supera el punto de fluencia global, pero en ninguno se alcanza la deformación última δ_u. En el peor de los casos, en el edificio de 12 pisos para el terremoto de Northridge, se alcanza un desplazamiento de techo de 1.11% de la altura lo que equivale a un 43.4% del desplazamiento último, con lo que se mantiene una reserva de ductilidad de las estructuras.

Las curvas de desplazamiento v/s tiempo permiten identificar que los edificios al entrar en la zona plástica quedan con deformaciones remanentes del orden de 0.2% a 0.5% de la altura.

Adicionalmente se obtuvieron las máximas derivas de entrepiso:

Tabla 5-10 Derivas Máximas de Entrepiso [%]

Pisos	Northridge	Llolleo EO	Llolleo NS	Maule EO	Maule NS
4	2.45	1.13	1.49	1.81	1.65
8	2.05	1.25	1.61	1.39	1.64
12	2.40	1.54	1.75	2.24	1.30

La NCh.433 fija el límite de derivas de entrepiso en 0.2% de la altura del piso, y se deben comparar con las obtenidas con las cargas sísmicas de diseño (reducidas). La ASCE-7 admite derivas con un máximo que va entre 2.5% y 0.7% dependiendo de la categoría de riesgo y el tipo de estructura. Para los edificios en estudio el límite derivas de acuerdo a la ASCE-7 es de 2%. La norma de Diseño Sísmico e Instalaciones Industriales NCh.2369 establece un límite de 1.5% de la altura del piso para las derivas en estructuras similares.

En el caso de la ASCE-7 las derivas obtenidas mediante las solicitaciones sísmicas de diseño se amplifican por un coeficiente de amplificación de desplazamientos, que es menor al factor de reducción de respuesta y luego se comparan con el límite de derivas de entrepiso. La NCh.2369 indica que las derivas obtenidas mediante las cargas de diseño deben amplificarse por el coeficiente de reducción de respuesta R, pero permite reducir el valor de R en caso de que la estructura esté controlada por el corte mínimo.

El límite de 0.2% de la NCh.433 es un parámetro equivalente a un límite de alrededor de 1.5% de derivas sin reducir. Las derivas obtenidas en los edificios en estudio presentan valores entre 2.45% y 1.13%, lo que es bastante cercano al límite de 1.5%. Este límite de 1.5% es para modelos con comportamiento elástico, por lo que se observa un muy buen comportamiento de las estructuras considerando el comportamiento inelástico de los modelos.

6. Coeficientes de Modificación de Respuesta

Los códigos de diseño actuales incluyendo las NCh.433 permiten el diseño de estructuras usando métodos de análisis elástico, pero en la práctica diseñar una estructura para que trabaje en el rango elástico resulta muy costoso y además desperdicia gran parte de la capacidad de la estructura.

Para enfrentar este problema se introdujeron los primeros Coeficientes de Reducción de Respuesta (R), en el reporte ATC-3-06, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buidings", publicado el año 1978 [FEMA P695, 2009]. Desde ese momento, el coeficiente R se utiliza en el diseño sísmico para tomar en cuenta los efectos no lineales de las estructuras al realizar análisis lineales elásticos, en particular considera 2 efectos, la sobre-resistencia Ω y la ductilidad μ.

La sobrerresistencia corresponde a la diferencia entre la primera fluencia y la capacidad máxima de resistencia en el rango plástico antes de que comience la degradación de la estructura. La ductilidad es la capacidad de disipar energía de los materiales mediante deformaciones.

Los factores R originales se basaron inicialmente en el juicio y en comparaciones cualitativas de los sistemas estructurales utilizados hasta ese momento. Pero al día de hoy existen muchos otros tipos de sistemas estructurales que nunca se han visto realmente sometidos a un movimiento sísmico de nivel significativo, y existe bastante incertidumbre de si los factores R utilizados son adecuados.

En EEUU para normalizar la obtención de factores R en nuevos sistemas estructurales la Agencia Federal de Control de Emergencias (FEMA) desarrolló una metodología para la obtención de los factores de desempeño utilizados en sus códigos, la que se encuentra descrita en el documento "Quantification of Building Performance Factors" [FEMA P695, 2009].

En Chile no existe una metodología para la determinación de los factores de desempeño y a diferencia de EEUU sólo se utiliza el factor R. Los valores del factor R usados se basan principalmente en la experiencia, estudios realizados en EEUU y el buen comportamiento que han tenido las estructuras en los últimos terremotos. Para efectos de este trabajo el cálculo de los factores R se hará de la misma forma que en los estudios de marcos rígidos [González, 2007], excéntricos [Uribe, 1999], marcos de viga enrejada dúctil [Fernández, 2008] y marcos con riostras restringidas al pandeo [Fermandois, 2009].

