



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

APLICACIÓN DE COLUMNAS COMPUESTAS CFT AL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
EN CHILE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RODRIGO ALEJANDRO VALENZUELA QUINTANA

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA M.

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ALEJANDRO VERDUGO P.
LEONARDO MASSONE S.

SANTIAGO DE CHILE
JUNIO 2007

Resumen

Una columna CFT (“Concrete Filled Tube”) corresponde a un elemento compuesto conformado por un perfil tubular de acero en cuyo interior se coloca hormigón con el fin de aumentar su resistencia y rigidez.

El presente proyecto de título trata acerca de la aplicabilidad de columnas compuestas CFT al diseño sísmico de edificios en Chile. Junto con esto se lleva a cabo la comparación entre el diseño al utilizar columnas de perfiles doble T y el diseño utilizando columnas compuestas CFT.

Para analizar la aplicabilidad del uso de columnas compuestas se lleva a cabo el diseño de tres edificios cuyas dimensiones generales en planta son las dimensiones típicas de los edificios chilenos, diferenciándose sólo en la cantidad de pisos. El diseño de estos edificios se realiza paralelamente utilizando columnas doble T de acero y columnas compuestas CFT, para así poder comparar los resultados de ambos diseños. En el diseño de los edificios se utiliza la normativa vigente usando los parámetros de diseño definidos en dicha normativa.

Luego de haber realizado el diseño de los edificios, se analiza el comportamiento de una de las estructuras diseñadas en base a columnas compuestas CFT mediante dos tipos de análisis: Pushover y Análisis Tiempo-Historia, el modelo involucrado en estos análisis incorpora la no linealidad proveniente de la fluencia del acero tanto de vigas como columnas, así como también la producida por las deformaciones del hormigón en el interior de las columnas CFT. Los resultados obtenidos de estos análisis se comparan con los resultados esperados de acuerdo a la normativa utilizada con el fin de apreciar si los parámetros de diseño empleados son los correctos o deberían ser éstos modificados con el fin de obtener resultados aceptables.

Los resultados obtenidos en este trabajo de titulación indican que al diseñar los edificios prototipo con columnas CFT de acuerdo a la normativa chilena, éstas resultan con una sobre resistencia muy alta, lo cual si bien es cierto asegura un buen comportamiento sísmico, no permite visualizar las ventajas de utilizar este tipo de elementos en estructuras sismorresistentes.

En este trabajo de titulación queda en evidencia que el criterio de deformaciones admisibles impuesto por la norma NCh 433.Of 96 (6) es demasiado restrictivo para las estructuras analizadas, la relajación de este criterio podría resultar sumamente ventajoso para las estructuras controladas por el corte basal mínimo.

Agradecimientos

Quiero comenzar agradeciendo a mis padres por el esfuerzo que ha significado para ellos el darme la oportunidad de estudiar, oportunidad que al igual que muchos chilenos ellos no tuvieron. Además quiero darles las gracias por haberme apoyado en este largo proceso que ya está llegando a su fin.

Agradezco también la disposición de mi profesor guía, Ricardo Herrera, quien en todo momento tuvo la paciencia y el tiempo para atender mis dudas y guiarme en la realización de este trabajo de titulación.

A mis amigos de la universidad, gracias por haberme soportado todos estos años, sé que no es fácil, por eso les agradezco de manera especial.

A los amigos de la vida, gracias por compartir conmigo durante este proceso y por no haberme recriminado por las veces en las que, por estar estudiando, no tuve tiempo para compartir con ustedes.

Finalmente agradezco a todas las personas que he conocido en estos años de universidad, quienes de una u otra forma han aportado a formarme como persona y me han motivado a cambiar ciertas cosas de mi personalidad.

Este trabajo de titulación se lo dedico a mis dos abuelos fallecidos, quienes desde donde están me han apoyado y estoy seguro de que si estuvieran acá estarían tan contentos como yo en este momento.

Índice de Contenidos

1.- Introducción	1
1.1.- Introducción general.....	1
1.2.- Objetivos	2
1.2.1.- Objetivo General	2
1.2.1.- Objetivos Específicos.....	2
1.3.- Metodología	2
2.- Antecedentes	4
2.1.- Normativa aplicable al diseño.....	4
2.1.1.- Specification for Structural Steel Buildings (2).....	4
2.1.2.- Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (3).....	8
2.1.3.- ACI 318 (4)	11
2.1.4.- Comparación entre normativas de diseño	13
2.2.- Normativa aplicable a solicitaciones.....	15
2.2.1.- Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso.....	15
2.2.2.- Diseño sísmico de edificios.....	15
2.3.- Determinación de resistencia de columnas CFT	19
2.4.- Determinación de rigidez de columnas CFT	21
2.5.- Diseño de conexiones.....	22
2.5.1.- Conexiones en estructuras de acero tradicional	22
2.5.2.- Conexiones en estructuras con columnas CFT	22
2.6.-Relaciones tensión-deformación para el hormigón.....	28
2.7.- Punto de desempeño sísmico.....	31
2.8.- Comportamiento frente al fuego	33
2.9.- Drain-2DX.....	34
2.9.1.- Plastic Hinge Beam-Column Element.....	35
2.9.2.- Fiber Beam-Column Element	36
2.10.- Experiencias previas.....	37
3.- Diseño de edificios prototipo	47
3.1.- Características generales	47
3.2.- Materiales y perfiles.....	47
3.3.- Solicitaciones	48
3.4.- Deformaciones sísmicas admisibles.....	49
3.5.- Diseño frente a solicitaciones estáticas	49
3.5.1.- Diseño de losa	49
3.5.2.- Diseño de vigas estáticas.....	49
3.5.3.- Diseño de columnas estáticas.....	50
3.6.- Diseño de marcos sísmicos con perfiles tradicionales	51
3.6.1.- Modelos realizados.....	51
3.6.2.- Diseño	52
3.6.3.- Determinación de Resistencia	52
3.6.4.- Verificación de resistencia	52
3.6.5.- Verificación de deformaciones.....	52
3.6.6.- Verificación del criterio de columna fuerte y viga débil.....	53
3.7.- Diseño de marcos sísmicos con columnas CFT	53
3.7.1.- Modelos realizados.....	53
3.7.3.- Determinación de resistencia	54

3.7.4.- Verificación de resistencia	54
3.7.5.- Verificación de deformaciones.....	55
3.7.6.- Verificación del criterio de columna fuerte y viga débil.....	55
3.7.7.- Diseño de conexiones.....	55
3. 8.- Análisis de los diseños realizados	56
3.8.1.- Aspectos generales	56
3.8.2.- Comparación entre estructuras de acero tradicional	56
3.8.3.- Comparación entre estructuras con columnas CFT.....	57
3.8.4.- Comparación entre estructuras de acero tradicional y estructuras con columnas CFT	57
4.- Estudios analíticos.....	89
4.1.- Generalidades.....	89
4.2.- Análisis realizados.....	89
4.2.1.- Análisis Tiempo-Historia	89
4.2.2.- Pushover	90
4.3.- Modelo realizado.....	91
4.3.1.- Modelación de vigas	91
4.3.2.- Modelación de columnas CFT	92
4.3.3.- Otros.....	93
4.4.- Resultados Obtenidos.....	94
4.4.1.- Análisis Tiempo-Historia	94
4.4.2.- Pushover	95
4.5.- Análisis del comportamiento obtenido.....	95
4.5.1.- Análisis Tiempo-Historia	95
4.5.2.- Pushover	96
5.- Conclusiones	122
5.1.- Conclusiones referidas al diseño	122
5.2.- Conclusiones referidas al comportamiento de la estructura modelada en Drain 2DX....	122
5.3.- Ventajas evidenciadas de estructuras con columnas CFT.....	124
5.4.- Recomendaciones de diseño.....	125
5.5.- Conclusiones Generales	127
5.6- Estudios Futuros.....	127
Bibliografía y referencias	129
Anexos.....	-

Listado de Tablas

Tabla 2.1: Límites de relación ancho espesor para elementos comprimidos en Marcos Especiales de Momento para el método LRFD	38
Tabla 2.2: Comparación entre normativas de diseño	39
Tabla 2.3: Comparación entre la resistencia al corte al considerar la resistencia del acero o la del hormigón [tonf]	39
Tabla 3.1: Resumen de cargas estáticas.....	58
Tabla 3.2: Corte basal obtenido de acuerdo a la norma NCh433 Of.96.....	58
Tabla 3.3: Discretización de Columnas Estáticas.....	58
Tabla 3.4: F.U. Columnas Estáticas	59
Tabla 3.5: Características de perfiles especiales	59
Tabla 3.6: Periodo fundamental a partir de los modelos en SAP2000.....	59
Tabla 3.7: Peso sísmico estructuras de acero tradicional	59
Tabla 3.8: Cubicación de acero edificio de 6 pisos con columnas doble T.....	60
Tabla 3.9: Cubicación de acero edificio de 12 pisos con columnas doble T.....	60
Tabla 3.10: Cubicación de acero edificio de 20 pisos con columnas doble T.....	61
Tabla 3.11: Factores de utilización edificios de Acero Tradicional.....	61
Tabla 3.12: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 6 pisos de acero tradicional.....	62
Tabla 3.13: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 12 pisos de acero tradicional.....	62
Tabla 3.14: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 20 pisos de acero tradicional.....	63
Tabla 3.15: Verificación criterio de columna fuerte y viga débil edificios de acero tradicional ..	63
Tabla 3.16: Peso sísmico estructuras con columnas tipo CFT	64
Tabla 3.17: Cubicación de acero edificio de 6 pisos con columnas tipo CFT	64
Tabla 3.18: Cubicación de acero edificio de 12 pisos con columnas tipo CFT	64
Tabla 3.19: Cubicación de acero edificio de 20 pisos con columnas tipo CFT	65
Tabla 3.20: Hormigón para columnas en estructuras con columnas tipo CFT.....	65
Tabla 3.21: Factores de utilización en vigas de edificios con columnas CFT.....	65
Tabla 3.22: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 6 pisos con columnas CFT	66
Tabla 3.23: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 12 pisos con columnas CFT	66
Tabla 3.24: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 20 pisos con columnas CFT	67
Tabla 3.25: Verificación criterio de columna fuerte y viga débil edificios con columnas CFT ...	67
Tabla 3.26: Amplificación de deformación admisible según NCh 2369 Of2003	68
Tabla 3.27: Comparación acero utilizado en marcos sísmicos [tonf].....	68
Tabla 4.1: PGA terremoto de Valparaíso 1985	98
Tabla 4.2: Propiedades de vigas y conexiones modeladas en Drain-2DX.....	98
Tabla 4.3: Propiedades de materiales modelados en Drain-2DX.....	98
Tabla 4.4: Masas asociadas a cada nodo [kgf·s ² /cm]	99
Tabla 4.5: Cargas verticales asociadas a cada nodo [kgf]	100

Tabla 4.6: Períodos y amortiguamientos modales estructura de 6 pisos con columnas CFT.....	100
Tabla 4.7: Desplazamientos de entrepiso máximos Terremoto de Valparaíso 1985.....	101
Tabla 4.8: Corte por piso máximo Terremoto de Valparaíso 1985	101
Tabla 4.9: Resultados Pushover	102
Tabla 4.10: Comportamiento sísmico para distintos niveles de desempeño	102