6.1. Cálculo de Coeficientes

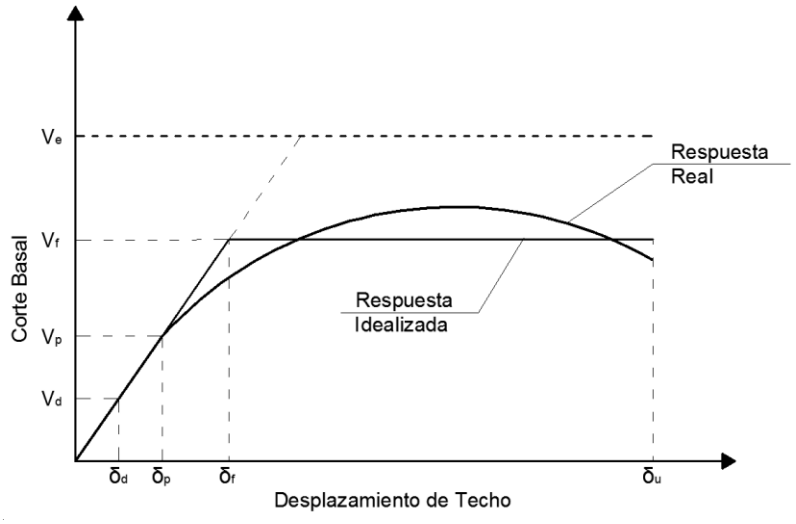


Figura 6-1 Curva de Comportamiento Típica de Estructura

Para el cálculo de los factores de modificación de respuesta se consideran los resultados obtenidos del análisis de capacidad incremental y se definen además los siguientes parámetros:

Razón de ductilidad:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_f} \qquad \textbf{(6-1)}$$

El factor de reducción por ductilidad:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_f} \qquad \textbf{(6-2)}$$

El factor de sobrerresistencia:

$$R_\Omega = \frac{V_f}{V_p} \qquad \textbf{(6-3)}$$

La razón de ductilidad μ se usa como indicador de la capacidad de la estructura para disipar energía a través de deformaciones plásticas. El factor de reducción por ductilidad R_μ representa el nivel hasta el que se pueden reducir las cargas en función

de ña capacidad de disipar energía en el rango plástico de la estructura. El factor de sobrerresistencia corresponde a la reserva de resistencia que existe entre la primera fluencia y el nivel de fluencia global de la estructura.

Finalmente el factor de reducción de resistencia corresponde al producto de los factores de sobrerresistencia y de reducción por ductilidad:

$$R = R_\mu R_\Omega = \frac{V_e}{V_p} \qquad \textbf{(6-4)}$$

En las siguientes tablas se presentan los valores para los factores de reducción obtenidos:

Tabla 6-1 Factores de Reducción de Respuesta de Análisis Incremental Uniforme

Edificio	$V_e[\%P]$	$V_f[\%P]$	$V_p[\%P]$	R_μ	R_Ω	R	R^*	R^{**}
4 Pisos	56.570	46.174	30.127	1.225	1.533	1.878	8.22	8.08
8 Pisos	36.280	32.799	25.032	1.106	1.310	1.449	9.00	5.18
12 Pisos	30.83	30.272	26.205	1.018	1.155	1.176	9.32	4.40

Tabla 6-2 Factores de Reducción de Respuesta de Análisis Incremental Triangular

Edificio	$V_e[\%P]$	$V_f[\%P]$	$V_p[\%P]$	R_μ	R_Ω	R	R^*	R^{**}
4 Pisos	56.570	41.697	27.827	1.357	1.498	2.033	8.22	8.08
8 Pisos	36.280	28.199	23.525	1.287	1.199	1.542	9.00	5.18
12 Pisos	30.83	24.679	17.972	1.249	1.373	1.715	9.32	4.40

Se aprecia que en todos los casos los factores de reducción efectivos son inferiores al factor de reducción que considera las restricciones de corte basal indicado por la norma R^{**}. Como las estructuras están controlados por el corte mínimo, el factor R^* sin considerar las restricciones de corte basal queda aún más lejos de los valores de R efectivos.

Los resultados indican que las estructuras resisten más de lo requerido por el corte basal solicitado por la norma. Esto es especialmente notorio en el caso del edificio de 12 pisos en que el factor de reducción efectivo es de R=1.176, lo que indica que el edificio se encuentra casi en el rango elástico.

7. Conclusiones

El estudio de los procedimientos de diseño de columnas rellenas de hormigón permitió comprobar los beneficios estructurales del sistema en comparación a columnas sin relleno. Estos beneficios se resumen en requisitos menores de esbeltez local en las paredes de los tubos y mayores resistencias a flexión y compresión en secciones del mismo tamaño.

Se verificó que el uso de los parámetros sísmicos de la NCh.433 para marcos especiales de acero es adecuado para resistir las demandas sísmicas de los registros de Llolleo, Concepción y Northridge en los edificios de marcos especiales con columnas compuestas diseñados de acuerdo al código AISC360-10, por lo que el estado del arte del diseño sísmico de esta estructuración puede ser implementado en Chile y tendrá el desempeño necesario.

Los resultados de los análisis de demanda y capacidad muestran que la deformación lateral sufrida por los edificios durante los análisis dinámicos tiene un margen de ductilidad adecuado respecto a la capacidad obtenida en los análisis de capacidad incremental. En el peor de los casos se alcanzó un 43.4% de la capacidad de deformación última δ_u . Sobre la demanda de corte basal, se comprobó que independiente de la altura del edificio, los registros obligan a las estructuras a llegar a sus capacidades máximas.

Se verificó que los cortes basales de diseño obtenidos durante el diseño están controlados por el corte mínimo, lo que podría no cumplirse para otras estructuraciones similares, pero es una particularidad que refleja la flexibilidad del sistema estructural de marcos especiales con columnas compuestas.

Al amplificar las cargas sísmicas para alcanzar el corte mínimo, el factor que controla el diseño es el límite de 2‰ para las derivas de entrepiso, e indirectamente el requisito de corte mínimo que obliga a amplificar las deformaciones de la estructura.

En el capítulo 6 se observó que los factores de reducción de respuesta obtenidos mediante análisis incrementales en los edificios diseñados varían entre $R = 1.176$ y $R = 2.033$, para los edificios de 8 y 4 pisos respectivamente, muy por debajo de los valores calculados de acuerdo a la NCh.433, $R^{**} = 4.40$ y $R^{**} = 8.08$. La diferencia entre los factores de reducción de respuesta efectivos y los valores de diseño R** se debe principalmente al aumento de rigidez requerido para controlar las derivas de entrepiso.

El aumento de rigidez requerido para controlar las deformaciones causa que las solicitaciones de diseño queden casi dentro del rango elástico de los edificios

analizados. Sin embargo, se verificó que los terremotos estudiados en todos los casos causan incursión inelástica.

Los requisitos de deformación limitan también el diseño de las estructuras, ya que para aumentar la rigidez de los marcos debe aumentarse el tamaño de las vigas, pero la limitación de columna fuerte viga débil para marcos especiales requiere que las columnas se aumenten proporcionalmente. Para no tener que realizar aumentos muy grandes en las columnas se optó por utilizar secciones reducidas en las vigas, pero aun así no fue posible llegar a diseños factibles para edificios mayores a 12 pisos con las limitaciones geométricas y perfiles comerciales considerados. En cuanto a la conexión apernada con viga reducida propuesta, se requiere validación experimental para comprobar si cumple con los requisitos para marcos especiales.

Los análisis dinámicos demostraron que las derivas de entrepiso para los registros considerados son muy cercanas al límite de 1.5% considerado tradicionalmente en los códigos de diseño para modelos elásticos. Considerando que en los modelos analizados se buscó representar el comportamiento inelástico real de las estructuras, eran esperables mayores deformaciones, por lo que este es un resultado a favor de los marcos con columnas compuestas.

Para el cálculo de marcos especiales con columna compuesta se propone mantener la metodología de cálculo de la NCh.433 considerando los mismos parámetros de marcos de acero, sin embargo se observa que hay holgura para flexibilizar los requisitos de derivas de entrepiso. Si se considera un criterio similar al de la NCh.2369 que permite reducir las deformaciones de estructuras controladas por corte mínimo, se podrían diseñar estructuras de marcos con columnas compuestas más económicas y de mayor altura.

Durante el desarrollo del trabajo se estudiaron varios tipos de modelos no lineales para representar de la forma más real posible las estructuras. Los modelos no lineales se basaron en elementos estructurales y relaciones constitutivas probados experimentalmente.