Listado de Figuras

Figura 2.1: Esquema criterio columna fuerte-viga débil	40
Figura 2.2: Algunas conexiones viga-columna CFT	40
Figura 2.3: Casos considerados para los diagramas de interacción.....	41
Figura 2.4 : Conexiones viga columna mediante perfiles T	42
Figura 2.5: Determinación de solicitaciones en las conexiones viga columna	42
Figura 2.6: Bloque de corte en el alma del perfil T usado para las conexiones viga columna.....	43
Figura 2.7: Comparación curva tensión-deformación	43
Figura 2.8: Efecto del confinamiento en el hormigón	43
Figura 2.9: Relación R v/s T*	44
Figura 2.10: Geometría del elemento tipo viga	44
Figura 2.11: Relación de rigidez del elemento elástico.....	44
Figura 2.12: Efecto de endurecimiento elemento tipo viga.....	45
Figura 2.13: Geometría elemento tipo Fibra	45
Figura 2.14: Propiedades de lo materiales para elementos tipo fibra.....	46
Figura 3.1: Distribución general de elementos resistentes	69
Figura 3.2: Perfiles CFT de sección cuadrada soldados.....	69
Figura 3.3: Espectro elástico utilizado en el diseño	70
Figura 3.4: Condición de apoyo losa más desfavorable	70
Figura 3.5:Condición de apoyo columnas estáticas	70
Figura 3.6: Modelo realizado en SAP estructura de 6 pisos.....	71
Figura 3.7: Elevación marco sísmico de 6 pisos con acero tradicional	72
Figura 3.8: Elevación marco sísmico de 12 pisos con acero tradicional	72
Figura 3.9: Elevación marco sísmico de 20 pisos con acero tradicional	73
Figura 3.10: Elevación marco sísmico de 6 pisos con columnas CFT	73
Figura 3.11: Elevación marco sísmico de 12 pisos con columnas CFT.....	74
Figura 3.12: Elevación marco sísmico de 20 pisos con columnas CFT.....	75
Figura 3.13: Resistencia CFT 700x700x14 edificio de 6 pisos.....	76
Figura 3.14: Resistencia CFT 600x600x12 edificio de 6 pisos.....	77
Figura 3.15: Resistencia CFT 900x900x18 edificio de 12 pisos.....	78
Figura 3.16: Resistencia CFT 800x800x16 edificio de 12 pisos.....	79
Figura 3.17: Resistencia CFT 700x700x14 edificio de 12 pisos.....	80
Figura 3.18: Resistencia CFT 650x650x14 edificio de 12 pisos.....	81
Figura 3.19: Resistencia CFT 1000x1000x22 edificio de 20 pisos.....	82
Figura 3.20: Resistencia CFT 850x850x18 edificio de 20 pisos.....	83
Figura 3.21: Resistencia CFT 700x700x14 edificio de 20 pisos.....	84
Figura 3.22: Período fundamental edificios de acero tradicional.....	85
Figura 3.23: Corte Basal edificios de acero tradicional.....	85
Figura 3.24: Acero utilizado en edificios con columnas de sección doble T	85
Figura 3.25: Período fundamental edificios con columnas CFT.....	86
Figura 3.26: Corte Basal edificios con columnas CFT.....	86
Figura 3.27: Acero utilizado en edificios con columnas CFT	86
Figura 3.28: Comparación Período fundamental Edificios de acero tradicional y con columnas CFT.....	87
Figura 3.29: Comparación Pesos Sísmicos edificios de acero tradicional y con columnas CFT..	87

Figura 3.30: Comparación Corte Basal edificios de acero tradicional y con columnas CFT.....	88
Figura 3.31: Comparación acero utilizado en marcos sísmicos.	88
Figura 4.1: Registro de Ventanas	103
Figura 4.2: Registro de Viña	103
Figura 4.3: Registro de Llolleo.....	104
Figura 4.4: Comparación espectros de registros utilizados	104
Figura 4.5: Perfiles de carga utilizados en el pushover	105
Figura 4.6: Esquema de modelación de vigas en Drain-2DX	105
Figura 4.7: Características del acero modelado en Drain-2DX.....	106
Figura 4.8: Esquema de modelación de columnas en Drain-2DX	106
Figura 4.9: Curva de Tensión Deformación Hormigón H-30	107
Figura 4.10: Esquema del modelo de la estructura de 6 pisos realizado en Drain-2DX	108
Figura 4.11: Gráficos desplazamiento v/s corte por piso registro de Llolleo.....	109
Figura 4.12: Gráficos desplazamiento v/s corte por piso registro de Viña.....	110
Figura 4.13: Gráficos desplazamiento v/s corte por piso registro de Ventanas	111
Figura 4.14: Momento v/s Rotación Plástica en vigas registro de Llolleo.....	112
Figura 4.15: Momento v/s Rotación Plástica en vigas registro de Ventanas	113
Figura 4.16: Momento v/s Rotación Plástica en vigas registro de Viña	114
Figura 4.17: Momento v/s Rotación en la base de columnas CFT registro de Llolleo.	115
Figura 4.18: Momento v/s Rotación en la base de columnas CFT registro de Ventanas.....	116
Figura 4.19: Momento v/s Rotación en la base de columnas CFT registro de Viña.....	117
Figura 4.20: Curva de capacidad estructura de 6 pisos con columnas CFT para un perfil de cargas triangular.....	118
Figura 4.21: Curva de capacidad estructura de 6 pisos con columnas CFT para un perfil de cargas uniforme	118
Figura 4.22: Distribución de rótulas plásticas pushover con patrón de cargas triangular	119
Figura 4.23: Distribución de rótulas plásticas pushover con patrón de cargas uniforme	120
Figura 4.24: Punto de desempeño sísmico	121
Figura 5.1: Ejemplo de estructuración recomendada	126

Simbología

f_c	Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.
F_y	Tensión de fluencia mínima especificada.
ϕ_c	Factor de reducción de resistencia a la compresión.
ϕ_b	Factor de reducción de resistencia a la flexión.
ϕ_v	Factor de reducción de resistencia al corte.
A_c	Área de la sección transversal de acero.
A_s	Área de la sección transversal de acero.
F_u	Tensión de rotura mínima especificada.
E_s	Módulo de elasticidad del acero.
E_c	Módulo de elasticidad equivalente del hormigón.
V_n	Resistencia nominal de corte.
P_n	Resistencia nominal de compresión.
M_n	Resistencia nominal de flexión.
I_c	Inercia de la sección transversal de hormigón.
I_s	Inercia de la sección transversal de acero.
t_f	Espesor del ala.
t_w	Espesor del alma.
b	Ancho de la pared exterior de acero en el caso de columnas CFT rectangulares.
t	Espesor de la pared exterior de acero.
D	Diámetro de la pared exterior de acero en el caso de columnas CFT circulares.

1.- Introducción

1.1.- Introducción general

El uso de elementos compuestos en la construcción de edificios ha ido aumentando en el último tiempo debido a las ventajas que trae consigo la utilización conjunta de acero y hormigón. Estas ventajas radican en que ambos materiales al trabajar juntos logran un complemento que posee características muy superiores a las de cada material por separado.

Dentro de los elementos compuestos se encuentran las denominadas columnas CFT (“Concrete Filled Tube”) que corresponden a elementos formados por un perfil tubular de acero en cuyo interior se coloca el hormigón. El uso de estas columnas en el diseño sísmico de edificios ha ido en aumento en los últimos años siendo sus principales expositores Japón y Estados Unidos. Estos países formaron un programa de cooperación para la investigación y proposición de lineamientos enfocados al diseño de columnas compuestas. Como resultado de estas investigaciones se ha encontrado que el uso de columnas compuestas CFT en el diseño sísmico de edificios es una alternativa viable.

El uso del hormigón como relleno de perfiles tubulares de acero logra un aumento ostensible en la rigidez de los elementos al compararlos con elementos de acero tubulares. Además, el hormigón actúa restringiendo el pandeo del perfil exterior aumentando con esto la resistencia con respecto al perfil tradicional. Otra de las ventajas del uso de columnas compuestas CFT con respecto a columnas de acero es que la inercia térmica del hormigón hace aumentar la capacidad de la columna para resistir el fuego. Si se compara el uso de columnas compuestas CFT con el de columnas de hormigón armado se observan las siguientes ventajas constructivas: las columnas compuestas CFT no necesitan moldaje; el fraguado en el interior de las columnas CFT se realiza en condiciones ambientales mucho más favorables que en el caso de las columnas de hormigón armado; utilizando columnas compuestas es posible aumentar la velocidad de construcción en altura debido a que el perfil de acero exterior proporciona resistencia apenas es colocado y no hay que esperar a que el hormigón fragüe completamente. Las barras de acero en elementos de hormigón armado proporcionan resistencia a la tracción así como también confinamiento al hormigón. Es por esta razón que se intenta, con el fin de optimizar el diseño, que las barras queden lo más alejado posible del centro de la sección. Por lo tanto al utilizar columnas compuestas CFT (Concrete Filled Tube) se está utilizando el acero de manera óptima.

La razón por la cual el uso de estas columnas compuestas ha logrado tanto interés en el último tiempo es que, debido a sus características, surge como una alternativa que optimiza el uso del acero en los edificios, disminuyendo los costos tanto de materiales como de construcción.

1.2.- Objetivos

Los objetivos de este trabajo de título son:

1.2.1.- Objetivo General

El objetivo general de este trabajo de titulación es analizar la aplicabilidad de columnas compuestas CFT al diseño sísmico de edificios en Chile.

1.2.1.- Objetivos Específicos

Entre los objetivos específicos de este trabajo de título destacan:

Analizar las ventajas y desventajas del uso de columnas compuestas CFT en el diseño sísmico de edificios en Chile.

Evaluar el diseño sísmico de edificios con columnas compuestas CFT mediante la aplicación de la normativa vigente en Chile (NCh 433Of.96).

Encontrar parámetros de diseño sísmico adecuados para edificios en base a columnas compuestas CFT.

Crear un modelo no lineal detallado para determinar el comportamiento del edificio diseñado con columnas compuestas frente a un análisis de “pushover” y frente a registros de aceleración sísmica.

1.3.- Metodología

Para comenzar se lleva a cabo la recopilación de los antecedentes relacionados con el tema, entre estos antecedentes se encuentra la normativa de diseño aplicable, estándares internacionales de diseño y múltiples publicaciones relacionadas con columnas compuestas CFT.

Luego de haber revisado la bibliografía asociada se lleva a cabo la elección de las estructuras a diseñar, para hacer esto se recopila información sobre características habituales de edificios chilenos con el fin de determinar tres estructuras representativas de los requerimientos nacionales. Algunas de las características a considerar son la distancia entre columnas, la altura de pisos, etc.

El tercer punto a desarrollar para poder llevar a cabo el diseño de las estructuras prototipo es la elección de la normativa a utilizar, así como los parámetros de diseño asociados a dicha normativa. Para realizar lo anterior se aplican las indicaciones presentes en la normativa escogida o, en caso de no existir información relacionada con el tema, se utilizan parámetros de diseño estimados de acuerdo a la información previa disponible.

Luego de haber definido la normativa a utilizar y los parámetros de diseño relacionados se procede al diseño de las tres estructuras elegidas utilizando por un lado columnas de acero de sección doble T y por otro lado columnas compuestas CFT.

Luego de haber realizado todos los diseños propuestos se comparan las estructuras resultantes con cada tipo de columnas.

Para estudiar el comportamiento de edificios diseñados en base a columnas compuestas CFT se elige la estructura de seis pisos para obtener, a partir de ella, el comportamiento de este tipo de estructuras. Para llevar a cabo el análisis de esta estructura se realiza un modelo mediante elementos finitos con el programa DRAIN-2DX (1), a este modelo se le aplican análisis tiempo-historia y “pushover”.

Luego de haber realizado los análisis, se exponen los resultados más representativos de cada uno de ellos (“Pushover” y Tiempo-Historia) realizando las respectivas comparaciones y obteniendo partir de ellas las conclusiones correspondientes.

2.- Antecedentes

2.1.- Normativa aplicable al diseño

Debido a la carencia de normas chilenas actualizadas para el diseño de elementos estructurales, ya sean de hormigón o de acero, se decide utilizar estándares mundialmente reconocidos como las publicaciones del American Institute of Steel Construction (AISC) tituladas “Specification for Structural Steel Buildings”(2) y “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”(3) ambas publicadas el año 2005, además del código de diseño emitido por el comité 318 del American Concrete Institute (ACI 318) titulado “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05)” (4) publicado en el mismo año.

2.1.1.- Specification for Structural Steel Buildings (2)

En estas especificaciones se tratan todos los aspectos relativos al dimensionamiento de los perfiles a utilizar en el diseño estático de estructuras. Además se presentan dos métodos de diseño, el primero basado en tensiones admisibles (ASD) y el segundo basado en factores de carga y resistencia (LRFD). Si bien es cierto ambos métodos provienen de lógicas diferentes, los parámetros de diseño, factores de amplificación de cargas y factores de reducción de resistencia en el caso del método LRFD y factores de seguridad en el método ASD, se encuentran calibrados para obtener diseños similares para elementos sometidos a flexión o esfuerzo axial siempre y cuando la carga viva sea del orden de 3 veces la carga permanente.

Este documento además de referirse a estructuras de acero propiamente tales posee un capítulo dedicado a las secciones compuestas. Las limitaciones y recomendaciones presentes en las especificaciones del AISC (2) que son aplicables a columnas CFT son las siguientes:

a) Determinación de resistencia de columnas tipo CFT:

Se plantean dos métodos para determinar la resistencia de perfiles compuestos: el método de distribución de tensiones plásticas y el método de compatibilidad de deformaciones. En ambos métodos se desprecia la resistencia del hormigón bajo tracción.

El método de distribución de tensiones plásticas (Plastic Stress Distribution Method) se basa en suponer una deformación lineal en toda la sección y un comportamiento elasto-plástico de ésta. Se asume además que el hormigón alcanza una deformación máxima en compresión de 0.003 y una tensión correspondiente de $0,85 \cdot f'_c$ sobre un bloque rectangular de compresión cuando se trata de una sección rectangular, mientras que para el caso de secciones de forma circular se permite el uso de una tensión en el hormigón de $0,95 \cdot f'_c$. La diferencia anterior se debe a que las secciones circulares presentan un mayor confinamiento que las secciones rectangulares. Además se asume que el acero alcanza su deformación de fluencia que vale típicamente F_y / E_s .

La aproximación de utilizar una distribución de tensiones plásticas asume que no existe deslizamiento entre el hormigón y el acero y además asume que la relación ancho-espesor de la pared de acero es la necesaria para que no exista pandeo local de ésta antes de alcanzar la fluencia.

El método de compatibilidad de deformaciones se basa en asumir una distribución lineal de éstas en toda la sección con una deformación máxima de 0.003 en la fibra más comprimida del hormigón. Las relaciones tensión-deformación, tanto para el acero como para el hormigón, deben ser obtenidas a partir de ensayos o resultados publicados para materiales similares a los utilizados.

Cabe destacar que en las especificaciones del AISC (2) se indica que en el código de diseño del ACI-318 (4) se encuentran los lineamientos generales del método de compatibilidad de deformaciones.

Para la determinación de la resistencia nominal de la sección transversal de una columna CFT bajo esfuerzos de flexo-compresión se aplican los siguientes factores de minoración a la resistencia nominal encontrada mediante cualquiera de los dos métodos (compatibilidad de deformaciones o distribución de tensiones plásticas):

$$\text{Compresión: } \phi_c = 0.75 \qquad \text{Flexión: } \phi_b = 0.9$$

b) Limitaciones a los materiales:

Para la determinación de la resistencia de la sección compuesta la resistencia a la compresión del hormigón f'_c no puede ser menor que 21 MPa ni mayor que 70 MPa para el caso de hormigones de peso normal, mientras que para el caso de hormigones livianos se mantiene el límite inferior para f'_c pero el límite superior cambia a 42 MPa. Una resistencia mayor de hormigón puede ser usada para la determinación de la rigidez de la sección pero no para el cálculo de la resistencia de ésta, en caso de querer incrementar la resistencia de la sección compuesta mediante el uso de un hormigón de una resistencia mayor a la establecida se deben realizar ensayos o análisis que avalen su uso.

Para el caso del acero la tensión mínima de fluencia especificada F_y usada en el cálculo de la resistencia de la sección compuesta no puede sobrepasar los 525 MPa. En este caso, al igual que para el hormigón, se permite el uso de F_y mayores pero debiendo realizar ensayos o análisis que avalen el comportamiento asumido.

c) Limitaciones geométricas:

Se establece que la sección transversal de acero debe ser a lo menos un 1% de la sección transversal total.

La relación b/t del perfil exterior de acero para el caso de columnas CFT rectangulares debe ser menor que $2.26\sqrt{E_s/F_y}$, donde b corresponde al ancho de pandeo local de la sección de acero y t a su espesor.

El valor máximo de la relación D/t del perfil exterior de acero para el caso de columnas CFT circulares corresponde a $0.15 \cdot E_s / F_y$, donde D corresponde al diámetro la sección de acero y t corresponde a su espesor.

d) Resistencia al Corte:

La resistencia al corte de las columnas CFT debe ser calculada considerando exclusivamente la resistencia del acero o bien sólo la resistencia del hormigón.

Cuando se considera sólo la sección de acero en la determinación de la resistencia al corte de la columna se deben aplicar las expresiones del capítulo G de las especificaciones del AISC (2). De acuerdo a esas expresiones la resistencia al corte de una columna corresponde a:

$$\phi_v V_n = \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v) \quad (2.1)$$

Donde el coeficiente C_v se calcula a partir de:

-Para: $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y}$

$$C_v = 1.0 \quad (2.2)$$

-Para: $1.10 \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y}$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y}}{h/t_w} \quad (2.3)$$

-Para: $h/t_w > 1.37 \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y}$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y}}{h/t_w} \quad (2.4)$$

Para el caso de perfiles rectangulares formados a partir de placas soldadas:

- A_w : Área de corte del elemento que corresponde a $A_w = 2 \cdot h \cdot t_w$, donde t_w corresponde al espesor del alma del perfil y h es la altura libre del alma del perfil.
- k_v : Coeficiente de pandeo del alma sometida a corte, se considera que $k_v = 5$.

El factor de minoración de resistencia ϕ_v es igual a 0,9.

Si se quiere considerar sólo la resistencia del hormigón en la determinación del corte máximo que puede resistir una columna CFT, las especificaciones del AISC (2) recomiendan utilizar las expresiones del capítulo 11 del código de diseño del ACI 318 (4).

e) Resistencia a la compresión:

La resistencia nominal en compresión, P_n , de una columna compuesta CFT está controlada por el estado límite de pandeo global. En el caso de columnas CFT sin armadura de refuerzo, la resistencia nominal de compresión de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero del AISC (2) es:

Cuando $P_e \geq 0.44P_0$:

$$P_n = P_0 \left(0.658^{\frac{P_0}{P_e}} \right) \quad (2.5)$$

Cuando $P_e < 0.44P_0$:

$$P_n = 0.877P_e \quad (2.6)$$

Donde:

- P_0 : Resistencia nominal de compresión sin considerar el efecto del largo de la columna, calculado mediante:

$$P_0 = A_s F_y + C_2 A_c f'_c \quad (2.7)$$

- C_2 : Coeficiente igual a 0.85 para secciones rectangulares e igual a 0.95 para secciones circulares.

- P_e : Tensión crítica de Euler, calculada a partir de:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{(K \cdot L)^2} \quad (2.8)$$

- EI_{eff} : Rigidez efectiva de la sección compuesta, de acuerdo a:

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c \quad (2.9)$$

- C_3 : Coeficiente calculado de acuerdo a:

$$C_3 = 0.6 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (2.10)$$

- $K \cdot L$: Longitud efectiva de pandeo de la columna.

En este caso el valor del coeficiente de minoración de resistencia ϕ_c es igual a 0.75.

2.1.2. - *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (3)*

Las provisiones sísmicas del AISC establecen diferenciaciones entre las estructuras consideradas. Estas diferenciaciones obedecen por un lado al sistema estructural analizado y por otro lado a la sollicitación sísmica que debe resistir cada sistema. Para efectos de este trabajo de titulación nos interesan las disposiciones y limitaciones aplicables a los Marcos Especiales de Momento (Special Moment Frames) pues Chile es un país altamente sísmico y el sistema resistente de las estructuras analizadas en este estudio está conformado por marcos de momento (ver punto 3.1).

A continuación se presentan las consideraciones generales aplicables tanto a los Special Moment Frames como a las columnas CFT establecidas por las provisiones sísmicas del AISC (3):

a) Compacidad Sísmica

Se deben utilizar perfiles de alma y ala compactas sísmicamente. En la Tabla 2.1 se indican los valores del límite de la relación ancho/espesor aplicables a los elementos estructurales utilizados en este trabajo de titulación.

b) Criterio columna fuerte - viga débil

Este criterio se encuentra orientado a otorgar una mayor seguridad global de la estructura frente a un evento sísmico de gran envergadura. Se basa en impedir que en un nodo cualquiera se produzca primero la fluencia de la columna que la de la viga. Con lo anterior se logra mantener la estabilidad de la estructura y disipar una gran cantidad de energía. Las ecuaciones que definen este criterio de acuerdo a las provisiones sísmicas del AISC (3) son las siguientes:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.11)$$

Donde:

- $\sum M_{pc}^*$: Sumatoria de los momentos proyectados sobre y bajo el nodo formado por la intersección entre el eje de la columna y el eje de la viga considerando una disminución por carga axial. $\sum M_{pc}^*$ se puede determinar de acuerdo a la siguiente expresión en el caso de columnas de acero:

$$\sum M_{pc}^* = \sum \left[Z_c \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) + V_{uc} \cdot L_c \right] \quad (2.12)$$

- $\sum M_{pb}^*$: Sumatoria de los momentos proyectados de las vigas a ambos lados del nodo formado por la intersección entre el eje de la columna y el eje de la viga. $\sum M_{pb}^*$ se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\sum M_{pb}^* = \sum \left[1.1 \cdot R_y \cdot F_{yb} Z_b + M_{uv} \right] \quad (2.13)$$

- A_g : Área de la sección transversal de la columna.