Para la modelación en OpenSees, se seleccionaron los elementos y materiales predefinidos que más se ajustan a los de estudios validados experimentalmente. Es posible mejorar los modelos considerando fenómenos como el pandeo local de los tubos de acero y el efecto de desangulación de la zona panel en las conexiones viga-columna.

Se comprobó que las columnas modeladas con elementos tipo fibra aumentaron notoriamente el tiempo de procesamiento en comparación a elementos tradicionales. En total se elaboraron 21 modelos estructurales cuyo tiempo de procesamiento fue de 1 mes.

8. Referencias

AKIYAMA, M., SUZUKI, M., and FRANGOPOL, D. M. “Stress-Averaged Strain Model for Confined High-Strength Concrete.” ACI Structural Journal, 2010.

AMERICAN Concrete Institute, “Requisitos de reglamento para concreto estructural”, ACI318S-08, EEUU, 2008.

AMERICAN Institute of Steel Construction AISC, “Prequalified connections for SMF and IMF for seismic applications”, AISC358, EEUU, 2010.

AMERICAN Institute of Steel Construction AISC, “Seismic provisions for structural steel buildings”, AISC341, EEUU, 2010.

AMERICAN Institute of Steel Construction AISC, “Specification for structural steel buildings”, AISC360, EEUU, 2010.

AMERICAN Institute of Steel Construction AISC, “Design examples V14.1”, EEUU, 2011.

AMERICAN Society of Civil Engineers ASCE, “Minimum design loads for buildings and other structures”, ASCE 7, EEUU, 2010.

CHANG, G. A., and MANDER, J. B. “Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I - Evaluation of Seismic Capacity”, National Center for Earthquake Engineering Research, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, Buffalo, New York, 1994.

CINTAC, “Catálogo losa colaborante – Instadeck”, 2010. [En Línea]
http://www.cintac.cl/pdf/Instadeck.pdf

DECRETO Supremo Nº61: “Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga D.S. Nº117, de 2010”, Diario Oficial de la República de Chile, Santiago, 13 de diciembre de 2011.

DENAVIT, Mark D. “Characterization of behavior of steel-concrete composite members and frames with applications for design”, University of Illinois, Urbana, Illinois, EEUU, 2012.

FEDERAL Emergency Management Agency FEMA “Quantification of building seismic performance factors”, FEMA P695, Washington, D. C. EEUU, 2009.

FERMANDOIS, Gastón A., “Marcos con riostras de pandeo restringido: comportamiento y factores de modificación de la respuesta sísmica”, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile, 2009.

FENÁNDEZ, Claudio J., “Coeficientes de modificación de respuesta estructural en edificios de marcos dúctiles de viga enrejada”, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile, 2008.

FILIPPOU, F. C., POPOV, E. P., BERTERO, V. V. "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints". Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EEUU, 1983.

GONZÁLEZ, José R., "Evaluación del comportamiento sísmico de marcos de acero diseñados de acuerdo a NCh.433Of.96", Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile, 2007.

GOURLEY, Brett C. y HAJJAR, Jerome F. "Cyclic nonlinear analysis of concrete-filled steel tube beam-columns and composite frames", Department of Civil Engineering, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, EEUU, 1994.

GRANDES terremotos en Chile. El Mercurio, Santiago, Chile. [En Línea] http://www.emol.com/especiales/terremotos/chile.htm

HOSHIKUMA, J., [et al], "Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers" Journal of Structural Engineering, ASCE, 1997.

IBARRA, L. F. y KRAWINKLER, H. "Global collapse of frame structures under seismic excitations," Report No. PEER 2005/06, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, California, EEUU, 2005.

INSTITUTO Nacional de Normalización (Chile) INN. "Diseño sísmico de edificios", NCh433.Of96Mod.2009, Santiago, Chile, 2009.

INSTITUTO Nacional de Normalización (Chile) INN. "Cargas permanentes y sobrecargas de uso", NCh.1537Of.2009, Santiago, Chile, 2009.

INSTITUTO Nacional de Normalización (Chile) INN. "Disposiciones generales y combinaciones de carga", NCh.3171Of.2010, Santiago, Chile, 2010.

KENT, D. C., y PARK, R. "Flexural Members with Confined Concrete." Journal of the Structural Division, 97(7), 1969—1990, 1971.

KOSTIC, Svetlana M. y FILIPPOU, Filip C. "Section discretization of fiber beam-column elements for cyclic inelastic response", Journal of Structural Engineering, Mayo, 2012.

LIGNOS, Dimitrios G. y KRAWINKLER, Helmut, "Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations," Technical Report 172, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California, EEUU, 2009.