- F_{yc} : Tensión de fluencia mínima especificada para la columna.

- F_{yb} : Tensión de fluencia mínima especificada para la viga.

- M_{uv} : Momento adicional debido a la amplificación por el efecto del corte entre la ubicación de la rótula plástica en la viga y el eje de la columna basado en la combinación de cargas utilizada. Es decir $M_{uv} = V_{ub} \cdot L_b$ donde V_{ub} corresponde al corte obtenido del modelo realizado en la posición de la rótula plástica en la viga, considerando los factores de amplificación de cargas señalados por la norma sísmica aplicada en este caso la norma NCh 433 Of.96.

- P_{uc} : Resistencia requerida a la compresión sacada del modelo realizado considerando los factores de amplificación de cargas señalados por la norma sísmica aplicada en este caso la norma NCh 433 Of.96.

- V_{uc} : Corte obtenido del modelo utilizado, en la posición de la rótula plástica en la columna, considerando los factores de amplificación de cargas señalados por la norma sísmica aplicada, en este caso la norma NCh 433 Of.96.

- Z_b : Módulo plástico de la viga.

- Z_c : Módulo plástico de la columna.

- L_b : Distancia entre la posición de la rótula plástica en la viga y el eje central de la columna.

- L_c : Distancia entre la posición de la rótula plástica en la columna y el eje central de la viga.

- R_y : Cuociente entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima especificada, obtenido de las especificaciones sísmicas del AISC (3).

Con el fin de esclarecer la formulación de este criterio se incluye un esquema explicativo en la Figura 2.1.

En el caso de las columnas compuestas CFT $\sum M_{pc}^*$ queda dado por la siguiente expresión:

$$\sum M_{pc}^* = \sum [M_n^* + V_{uc} \cdot L_c] \quad (2.14)$$

Donde $\sum M_n^*$ es el momento que es capaz de resistir la columna cuando actúa sobre ella una carga de compresión P_{uc} .

c) Limitaciones geométricas de una columna CFT

Se establece que el espesor mínimo de la pared de acero que rodea al hormigón en una columna CFT rectangular es:

$$t_{\min} = b \sqrt{\frac{F_y}{2 \cdot E_s}} \quad (2.15)$$

Donde b es el ancho libre de la pared de acero.

d) Resistencia al Corte:

Al igual que en las especificaciones del AISC (2) en las Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (3) la resistencia al corte de una columna CFT considera la sección de acero o bien la sección de hormigón por separado.

e) Limitaciones a las vigas sísmicas

Las Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (3) establecen que la distancia máxima entre puntos que fijan el volcamiento en el caso de vigas que forman parte de marcos especiales de momento (SMF) corresponde a:

$$L_{b \max} = 0.086 r_y \frac{E_s}{F_y} \quad (2.16)$$

Donde r_y es el radio de giro de la viga con respecto a su eje débil.

2.1.3.- ACI 318 (4)

A continuación se presentan los requerimientos y consideraciones del código de diseño del comité 318 del ACI (American Concrete Institute) del año 2005 que tienen relación con el diseño de estructuras con columnas compuestas CFT.

a) Método de diseño

El método de diseño establecido en el código ACI 318-05 (4) se basa en los siguientes supuestos:

- Se asume una distribución lineal de deformaciones tanto en el acero como en el hormigón, existiendo compatibilidad de deformaciones entre ambos materiales.
- La deformación máxima de la fibra más comprimida del hormigón se asume igual a 0.003.
- Las tensiones en el acero menores que F_y deben ser tomadas como E_s veces la deformación del acero, mientras que para deformaciones mayores a la deformación de fluencia la tensión en el acero se considera igual a F_y independientemente de la deformación.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del hormigón.
- Una tensión en el hormigón equivalente a $0.85 \cdot f'_c$ puede ser asumida uniformemente distribuida sobre una zona de compresión equivalente definida por los bordes de la sección transversal y una línea paralela al eje neutro a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ de la fibra más comprimida. Donde c es la distancia entre la fibra más comprimida de hormigón y en eje neutro mientras que β_1 se encuentra dado por la siguiente expresión en que f'_c debe estar en MPa.

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{si } 17.2 \text{ Mpa} \leq f'_c \leq 27.6 \text{ Mpa} \\ \max \left[0.65, 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f'_c - 27.6}{6.9} \right] & \text{si } f'_c > 27.6 \text{ Mpa} \end{cases} \quad (2.17)$$

b) Columnas compuestas

Los requerimientos que deben cumplir las secciones compuestas CFT según el ACI 318-05 (4) son los siguientes:

- La resistencia máxima en compresión para una columna CFT queda dada por la siguiente expresión:

$$\phi \cdot P_{n_max} = 0.85 \cdot \phi_c \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s) \quad (2.18)$$

Donde ϕ_c se considera igual a 0.7 pues el caso de columnas CFT puede ser asimilado a elementos comprimidos con refuerzo en forma de espiral.

- Para la evaluación de los efectos de esbeltez frente a cargas de compresión el radio de giro, r , de una sección compuesta no puede ser mayor que:

$$r = \sqrt{\frac{E_c \cdot I_c / 5 + E_s \cdot I_s}{E_c \cdot A_c / 5 + E_s \cdot A_s}} \quad (2.19)$$

Donde: $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ con f'_c en MPa.

- Para columnas compuestas CFT rectangulares el espesor de la pared de acero no puede ser menor que:

$$b \sqrt{\frac{F_y}{3 \cdot E_s}} \quad (2.20)$$

- La tensión nominal de fluencia del acero F_y no puede ser mayor a 345MPa, mientras que la resistencia especificada a la compresión para el hormigón f'_c no puede ser menor que 17.2MPa.

c) Corte

De acuerdo a lo estipulado en las especificaciones del AISC (2) y en las recomendaciones sísmicas del AISC (3) la resistencia al corte de una columna CFT considera la contribución del acero o bien la contribución del hormigón separadamente. Según el capítulo 11 del código de diseño del comité ACI 318 (4) la contribución del hormigón a la resistencia al corte de una sección se calcula a partir de:

- Para elementos sometidos solamente a corte y flexión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (2.21)$$

Con f'_c expresado en [MPa].

- Para elementos sometidos a carga axial:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{2000 \cdot A_g}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (2.22)$$

Con f'_c y N_u/A_g expresados en [MPa].

Donde b_w y d corresponden al ancho y alto de la sección de hormigón respectivamente y N_u corresponde a la carga axial de compresión.

2.1.4.- Comparación entre normativas de diseño

En la Tabla 2.2 se incluyen los principales puntos de comparación relativos a las columnas CFT entre las normativas de diseño emitidas, tanto por el American Institute of Steel Construction (AISC) como por el American Concrete Institute (ACI).

Una diferencia importante entre las especificaciones del AISC (2) y el código de diseño del ACI (4) es la referida al uso de las columnas tipo CFT. Por un lado en las especificaciones del AISC se incluyen recomendaciones para el diseño de columnas compuestas sometidas a esfuerzos de flexo-compresión y corte, mientras que en el código de diseño del ACI sólo se considera a las columnas CFT actuando bajo carga axial y corte, no existiendo recomendaciones para el diseño de estas frente a flexión.

En cuanto al método de análisis propuesto para la determinación de la resistencia de una columna frente a esfuerzos de flexo-compresión, las especificaciones del AISC (2) hacen mención al método de compatibilidad de deformaciones del código de diseño del ACI (4), por lo que existe cierta coincidencia entre ambos organismos. Las especificaciones del AISC, aparte del método de compatibilidad de deformaciones, permiten la utilización del método de distribución de tensiones plásticas.

Tanto las especificaciones del AISC como el código de diseño del comité 318 del ACI presentan limitaciones para el acero y el hormigón, estas limitaciones se deben a que las expresiones propuestas poseen un fuerte componente empírico, por lo tanto no se permite extrapolar los resultados a materiales que no se encuentren dentro del rango de los materiales utilizados en los ensayos considerados para la determinación de las expresiones propuestas.

Como se puede apreciar en la Tabla 2.2 no existe coincidencia en lo relativo al espesor mínimo de la pared de acero para el caso de columnas CFT de sección rectangular. El espesor mínimo dispuesto por las especificaciones del AISC (2) corresponde aproximadamente al 60% del estipulado en las recomendaciones sísmicas del mismo instituto (3), lo anterior se debe a que los requerimientos sísmicos son más exigentes que los requerimientos estáticos. Por otro lado el espesor mínimo establecido por el código de diseño del ACI (4) es aproximadamente el 80% del mínimo dispuesto por las provisiones sísmicas del AISC (3) con lo que se puede afirmar que el requerimiento de espesor mínimo más restrictivo corresponde al impuesto por las provisiones sísmicas del AISC.

Tal como se aprecia en los puntos 2.1.1 y 2.1.2 la resistencia al corte de una columna CFT se calcula a partir de la resistencia del manto de acero o bien a partir de la resistencia del hormigón (por separado), por esa razón en la Tabla 2.3 se incluye la comparación entre la resistencia obtenida de ambos materiales en forma separada para columnas CFT de distintas dimensiones construidas a partir de distintos tipos de acero y de hormigón. Tal como se puede apreciar en dicha tabla, la resistencia al corte de las columnas CFT calculada a partir de la contribución del acero es mucho mayor que la resistencia calculada a partir del hormigón por lo que se recomienda considerar sólo el acero en el cálculo de ésta. Es importante mencionar que en el cálculo de la resistencia al corte a partir del hormigón no se considera el aumento posible debido a carga axial.

Las especificaciones del AISC (2) entregan explícitamente la rigidez efectiva utilizada para evaluar la resistencia al pandeo de la sección, EI_{eff} , cuya fórmula considera que la contribución del hormigón en la rigidez lateral depende de la cuantía de acero de la sección, mientras que el código de diseño del ACI (4) entrega directamente el radio de giro que debe considerarse para efectos del pandeo de la columna CFT, pudiendo observarse que la contribución del hormigón en la rigidez lateral no depende de la cuantía de acero. Para el caso de columnas con una cuantía de acero del 1% (cuantía mínima establecida por las especificaciones del AISC) la contribución del hormigón en la rigidez equivalente de la sección compuesta según lo estipulado en las especificaciones del AISC corresponde a un 62% de la rigidez equivalente de la sección de hormigón completa ($E_c I_c$) mientras que según el ACI este porcentaje es sólo el 20%. Por lo expuesto anteriormente, es posible afirmar que el código de diseño del ACI es más conservador que las especificaciones del AISC en lo relativo a este punto.

2.2.- Normativa aplicable a solicitudes

2.2.1.- Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso

La norma chilena NCh 1537 Of.86 “Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso” (5) es el documento oficial vigente donde se establecen las solicitudes de carácter permanente que actúan sobre la estructura. En ella, dependiendo del tipo de edificio y el uso que se le dará a cada área en particular, se definen valores para las sobrecargas de uso uniformemente distribuidas para pisos, además de la sobrecarga de techo aplicable en cada caso.

Además de definir valores de sobrecarga se definen factores de reducción tanto para la sobrecarga de techo como para la de piso. Para efectos de este trabajo de titulación sólo interesa el factor de reducción para la sobrecarga de piso por efecto del área tributaria de cada elemento resistente, el cual resulta ser:

$$C_A = 1 - 0.008A_t \geq 0.6 \quad (2.23)$$

Donde A_t corresponde al área tributaria de cada elemento expresada en m^2 .

Cabe destacar que este factor de reducción sólo es aplicable para el diseño estático de elementos, mientras que para la determinación de la masa sísmica se debe considerar el porcentaje de sobrecarga definido por la norma NCh 433 Of.96 (6).

2.2.2.- Diseño sísmico de edificios

La norma chilena NCh 433 Of.96 “Diseño sísmico de edificios” (6) es el documento oficial donde se encuentran las solicitudes y limitaciones sísmicas que deben cumplir las estructuras de carácter habitacional ubicadas en cada una de las zonas definidas por el mismo documento.

Cabe destacar que para efectos de este trabajo de título el uso de las estructuras analizadas es de carácter habitacional. Para estructuras industriales se debe aplicar la norma NCh 2369 Of.2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” (7).

La norma NCh 433 Of.96 se encuentra orientada a lograr que las estructuras:

- Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

La norma NCh 433 Of.96 establece dos métodos de análisis. El primero de ellos es el denominado método estático que involucra un patrón de cargas lineal creciente con la altura. El uso de este método está limitado para estructuras de a lo más 5 pisos y de altura no mayor a los 20 [m], permitiendo además su uso en estructuras de 6 a 15 pisos que cumplan con ciertos requisitos tanto para la relación entre la altura total del edificio y los períodos de la estructura como para los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada piso.

El segundo de los métodos establecidos es el denominado método de análisis modal espectral que se aplica a estructuras que presentan modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del 5 % del amortiguamiento crítico.

Para efectos de este trabajo, el método utilizado es el modal espectral por tratarse de un método de uso más general.

El espectro de diseño aplicado por el método modal espectral de la norma NCh 433.Of96 es el siguiente:

$$S_a = \frac{I \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*} \quad (2.24)$$

Donde:

- I : Coeficiente de importancia, depende de la categoría asociada al tipo de edificio.
- A_0 : Aceleración efectiva máxima para cada zona definida por la norma NCh 433 Of.96.
- α : Coeficiente que depende del tipo de suelo y del período del modo de vibrar analizado, este coeficiente se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (2.25)$$

- R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral que depende de la estructuración, del material, del tipo de suelo y del período fundamental de la estructura. Este coeficiente está dado por la siguiente expresión:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (2.26)$$

- T_n : Período del n ésimo modo de vibrar.
- T_0 : Parámetro que depende del tipo de suelo.

- p : Parámetro que depende del tipo de suelo.
- T^* : Período con mayor masa traslacional en la dirección de análisis.
- R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural. Depende del sistema estructural utilizado y del material empleado en su construcción.

Junto con definir el espectro de aceleración, la norma NCh 433 Of96 establece limitaciones para el esfuerzo de corte basal Q_b . Estas limitaciones son las siguientes:

$$Q_{b\text{mínimo}} = I \cdot A_0 \cdot \frac{P}{6 \cdot g} \quad (2.27)$$

$$Q_{b\text{máximo}} = I \cdot C_{\text{max}} \cdot P \quad (2.28)$$

Donde:

- P : Peso sísmico del edificio calculado a partir de la totalidad de los pesos propios de la estructura y un porcentaje de la sobrecarga de uso el cual no puede ser inferior a un 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración.
- C_{max} : Coeficiente sísmico máximo que depende de la zona sísmica, del tipo de suelo y del sistema estructural.

Otra de las disposiciones de la norma NCh 433.Of96 es la relacionada con la torsión accidental en planta que puede sufrir una estructura. La cuantificación de este efecto se realiza mediante el desplazamiento transversal de la ubicación de los centros de masas de cada piso en $\pm 0.05 \cdot b_{ky}$ para el sismo en dirección X, y en $\pm 0.05 \cdot b_{kx}$ para el sismo en dirección Y, donde b_{kx} y b_{ky} corresponden respectivamente a las dimensiones en las direcciones X e Y del k-ésimo piso.

De acuerdo a la norma NCh 433 Of.96 la combinación de las respuestas de los distintos modos se puede realizar de utilizando el método CQC o bien el método CQC con ruido blanco filtrado por un suelo de característica T_0 . En el caso del método CQC se considera una razón de amortiguamiento uniforme igual a 0.05 para todos los modos de vibrar.

La combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones se debe realizar de acuerdo a las siguientes reglas de superposición establecidas en la norma NCh 433 Of.96:

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

$$Cargas\ permanentes + Cargas\ de\ uso \pm Sismo$$

$$Cargas\ permanentes \pm Sismo$$

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

$$1.4 \cdot (Cargas\ permanentes + Cargas\ de\ uso \pm Sismo)$$

$$0.9 \cdot Cargas\ permanentes \pm 1.4 \cdot Sismo$$

Además de establecer las sollicitaciones sísmicas la norma establece limitaciones a las deformaciones sísmicas obtenidas a partir de cualquiera de los dos métodos de análisis estipulados, estas limitaciones son las siguientes:

- El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002.
- El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de $0.001 \cdot h$ al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura del piso.

2.3.- Determinación de resistencia de columnas CFT

En la determinación de la resistencia de las columnas CFT se utiliza el método de compatibilidad de deformaciones establecido en las especificaciones del AISC (2) que es equivalente al método de diseño del código de diseño ACI318-05 (4). La utilización de este método se debe a recomendaciones de diversos autores (Zhang y Ricles (8) y Varma (9)).

Las hipótesis de diseño se encuentran claramente señaladas en el punto 2.1.3 del presente trabajo. Dichas hipótesis dan origen a múltiples casos dependiendo de la ubicación del eje neutro, en la Figura 2.3 se presentan esquemas con los distintos casos considerados. Los casos mostrados en la Figura 2.3 corresponden a aquellos en los que el esfuerzo axial es de compresión. Tomando en cuenta los supuestos mencionados se llega a un diagrama de interacción de carga axial y momento últimos para cada columna CFT.

El valor del coeficiente de minoración de resistencia es considerado igual a 0.85 según recomendación de Varma (9) tanto para flexión como para compresión (ϕ_c y ϕ_b).

A continuación se presenta el detalle de los casos considerados para la determinación del diagrama de interacción de cada columna:

Caso 1: Corresponde al caso en que el eje neutro corta la sección de hormigón y ambas alas del perfil de acero quedan en fluencia.

Caso 2: Corresponde al caso en que el eje neutro corta la sección de hormigón, el ala superior se encuentra en fluencia y en el ala inferior hay una parte en fluencia y otra con deformaciones menores a la deformación de fluencia.

Caso 3: Corresponde al caso en que el eje neutro corta la sección de hormigón, el ala superior se encuentra en fluencia y el ala inferior posee deformaciones menores a la de fluencia en todo su espesor.

Caso 4: Corresponde al caso en que el eje neutro corta un ala del perfil de acero, es decir, un ala se encuentra en fluencia por compresión, todo el hormigón se encuentra comprimido y en la otra ala hay una zona en compresión y una zona en tracción, ambas zonas con deformaciones menores a la deformación de fluencia.

Caso 5: Corresponde al caso en que el eje neutro se encuentra fuera de la sección quedando toda la sección en compresión, un ala se encuentra en fluencia mientras que la otra ala se encuentra completamente con deformaciones menores a la que origina la fluencia.

Existen otros casos hipotéticos, pero debido a las dimensiones de las columnas y al tipo de acero utilizado en este trabajo dichos casos no son físicamente posibles, por lo que no son incluidos dentro del análisis realizado.

Para poder determinar el diagrama de interacción se utiliza el siguiente procedimiento:

- 1° Asumir que el eje neutro se encuentra en la interfaz hormigón-acero, es decir que el valor de c es igual a cero (ver Figura 2.3).
- 2° Imponer que la deformación de la fibra más comprimida del hormigón e_h sea 0.003, con lo que sumado a la posición del eje neutro asumida se obtiene la distribución de deformaciones para toda la sección.
- 3° Una vez conocida la distribución de deformaciones de la sección es posible determinar la distribución de tensiones en el manto de acero, imponiendo que para deformaciones e_s inferiores a la deformación de fluencia que está dada por $e_y = F_y/E_s$, la tensión vale $\sigma_s = e_s \cdot E_s$, mientras que para deformaciones e_s mayores que e_y la tensión en el acero vale $\sigma_s = F_y$. Una vez realizado este paso se conoce el caso correspondiente.
- 4° Dado que se conoce la posición del eje neutro, la distribución de tensiones en el hormigón también es conocida y corresponde a $\sigma_c = 0.85 \cdot f'_c$, sobre la zona comprimida de hormigón que se encuentra a distancia menor o igual a $\beta_1 \cdot c$ mientras que se desprecia la resistencia a la tracción de este material.
- 5° En este paso ya se conocen las tensiones en toda la sección por lo que se procede a plantear la ecuación de equilibrio de fuerzas, es decir, que la suma de las tensiones por las áreas sobre las que actúa cada una es igual a la carga axial aplicada P_n , con lo que se conoce la carga axial aplicada.
- 6° Una vez conocido P_n y las tensiones en la sección se puede aplicar la condición de equilibrio de momento en la sección encontrando con esto M_n . Una vez finalizado este paso se obtiene un punto del diagrama de interacción dado por el par ordenado $(\phi M_n, \phi P_n)$.
- 7° Modificar la posición del eje neutro alejándolo del ala comprimida en una cantidad que entregue una precisión razonable para el diagrama de interacción, es decir calcular un nuevo valor de c que sea igual al antiguo c más un Δc .
- 8° Repetir los pasos 1° a 7° hasta que se generen todos los pares $(\phi M_n, \phi P_n)$ que conforman el diagrama de interacción buscado.
- 9° Calcular el valor de ϕP_{n_max} ver punto 2.1.3 b) del presente trabajo.
- 10° Modificar el vector de resistencia encontrado en el 8° paso con el fin de cumplir con la resistencia axial máxima calculada en el paso anterior.

Como puede apreciarse en el procedimiento adoptado no se consideran los efectos del confinamiento sobre el hormigón (ver punto 2.6), debido a la falta de información previa relacionada.

Para efectos de este trabajo de titulación se lleva a cabo la programación del método antes señalado mediante una planilla de cálculo realizada en el programa Mathcad, esta planilla se incluye en el Anexo N° 1.

2.4.- Determinación de rigidez de columnas CFT

No existe una cantidad de información significativa respecto a la rigidez de elementos CFT en flexión. Por lo tanto para realizar esta evaluación se recurre a las expresiones propuestas para la esbeltez de una columna CFT frente a cargas de compresión (ver puntos 2.1.2 y 2.1.3).