LIGNOS, Dimitrios G. y KRAWINKLER, Helmut, "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading", Journal of Structural Engineering, 30 de diciembre de 2010.

LIGNOS, Dimitrios G. y AL-SHAWWA, Nasser, "Web-based interactive tools for performance-based earthquake engineering", 2013. [En Línea]
<http://dimitrios-lignos.research.mcgill.ca/databases/component/>

LIGNOS, Dimitrios G. “Modeling steel moment resisting frames with OpenSees”. En: OpenSees Workshop, University of California, Berkeley, EEUU, 2014.

MCKENNA, Frank, FENVES, Gregory L. y SCOTT, Michael H., “Open System for Earthquake Engineering Simulation”, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, California, EEUU, 2000.

MENEGOTTO, M. y PINTO, P. “Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending”, Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering. Zurich, Suiza, 1973.

NORTHRIDGE Earthquake: 1994 quake still fresh in Los Angeles minds after 20 years. Los Angeles Daily News, Los Angeles, California, EEUU, 11 de enero, 2014.

PACKER, Jeffrey, “HSS Connection Solutions under Seismic Loading – for Moment Frames”, 17 de octubre de 2013- [En Línea]
<http://www.atlastube.com/atlas-observer/hollow-structural-section/hss-connection-solutions-under-seismic-loading-for-moment-frames>

POPOVICS, Sandor, “A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete”, Cement and Concrete Research, 1973.

SHEIKH, S. A. y UZUMERI, S. M. “Strength and Ductility of Tied Concrete Columns”, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 1980.

SISMO que asoló a Chile en 2010 es el cuarto más caro de la historia reciente, [En Línea] http://www.elmostrador.cl/noticias/pais/2011/02/20/sismo-que-asolo-a-chile-en-2010-es-el-cuarto-mas-caro-de-la-historia-reciente/

STEEL Deck Institute, “Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs”, SDI-ANSI-C-2011, EEUU, 2011.

TSAI, Wan T. “Uniaxial Compressional Stress-Strain Relation of Concrete” Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988.

URIBE, Roberto, “Coeficientes de modificación de la respuesta sísmica en marcos arriostrados excéntricamente”, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile, 1999.

VARMA, Amit y ZHANG, Kai, “Slenderness Limits for Noncompact/Slender Filled Members”, Bowen Laboratory Report No. 2009-01, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, EEUU, 2009.

WAUGH, Jonathan D. “Nonlinear analysis of T-shaped concrete walls subjected to multi-directional displacements”, Iowa State University, Ames, Iowa, EEUU, 2009.

9. Anexos

Anexo A: Cubicación y Cargas de Peso Propio en Losas Colaborantes

Tabla 9-1 Cubicación y Cargas de Peso Propio [cm] [Cintac, Catálogo Instadeck]

Espesor de Losa		Cubicación y Peso Propio			
			Peso Propio [Kg/m2]		
Total [cm]	Hormigón [cm]	Volumen Hormigón [m3/m2]	Hormigón	Instadeck	Total
11.35	5	0.085	204	8	212
12.35	6	0.095	228	8	236

14.35	8	0.115	276	8	284
16.35	10	0.135	324	8	332
18.35	12	0.155	372	8	380

Anexo B: Metodología FEMA para la Determinación de Factores de Desempeño Sísmico

A modo de estudio se revisó la metodología para determinar los factores de reducción de respuesta en EEUU.

La siguiente figura ilustra los factores de desempeño de la norma de EEUU:

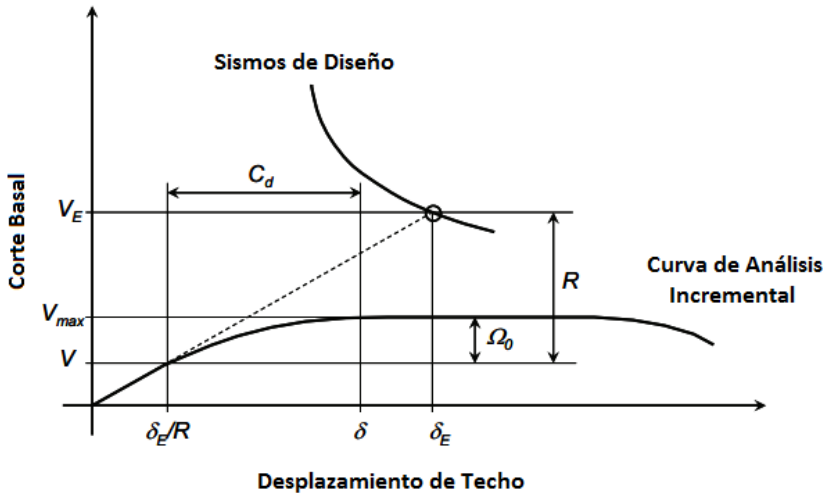


Figura 9-1 Ilustración de los Factores de Desempeño Sísmico Usados en EEUU [FEMA P695, 2009]