Como se puede apreciar en el punto 2.1.3 del presente trabajo de titulación el valor del radio de giro de una columna CFT sometida a compresión corresponde a:

$$r = \sqrt{\frac{E_c \cdot I_c / 5 + E_s \cdot I_s}{E_c \cdot A_c / 5 + E_s \cdot A_s}} \quad (2.29)$$

Por otro lado, al considerar la acción completa de la sección de hormigón es posible obtener un radio de giro igual a:

$$r_c = \sqrt{\frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}} \quad (2.30)$$

Planteando la analogía entre r y r_c es posible encontrar expresiones para el área y la inercia equivalentes (A_{eq} e I_{eq} respectivamente) de una sección compuesta para ser utilizadas en la modelación de la rigidez tanto axial como de flexión de las columnas CFT, estas expresiones son:

$$I_{eq} = I_s + \frac{E_c}{E_s} \frac{I_c}{5} \quad (2.31)$$

$$A_{eq} = A_s + \frac{E_c}{E_s} \frac{A_c}{5} \quad (2.32)$$

Estas expresiones son válidas si se utiliza una sección transformada de acero para modelar las columnas CFT.

La utilización de la expresión para el radio de giro establecida por el código de diseño del ACI (4) y no la de las especificaciones de AISC (2) se debe a que tal como puede apreciarse en el punto 2.1.4 las especificaciones del AISC consideran un mayor aporte del hormigón, por lo tanto se utiliza el criterio más conservador.

2.5.- Diseño de conexiones

2.5.1.- Conexiones en estructuras de acero tradicional

Para realizar el diseño de las conexiones utilizadas en los edificios de acero tradicionales es posible aplicar las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2) o bien el documento emitido por FEMA titulado “Recommended Seismic Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings” (10). Es en este último documento donde aparecen claramente definidas las conexiones precalificadas por FEMA, es decir aquellas conexiones que han sido ensayadas y que han mostrado un buen comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas, por lo que para su aplicación sólo se necesita seguir los pasos establecidos en dichas recomendaciones.

El diseño de conexiones en estructuras de acero tradicionales se encuentra fuera del alcance de este trabajo de titulación. Para mayor información dirigirse a la bibliografía mencionada.

2.5.2.- Conexiones en estructuras con columnas CFT

El estudio de las conexiones en estructuras con columnas compuestas CFT se encuentra fuera del alcance del presente trabajo de titulación, pero de todas maneras se incluye una revisión de los antecedentes referidos a este tema.

En la literatura asociada a las estructuras con columnas CFT es posible encontrar varios tipos de conexiones viga-columna, como por ejemplo las esquematizadas en la Figura 2.2 presentadas por Morino y Tsuda (11). Como se puede apreciar en dicha figura las conexiones mencionadas corresponden a conexiones con diafragmas externos (Outer diaphragm), conexiones con diafragmas internos (Inner diaphragm), conexiones en las que el diafragma atraviesa la columna (Through diaphragm) y conexiones con anillos atiesadores (Ring stiffener). Otro tipo de conexión es aquella en la que se utilizan perfiles T uniendo ambas alas de la viga con la columna, estas uniones son las denominadas “split-tee connections” o conexiones mediante perfiles T (ver Figura 2.4).

Debido a la simplicidad de la conexión y los buenos resultados obtenidos por Herrera y otros (12) se incluyen en este trabajo los aspectos relativos al diseño de conexiones tipo “split-tee connections”, las cuales debido a la disponibilidad de perfiles de acero en Chile y a las técnicas constructivas utilizadas deben ser confeccionadas a partir de perfiles de acero soldados que son unidos al ala de la viga y a la columna mediante pernos (ver Figura 2.4).

La metodología de diseño propuesta para este tipo de conexiones está basada en lograr que la capacidad de la conexión sea mayor que la capacidad de la viga, asumiendo además que no existe falla en la zona panel de la columna. A continuación se presenta la metodología de diseño aplicable a este tipo de conexiones bajo las consideraciones expresadas:

1.- Calcular el momento máximo esperable M_{pr} en la ubicación de la rótula plástica que se produciría en la viga. De acuerdo a las recomendaciones de FEMA 350 (10), este momento se expresa como:

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot Z_e \cdot F_y \quad (2.33)$$

Donde:

- C_{pr} : Factor que da cuenta de la relación entre la tensión de rotura F_u y la tensión de fluencia F_y para un tipo de acero, C_{pr} se calcula de acuerdo a la siguiente relación:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \quad (2.34)$$

En este caso el valor de C_{pr} es considerado como 1,1 de acuerdo a lo establecido en las recomendaciones sísmicas del AISC del año 2005 (3).

- R_y : Cuociente entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima especificada, obtenido de las especificaciones sísmicas del AISC (3) que para en caso de perfiles conformados en base a placas soldadas posee un valor de 1.3.
- Z_e : Módulo plástico de la viga en la sección donde se produce la rótula plástica.

2.- Determinar la demanda de corte en la rótula plástica, para lo cual se lleva a cabo un diagrama de cuerpo libre del tramo de la viga que queda entre las rótulas plásticas tal como se aprecia en la Figura 2.5. Realizando lo anterior se obtiene que el corte en la rótula plástica se expresa de la siguiente manera:

$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr} + P \cdot L / 2 + W \cdot L^2 / 2}{L'} \quad (2.35)$$

Donde P y W corresponden a cargas gravitacionales amplificadas de acuerdo a las combinaciones de carga aplicadas, en este caso el valor del coeficiente de amplificación corresponde a 1,4 debido a lo especificado en la norma sísmica NCh 433Of.96 (6).

3.- Calcular el momento que actúa en la cara de la columna M_f , el cual corresponde al momento probable M_{pr} amplificado por el efecto del corte V_p (ver Figura 2.5).

$$M_f = M_{pr} + V_p \cdot x \quad (2.36)$$

4.- Calcular la máxima tracción (T_{max}) que debe resistir el alma de la T de conexión mediante la siguiente expresión:

$$T_{max} = \frac{M_f}{d} \quad (2.37)$$

Donde d corresponde a la altura de la viga más el espesor del alma de la T.

5.- Calcular el mínimo espesor del alma de la T, t_{w_min} , de manera que se impida la fluencia en el área gruesa de ésta cuando actúe la tracción máxima T_{max} :

$$t_{w_min} = \frac{T_{max}}{\phi_t \cdot F_y \cdot W_{ef}} \quad (2.38)$$

Donde:

- ϕ_t : factor de minoración de resistencia asociado a la fluencia en tracción del alma de la T, igual a 0.9 de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2).
- W_{ef} : Ancho efectivo del alma de la T, ver Figura 2.4.

6.- Determinar el diámetro y el número de pernos n_{pv} que se disponen uniendo el alma de la T con el ala de la viga. El conjunto de pernos debe resistir a lo menos un corte igual a T_{max} por lo tanto:

$$n_{pv} \geq \frac{T_{max}}{\phi_v \cdot F_{nv} \cdot A_{pv}} \quad (2.39)$$

Donde:

- ϕ_v : factor de minoración de resistencia asociado al corte de los pernos, igual a 0.75 de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2).
- F_{nv} : Tensión nominal de fluencia por corte de los pernos, de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2).
- A_{pv} : Área nominal de cada perno que une el alma de la T con el ala de la viga.

7.- Determinar el diámetro y el número de pernos n_{pc} que atraviesan la sección de la columna. El conjunto de pernos debe resistir a lo menos una tracción igual a T_{max} por lo tanto:

$$n_{pc} \geq \frac{T_{max}}{\phi_t \cdot F_{nt} \cdot A_{pc}} \quad (2.40)$$

Donde

- ϕ_t : factor de minoración de resistencia asociado a la tracción de los pernos, igual a 0.75, de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2).
- F_{nt} : Tensión nominal de fluencia por tracción de los pernos, de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2).
- A_{pc} : Área nominal de cada perno que atraviesa la columna.

8.- Determinar el espesor mínimo t_{f_min} de las alas de la T con el fin de limitar la flexión de éstas y así impedir una sobre exigencia a los pernos que atraviesan la columna CFT y que actúan a tracción. De acuerdo al volumen II del manual AISC-LRFD del año 1993 (13) el valor de t_{f_min} puede ser calculado de la siguiente manera:

$$t_{f_min} = \sqrt{\frac{4 \cdot T_{max} \cdot (b - d_{pc} / 2)}{\phi_b \cdot p \cdot F_y \cdot n_{pc} \cdot (1 + \delta \cdot \alpha')}} \quad (2.41)$$

$$\delta = 1 - \frac{d'}{p} \quad (2.42)$$

$$\alpha' = \begin{cases} 1 & \text{si } \beta \geq 1 \\ \min \left[1, \frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{\beta}{1 - \beta} \right) \right] & \text{si } \beta < 1 \end{cases} \quad (2.43)$$

$$\beta = \frac{a + d_{pc} / 2}{b - d_{pc} / 2} \cdot \left(\frac{n_{pc} \cdot (\phi_t \cdot F_{nt} \cdot A_{pc})}{T_{max}} - 1 \right) \quad (2.44)$$

Donde

- a, b, p : factores que dependen de la geometría de la conexión, ver Figura 2.4.
- ϕ_b : factor de minoración de resistencia asociado a la flexión del ala de la T, igual a 0.9 de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2).
- ϕ_t : Factor de minoración de resistencia asociado a la tracción de los pernos, igual a 0.75 de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2).
- d_{pc} : Diámetro de los pernos que atraviesan la columna.
- d' : Diámetro del orificio de los pernos que atraviesan la columna calculado según las especificaciones del AISC (2) como $d' = d_{pc} + (1/16)$ ".

9.- Determinar los espesores finales del alma y del ala de la T que cumplan con los mínimos encontrados anteriormente y que correspondan a espesores de placas disponibles en el mercado.

10.- Chequear la conexión bajo los siguientes modos de falla:

a) Rotura en el área neta del alma de la T: se debe verificar que la resistencia obtenida para este modo de falla sea mayor que T_{max} , es decir:

$$\phi \cdot R_n = \phi_t \cdot F_u \cdot \min(0.85 \cdot W_{ef} \cdot t_w, W_n \cdot t_w) \geq T_{max} \quad (2.45)$$

Donde:

- F_u : Tensión de rotura del acero.
- ϕ_t : Factor de minoración de resistencia asociado a la rotura en tracción del alma de la T, igual a 0.75 de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC.
- W_n : Ancho neto del alma de la T calculado como $W_n = W_{ef} - 2 \cdot d'_w$ en que d'_w es el diámetro del orificio de los pernos colocados en el alma de T, es decir $d'_w = d_{pw} + (1/16)$ con d_{pw} el diámetro nominal de los pernos que unen el alma de la T con el ala de la viga.

b) Pandeo de la sección libre del alma de la T: para verificar que no exista pandeo del alma de la T que se encuentra comprimida debe cumplirse, de acuerdo a las especificaciones del AISC (2), que:

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \leq 25 \quad (2.46)$$

Donde K corresponde al factor de longitud efectiva, L es la distancia libre entre la cara del alma de la T y la viga (ver Figura 2.4) y r es el radio de giro del alma de la T en la sección más desfavorable.

c) Aplastamiento de los orificios: se debe verificar que no se produzca aplastamiento ni en los orificios del alma de la T ni en los del ala de la viga. De acuerdo a lo especificado por las especificaciones del AISC (2) debe cumplirse que:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot \min(3 \cdot d_{pw} \cdot t \cdot F_u, 1.5 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u) \geq \frac{T_{\max}}{n_{pw}} \quad (2.47)$$

Donde t corresponde al mínimo entre el espesor del alma de la T (t_w) y el espesor del ala de la viga (t_f). L_c es la distancia medida en la dirección de la fuerza T_{\max} entre el final de un orificio y el comienzo del orificio adyacente en el alma de la T. ϕ corresponde al factor de minoración de resistencia asociado a la rotura del borde del orificio, igual a 0.75.

d) Bloque de corte o arrancamiento en el alma de la T: para llevar a cabo la determinación de la resistencia asociada a este modo de falla se aplica lo estipulado en las especificaciones para edificios de acero del AISC (2), es decir:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot \min(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) \geq T_{\max} \quad (2.48)$$

Donde:

- $\phi = 0.75$, de acuerdo a las especificaciones para edificios de acero estructural del AISC (2).

- A_{nv} , A_{nt} y A_{gv} : Área neta en corte, área neta en tracción y área gruesa en corte, respectivamente. Ver Figura 2.6.

- U_{bs} : Es un factor que depende de la tensión de tracción aplicada, en este caso la tensión de tracción es uniforme por lo que $U_{bs} = 1$.

De acuerdo a lo expresado en las recomendaciones de diseño sísmico del FEMA 350 (10) este tipo de conexiones se encuentra precalificada como parcialmente restringida (Partially Restrained). Una conexión PR es capaz de transmitir momento, pero el giro relativo entre la viga y la columna no puede ser despreciado, por lo que debe ser incluido explícitamente en el análisis de la estructura mediante dos posibles caminos, el primero de ellos corresponde a incluir resortes de giro en la unión entre vigas y columnas cuya rigidez se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$k_s = \frac{d_b \cdot M_{fail}}{0.375} \quad (2.49)$$

Donde:

- d_b : Altura de la viga en pulgadas.

- M_{fail} : Momento que es capaz de resistir la conexión expresado en $\left[\frac{\text{kip}\cdot\text{in}}{\text{radian}} \right]$.

El segundo camino expresado por las recomendaciones de diseño sísmico del FEMA corresponde a modificar la rigidez de las vigas para incluir el efecto de la rotación relativa que puede producirse entre ésta y la columna. La rigidez equivalente de la viga se calcula a partir de:

$$E_s I_{eq} = \frac{1}{\frac{6h}{l_b^2 k_s} + \frac{1}{E_s I_b}} \quad (2.50)$$

Donde:

- h : Altura de piso promedio.

- I_b : Momento de Inercia de la viga.

- l_b : Largo de la viga medido entre los centros de las columnas.

En el Anexo N ° 2 se presenta la planilla de cálculo desarrollado en Mathcad para el diseño de este tipo de conexiones.

2.6.-Relaciones tensión-deformación para el hormigón

Los ensayos realizados en Chile para la determinación de la resistencia del hormigón corresponden principalmente a ensayos sobre probetas cúbicas de 20cm de arista. La resistencia obtenida a partir de estos ensayos (R_{cub}) se transforma posteriormente a la resistencia cilíndrica equivalente (f'_c) que corresponde a la tensión axial máxima que puede alcanzar un cilindro de hormigón de 150mm de diámetro y 300mm de alto al ser cargado uniaxialmente.

Una expresión para describir adecuadamente la parte creciente de la curva tensión-deformación de un cilindro de hormigón fue propuesta según Collins (14) por Popovics en el año 1973, esta expresión corresponde a:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \cdot \frac{n}{n-1+(\varepsilon_c/\varepsilon'_c)^n} \quad (2.51)$$

Donde:

- f_c : Tensión de compresión.
- f'_c : Tensión máxima de compresión.
- ε_c : Deformación unitaria para una tensión f_c .
- ε'_c : Deformación unitaria para una tensión f'_c .
- n : Factor de ajuste de la curva, mientras mayor es el valor de n la parte creciente de la curva se hace más lineal.

El mismo Popovics recomendó que para hormigones de peso normal:

$$n = 1 + \frac{f'_c}{17} \text{ MPa} \quad (2.52)$$

Según Collins (14), posteriormente Thorenfeldt, Tomaszewicz y Jensen propusieron modificar la expresión de Popovics debido a que, si bien es cierto representaba de buena manera la parte creciente de la curva tensión-deformación, esta curva no decaía lo suficientemente rápido luego de alcanzar la tensión máxima para hormigones de alta resistencia. La modificación propuesta por estos autores se expresa en la siguiente ecuación:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \cdot \frac{n}{n-1+(\varepsilon_c/\varepsilon'_c)^{n/k}} \quad (2.53)$$

Donde k es igual a 1 cuando $\varepsilon_c < \varepsilon'_c$ y k es mayor que 1 cuando $\varepsilon_c \geq \varepsilon'_c$. Posteriormente Collins y Porasz (14) propusieron que para $\varepsilon_c \geq \varepsilon'_c$:

$$k = 0.67 + \frac{f'_c}{62} \text{ MPa} \quad (2.54)$$

Para un hormigón de resistencia f'_c igual a 20MPa, el valor de k es igual a uno independiente de la relación $\varepsilon_c/\varepsilon'_c$ con lo que la curva de tensión-deformación resulta idéntica a la propuesta por Popovics, mientras que para valores de f'_c mayores a 20Mpa el valor del coeficiente k resulta ser mayor que 1 con lo que se obtiene un descenso más rápido de la curva tensión deformación luego de alcanzar la resistencia máxima. Para efectos de ilustrar este comportamiento en la Figura 2.7 se incluye una comparación entre las curvas obtenidas con las expresiones propuestas por Popovics y por Thorenfeldt, Tomaszewicz y Jensen.

Para poder graficar la curva de tensión deformación (f_c versus ε_c) además de las expresiones escritas anteriormente es necesario conocer el valor de ε'_c , el cual puede ser encontrado a partir de:

$$\varepsilon'_c = \frac{f'_c \cdot n}{E_c \cdot n - 1} \quad (2.55)$$

Donde E_c corresponde al módulo de elasticidad del hormigón, el cual tiene una fuerte dependencia de la rigidez del agregado utilizado, pero para efectos de cálculo se utiliza la expresión entregada por el comité ACI-318 (4):

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (2.56)$$

Donde f'_c y E_c se encuentran expresados en MPa.

Según Collins (14), de acuerdo a lo demostrado por Bandtzaeg y Brown la presión de confinamiento lateral sobre un cilindro de hormigón aumenta su resistencia de forma considerable y además aumenta la deformación a la cual se logra dicha resistencia. Estos autores sugieren que la resistencia de un cilindro de hormigón confinado (f'_{cc}) puede ser estimada a partir de:

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1 \cdot f_l \quad (2.57)$$

Donde f_l es la presión de confinamiento lateral.

La deformación ε'_{cc} a la cual se logra alcanzar la tensión f'_{cc} puede ser tomada como:

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_c \left(5 \cdot \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 4 \right) \quad (2.58)$$

Según Collins (14) la curva tensión-deformación para el caso de un cilindro confinado lateralmente queda expresada por las siguientes relaciones:

$$\frac{f_c}{f'_{cc}} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}} \cdot \frac{n}{n-1 + (\varepsilon_c / \varepsilon'_{cc})^{n \cdot k}} \quad (2.59)$$

$$n = \frac{E_c}{E_c - f'_{cc} / \varepsilon'_{cc}} \quad (2.60)$$

Donde E_c es el módulo de elasticidad del hormigón no confinado y el parámetro k es igual a 1 para $\varepsilon_c < \varepsilon'_{cc}$ mientras que para $\varepsilon_c \geq \varepsilon'_{cc}$ el valor de k corresponde a:

$$k = \left(0.67 + \frac{f'_c}{62} \text{MPa} \right) \cdot \frac{f'_c}{f'_{cc}} \geq 1 \quad (2.61)$$

En la Figura 2.8 se incluyen las curvas tensión-deformación para un cilindro con y sin confinamiento lateral. Como se puede apreciar en esta figura al considerar confinamiento sobre el hormigón la curva de tensión-deformación cambia de manera significativa, lo cual podría ser aplicado a columnas CFT trayendo consigo importantes beneficios.

En este trabajo de titulación, debido al desconocimiento de expresiones que permitan evaluar la presión de confinamiento que efectúa el perfil exterior de acero sobre el hormigón, el hormigón de las columnas tipo CFT es considerado de manera conservadora como carente de confinamiento.

2.7.- Punto de desempeño sísmico.

La determinación del punto de desempeño se refiere a conocer las deformaciones inelásticas sufridas por una estructura al ser solicitada sísmicamente. Para tales efectos se utiliza el método de demanda-capacidad que constituye uno de los métodos de tipo estático que más se emplean en el análisis del comportamiento sísmico (15).

El método de demanda-capacidad utilizado corresponde al desarrollado según Chopra (16) por Freeman, el cual consiste en los siguientes pasos:

1° Determinar la curva que relaciona el corte basal V_b con el desplazamiento en el nivel superior (δ), conocida comúnmente como curva de “pushover”.

2° Convertir la curva de “pushover” (V_b v/s δ) en un diagrama de capacidad (S_{ac} v/s S_{dc}) según las siguientes expresiones:

$$S_{ac} = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (2.62)$$

$$S_{dc} = \frac{\delta}{\phi_{N1} \cdot \Gamma_1} \quad (2.63)$$

Donde:

- M_1^* : Masa equivalente del modo 1 calculada de acuerdo a:

$$M_1^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_{j1} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_{j1}^2} \quad (2.64)$$

- Γ_1 : Factor de participación del modo 1 calculado como:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_{j1}^2} \quad (2.65)$$

- m_j : Masa concentrada del piso j.

- ϕ_{j1} : Desplazamiento del piso j para el modo fundamental de vibración.

- N : Número de Pisos.

- ϕ_{N1} : Desplazamiento del último piso para el modo fundamental de vibración.

3° Convertir ya sea el espectro de respuesta elástica de un sismo cualquiera o bien el espectro elástico de diseño, desde su formato tradicional de aceleración (A) versus período natural (T_n) a un formato A-D, donde D es el desplazamiento correspondiente a cada valor de aceleración. Cabe destacar que cada uno de los puntos del espectro en formato A-D representa la aceleración y desplazamiento para una estructura de un grado de libertad con un periodo dado.

4° Graficar juntos el diagrama de capacidad y el espectro elástico en formato A-D.

5° Asumir un cierto nivel de ductilidad de la demanda (μ_d) y calcular el espectro inelástico para dicho nivel de ductilidad.

6° Graficar juntos el diagrama de capacidad y el espectro inelástico calculado a partir de μ_d .

7° Si es que el punto de la curva de demanda inelástica correspondiente al período fundamental de la estructura se encuentra además sobre la curva de capacidad, dicho punto corresponde al punto de desempeño de la estructura y la ductilidad asociada es μ_d^* , de no ser así repetir los pasos 5°, 6° y 7° modificando el valor de μ_d .