Si bien la figura ilustra los factores como diferencias entre dos valores con dimensiones, en la práctica los factores de desempeño son razones adimensionales entre los valores y quedan definidos por las siguientes ecuaciones:

Coeficiente de Modificación de Respuesta:

$$R = V_E/V \qquad \textbf{(9-1)}$$

Factor de Amplificación de Deformaciones:

$$C_d = (\delta/\delta_E)R \qquad \textbf{(9-2)}$$

Factor de Sobrerresistencia:

$$\Omega_o = V_{max}/V \qquad \textbf{(9-3)}$$

En las ecuaciones V_E representa el nivel de fuerza hipotético que hubiese alcanzado un sistema completamente elástico durante el desarrollo del sismo. El término V_{max} es el corte máximo del sistema al fluir completamente y V es el corte de diseño.

El factor de modificación R relaciona el nivel de fuerzas que sería alcanzado por un sistema completamente elástico para el sismo de diseño y el corte de diseño.

El factor de sobrerresistencia Ω_o relaciona el corte máximo que puede alcanzar el sistema en fluencia con el corte de diseño.

El término δ_E/R representa el desplazamiento de techo asociado al corte sísmico de diseño asumiendo que el sistema permanece elástico para ese nivel de fuerza. El desplazamiento de techo δ corresponde al nivel de desplazamiento obtenido para el sistema en fluencia durante el sismo de diseño.

El factor de amplificación de desplazamientos C_d es menor a R ya que considera los efectos de disipación de energía del sistema.

La metodología desarrollada por la FEMA permite obtener los factores de desempeño R, C_d y Ω_o consistentes con las definiciones anteriores.

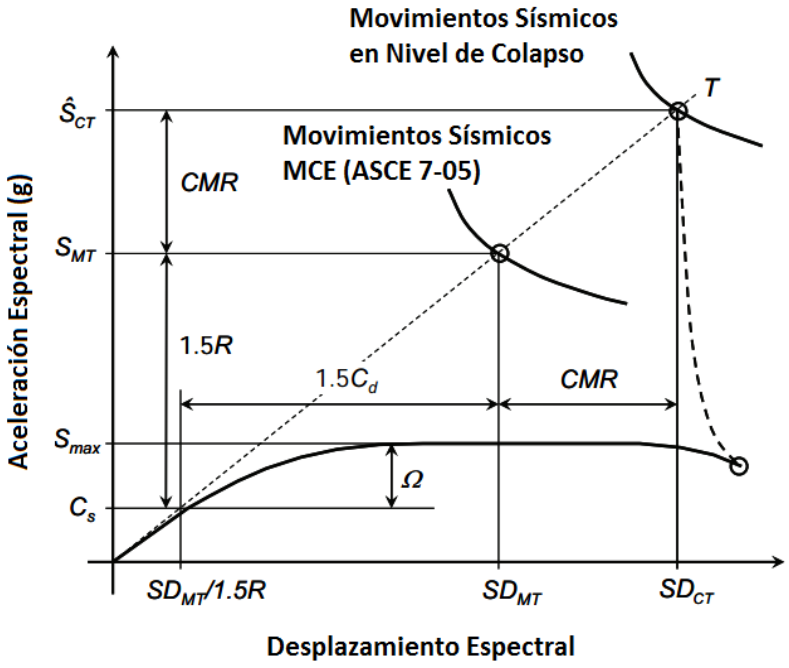


Figura 9-2 Ilustración de los Factores de Desempeño Sísmico Definidos por la Metodología FEMA [FEMA P695, 2009]

La figura toma en consideración aceleración y desplazamiento espectral en vez de corte basal y desplazamiento de techo. La conversión a coordenadas espectrales asume que el 100% del peso sísmico participa en el modo fundamental de periodo T y es consistente con el método estático definido por la ASCE que determina el corte basal al multiplicar el peso sísmico por el coeficiente sísmico estático C_s:

$$V = C_s W \qquad \textbf{(9-4)}$$

El concepto de Máximo Sismo Considerado (MCE por sus siglas en inglés) agrupa las características de suelo, zonificación sísmica y estudios sísmicos para la construcción de los espectros definidos en la norma ASCE 7. El sismo de diseño definido por la ASCE corresponde a 2/3 de MCE y queda definido por la aceleración espectral de diseño S_{DS}:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MT} \qquad \textbf{(9-5)}$$

El término S_{MT} corresponde a la aceleración espectral de MCE considerando el periodo del sistema, S_{max} representa la aceleración espectral asociada a la máxima fuerza del sistema en fluencia.

De acuerdo a la ASCE 7, el coeficiente sísmico se obtiene de la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \qquad \textbf{(9-6)}$$

Dónde I_e es el factor de importancia definido de acuerdo a la ASCE 7.

La metodología relaciona el factor R con el coeficiente sísmico a través de la siguiente ecuación:

$$1.5R = \frac{S_{MT}}{C_s} \qquad \textbf{(9-7)}$$

Se deduce que para la obtención de los factores de desempeño considera un factor de importancia $I_e = 1$ lo que es consistente con el tipo de estructura en estudio.

El parámetro de sobrerresistencia se obtiene de:

$$\Omega = \frac{\mathrm{S_{max}}}{C_s} \qquad \textbf{(9-8)}$$

En general diferentes diseños para el mismo tipo de sistema resistente debería resultar en diferentes valores de Ω.

La figura muestra que la metodología define el valor del coeficiente de desplazamiento es 1.5 veces el desplazamiento de diseño, de lo que se desprende que:

$$C_d = R \qquad \textbf{(9-9)}$$

La suposición de un coeficiente de desplazamientos igual al factor de modificación de respuesta es razonable al considerar sistemas con amortiguamiento del 5%.

La seguridad ante el colapso queda expresada por la razón de margen de colapso CMR, valor que describe la cantidad en que la aceleración espectral del sismo máximo considerado S_{MT} debe aumentar para alcanzar el colapso del 50% de las estructuras del sistema en estudio.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} = \frac{SD_{CT}}{SD_{MT}} \qquad \textbf{(9-10)}$$

La metodología requiere por lo tanto varios diseños de estructuras considerando el mismo sistema estructural. Los modelos de estas estructuras deben representar

detalladamente el comportamiento no lineal, el que debe estar respaldado por ensayos suficientes para representar modos de falla. Los modos de falla que no puedan modelarse explícitamente se evalúan usando limites apropiados en los parámetros de respuesta.

El diseño de las estructuras consideradas debe realizarse asumiendo un factor de modificación de respuesta R de prueba para determinar el coeficiente sísmico C_s. Posteriormente se calcula el valor del CMR el que debe compararse con un objetivo designado. Sistemas que presentan menor incertidumbre en su modelación permiten usar CMR menores. Si el valor de CMR obtenido es lo suficientemente grande para cumplir con el objetivo de desempeño, se considera que el valor escogido para R es aceptable, de lo contrario debe repetirse el análisis con un valor menor para R.

Lo complicado del método es la determinación del valor de $\hat{S}_{CT}$ que corresponde a la aceleración espectral en el nivel del 50% de la curva de probabilidad de colapso. Para su determinación se deben realizar numerosos análisis dinámicos incrementales con un set de 22 registros sísmicos, aumentando progresivamente la intensidad de los registros hasta que el 50% de las estructuras alcanza su nivel de colapso.

En la figura 9-3 se muestra el resultado de un análisis incremental dinámico de una estructura sometida a un set de varios registros de terremotos, en la que el colapso está asociado a desplazamientos laterales excesivos.

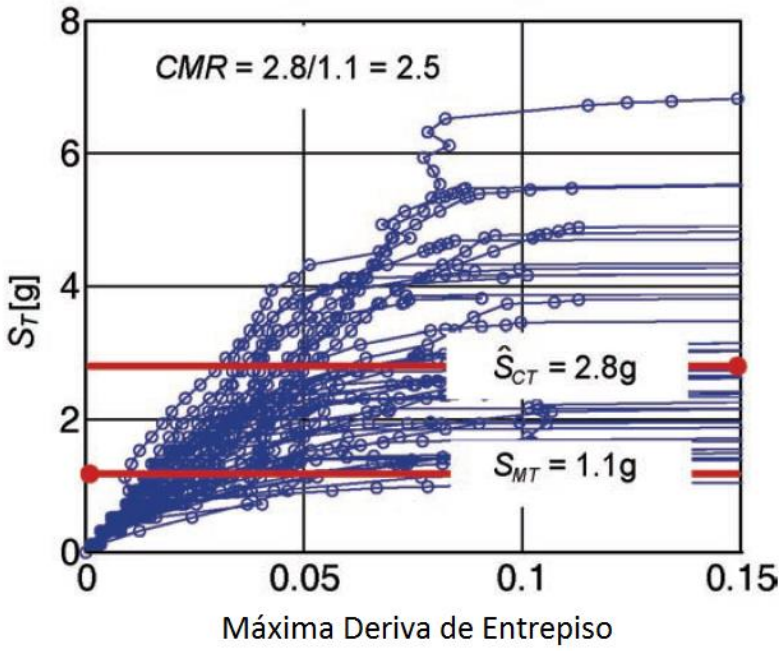


Figura 9-3 Gráfico de Respuesta Incremental Dinámica v/s Máxima Deriva de Entrepiso [FEMA P695, 2009]

Los datos pueden ser ajustados a una curva de probabilidad de colapso ajustando una función lognormal a los datos de colapso anteriores:

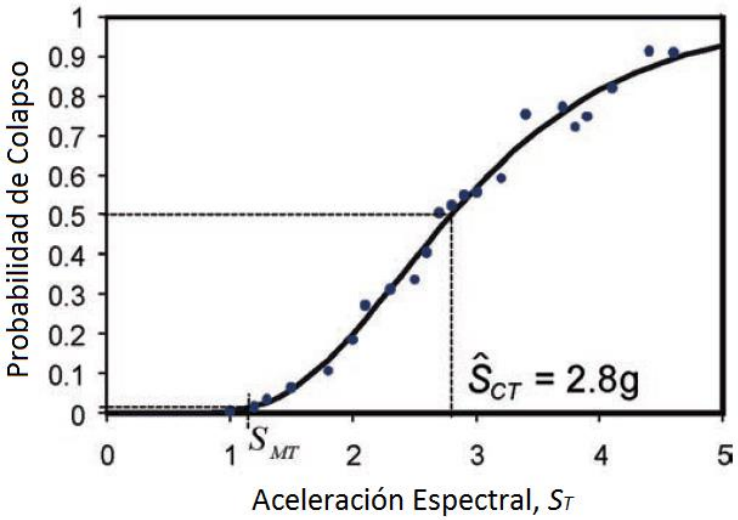


Figura 9-4 Curva de Probabilidad de Colapso [FEMA P695, 2009]

En los gráficos 9-3 y 9-4 S_T corresponde a la mediana de la aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura del set de registros.

El método de la FEMA toma en cuenta otros aspectos, como la incertidumbre en la modelación y la normalización de los registros sísmicos en los que no se profundizará. El siguiente esquema resume la metodología implementada por la FEMA.

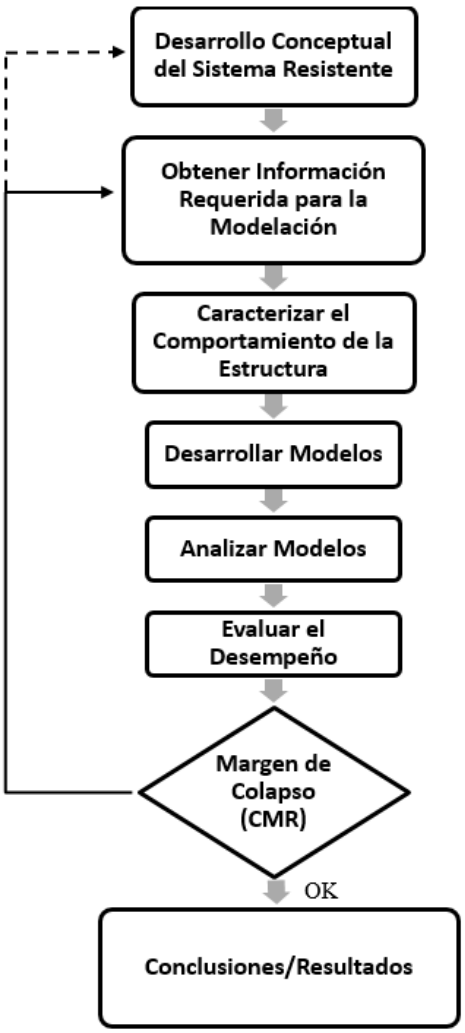


Figura 9-5 Ilustración de la Metodología para Determinar los Factores de Desempeño Sísmico Definidos por la Metodología FEMA [Fema P695, 2009]