8° Convertir el desplazamiento obtenido a partir del punto de desempeño, Sd^* (paso 7°), que corresponde al desplazamiento de un sistema de un grado de libertad, al desplazamiento global del piso superior (δ^*) mediante:

$$\delta^* = \phi_{N1} \cdot \Gamma_1 \cdot Sd^* \quad (2.66)$$

Existen varias maneras de calcular el espectro inelástico, una de ellas es a partir de la ductilidad encontrar el amortiguamiento equivalente de la estructura y luego calcular el espectro de respuesta para dicho amortiguamiento, otra manera es utilizar reducciones del espectro de respuesta elástica. Para efectos de este trabajo de titulación se utiliza el factor de reducción de respuesta (R) propuesto por Vidic, Fajfar y Fischinger además de Riddell, Hidalgo y Cruz según Guendelman (15), este factor de modificación depende del período fundamental de la estructura (T^*) y de la ductilidad global (μ) de ésta. La Figura 2.9 presenta la relación entre R y T^* . En dicha figura, T_0 corresponde al período que marca el inicio del decaimiento de las aceleraciones en el espectro elástico de pseudo-aceleraciones.

Los espectros de pseudo-aceleraciones y desplazamientos inelásticos (S_{ai} y S_{di} respectivamente) calculados a partir de los factores de reducción presentados en el párrafo anterior se calculan a partir de las siguientes expresiones:

$$S_{ai} = \left(\frac{1}{R} \right) S_a \quad (2.67)$$

$$S_{di} = \left(\frac{\mu}{R} \right) S_d \quad (2.68)$$

Donde S_a y S_d corresponden respectivamente al espectro de pseudos-aceleraciones y al de desplazamientos.

2.8.- Comportamiento frente al fuego

Para comenzar es necesario hacer notar que este trabajo de titulación se refiere al diseño sísmico de estructuras con columnas compuestas CFT en Chile, por lo que el estudio del comportamiento de este tipo de estructuras frente al fuego se escapa del alcance del presente trabajo. Se incluye un breve resumen de algunos de los antecedentes revisados en relación a este tema.

El hormigón interior de la sección CFT otorga una gran capacidad resistente al fuego a la pared de acero exterior, tanto así que el recubrimiento que sirve como protección contra el fuego puede ser reducido al compararlo con una sección equivalente de acero o incluso puede llegar a ser omitido según Morino y Tsuda (11).

El mejor comportamiento frente al fuego de una columna CFT, al ser comparada con una columna de acero tradicional, se debe a que el hormigón en el interior de la sección actúa como disipador de calor evitando que la pared de acero exterior se caliente muy rápidamente, cosa que no ocurre en las secciones de acero tradicionales.

Al comparar distintos tipos de secciones CFT es posible observar que las secciones circulares presentan un comportamiento ligeramente mejor frente al fuego que las secciones CFT cuadradas (17).

2.9.- Drain-2DX

Drain-2DX (1) es un programa de análisis no lineal desarrollado en la Universidad de California en Berkeley. En este programa la estructura a analizar se modela en dos dimensiones como un conjunto de elementos no lineales conectados a nodos. Los datos requeridos son ingresados mediante un archivo de texto de formato fijo, lo cual tiene la ventaja de ser una entrada sumamente transparente debido a que el usuario controla completamente las características de la estructura.

El programa da la posibilidad de incluir el efecto P-delta en los análisis realizados, el cual es calculado mediante la matriz de rigidez geométrica de cada elemento, esta matriz de rigidez varía en función de la carga aplicada debido a la no linealidad de los elementos, razón por la cual Drain-2DX (1) entrega la posibilidad de cuantificar el efecto P-delta a partir de la matriz de rigidez geométrica inicial o a partir de la calculada luego de cada evento.

Drain-2DX (1) trabaja con una distribución de masas concentrada en los nodos de la estructura con lo que la matriz de masas resulta ser diagonal. Cuando los grados de libertad de un nodo son condensados a los de otro nodo (maestro), la matriz de masas del nodo maestro puede resultar no diagonal y en ese caso los términos de fuera de la diagonal son ignorados automáticamente por el programa.

El programa permite especificar un amortiguamiento viscoso proporcional a las rigideces de los elementos y a las masas nodales, es decir la forma de la matriz de amortiguamiento viscoso es $C = \sum \alpha \cdot M + \sum \beta \cdot K$. Es posible especificar distintos valores de α para cada nodo y/o distintos valores de β para cada grupo de elementos o bien valores de α y β únicos para toda la estructura con lo que se puede reproducir el efecto de un amortiguamiento tipo Rayleigh, el cual se basa en suponer que el amortiguamiento de cada modo ξ_i tiene el comportamiento dado por la siguiente expresión, donde ω_i corresponde a la frecuencia natural del modo i :

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \cdot \omega_i \right) \quad (2.69)$$

En la ecuación anterior las incógnitas corresponden a los ξ_i y a las constantes α y β , mientras que los valores de ω_i son conocidos luego de haber realizado un análisis modal. Por lo tanto para poder aplicar este método se deben asumir como conocidos los amortiguamientos de dos modos con el fin de encontrar los parámetros α y β necesarios para la modelación de la estructura.

Resulta importante destacar que la matriz de rigidez utilizada para efectos del amortiguamiento K_β permanece constante durante todo el análisis, es decir no cambia con la aplicación de la carga aunque se trate de un elemento no lineal.

En Drain-2DX (1) se pueden realizar múltiples análisis entre los que destacan:

- Análisis gravitacional: en este tipo de análisis se pueden incluir cargas tanto en los nodos como en los elementos; en la versión actual del programa la estructura permanece en su rango lineal durante este tipo de análisis.

- Análisis Estático: Corresponde a un análisis estático no lineal para las cargas aplicadas en los nodos.
- Análisis modal: permite encontrar las formas modales y los períodos de la estructura en su estado inicial o en cualquier estado posterior a la aplicación de otros análisis.
- Aceleración Basal: Análisis no lineal dinámico para registros de aceleración basal ya sea en la dirección X, Y o rotación en torno a Z.

El procedimiento utilizado por Drain-2DX (1) se basa en que en un análisis del tipo estático la aplicación de la carga es realizada en múltiples pasos definidos por el usuario mediante un método de control que puede ser por cargas o por desplazamientos. En cada paso el programa selecciona el tamaño de la carga que se debe aplicar con el fin de subdividirlo en múltiples sub-pasos, cada sub-paso está definido por un cambio en la rigidez de algún elemento (evento), es decir que durante cada sub-paso la matriz de rigidez de la estructura permanece constante y cambia al comenzar el sub-paso siguiente.

Una de las ventajas de Drain-2DX (1) es que posee una gran gama de elementos finitos, de los cuales para efectos de este trabajo se utilizarán sólo 2 tipos. A continuación se presentan las principales características de los elementos utilizados en este trabajo de titulación:

2.9.1.- Plastic Hinge Beam-Column Element

El elemento Plastic Hinge Beam-Column Element (1), en lo sucesivo elemento tipo viga, es un elemento inelástico simple para modelar vigas o columnas ya sean de acero u hormigón armado, pero no se recomienda su uso para columnas con una interacción fuerte entre la carga axial y el momento (1).

La geometría del elemento es la mostrada en la Figura 2.10 y corresponde básicamente a una viga elástica con dos zonas donde se pueden producir rótulas plásticas (plastic hinges) con la posibilidad de incluir zonas rígidas en los extremos.

Este elemento entrega la posibilidad de ingresar los coeficientes de la matriz de rigidez directamente (ver Figura 2.11) con lo que se pueden modelar elementos no prismáticos, es posible además incluir deformaciones por corte elásticas mediante el ingreso del área de corte efectiva del elemento.

La fluencia del elemento toma lugar sólo en las zonas definidas para tales efectos (plastic hinges), los momentos de fluencia en las rótulas plásticas pueden ser distintos para ambos extremos de la viga y también pueden ser distintos dependiendo del sentido del momento.

El endurecimiento debido a la deformación que ocurre al aplicar un momento es modelado asumiendo que el elemento consiste de dos componentes, una elástica y una inelástica, dispuestas en paralelo tal como se aprecia en la Figura 2.12. La componente inelástica corresponde a un elemento elástico con rótulas plásticas ideales que se deforman con un momento constante una vez alcanzada la fluencia, mientras que el momento de la componente elástica continua creciendo simulando el efecto de endurecimiento.

2.9.2.- *Fiber Beam-Column Element*

El elemento Fiber Beam-Column Element (1), en lo sucesivo llamado elemento fibra, es un elemento inelástico que sirve para modelar tanto vigas como columnas. Su uso es aplicable para elementos de acero, de hormigón armado o bien elementos compuestos.

El elemento fibra permite modelar la fluencia del acero incluyendo el endurecimiento por deformación y en el caso del hormigón se permite modelar el comportamiento antes de la rotura, la pérdida de resistencia posterior a la rotura y la resistencia del hormigón frente a la tracción si es que se desea incluir. Además, es posible incluir conexiones flexibles no lineales en los extremos de cada elemento para modelar conexiones semi-rígidas en acero o bien para modelar el efecto de falla de adherencia en los nudos de elementos de hormigón armado.

Las deformaciones por corte pueden ser incluidas pero su comportamiento se asume elástico y no es posible considerar efectos no lineales provocados por el corte.

La Figura 2.13 presenta un modelo del elemento fibra donde se puede apreciar que la parte flexible del elemento es dividida en un número de segmentos determinado por el usuario. Los puntos de control y monitoreo del comportamiento del elemento se encuentran ubicados en la sección transversal central de cada segmento (slice), las propiedades de la sección transversal se asumen constantes en cada segmento pero pueden variar de un segmento a otro.

Cada sección transversal puede ser considerada como elástica o bien puede ser dividida en fibras (Figura 2.13). Las fibras pueden tener un comportamiento longitudinal no lineal debido a las relaciones de tensión-deformación del tipo de acero o de hormigón utilizado. La Figura 2.14 muestra las propiedades que es posible ingresar para el acero y el hormigón.

Este elemento puede clasificarse como un elemento de “plasticidad distribuida” en su zona flexible debido a que puede presentar un comportamiento inelástico en toda su longitud, lo que se contrapone a los elementos de “plasticidad concentrada” que, como su nombre lo indica, concentran el comportamiento inelástico en una zona sin largo (rótula plástica). Por otro lado es posible agregar zonas de plasticidad concentrada en ambos extremos de cada elemento para así modelar por ejemplo conexiones no rígidas entre vigas y columnas.

La precisión del modelo aumenta al considerar más segmentos en un mismo elemento, considerar más fibras en cada sección transversal o bien incluir más puntos de la curva tensión-deformación del material. Pero por otro lado el aumentar la precisión del modelo trae consigo el aumento del tiempo de procesamiento por lo que se debe buscar un equilibrio entre la precisión deseada y el tiempo disponible.

Una de las principales suposiciones en la formulación de este elemento es que las secciones planas permanecen planas, en otras palabras se asume que no existe deslizamiento entre las distintas fibras del elemento, por lo cual al ser usado en columnas CFT significa que se está asumiendo una completa unión entre el hormigón y el perfil de acero exterior.

2.10.- Experiencias previas

Estudios internacionales han demostrado importantes disminuciones en el uso de acero al utilizar columnas compuestas CFT y compararlas con columnas de acero tradicional. Un ejemplo de lo anterior es el estudio desarrollado por Zhang (8) en el cual se comparan estructuras diseñadas en base a columnas CFT y columnas de acero de sección doble T. En dicho estudio para las columnas doble T se utiliza un acero con $F_y=345MPa$, mientras que el acero de las columnas CFT posee una tensión de fluencia (F_y) de $317MPa$, en este estudio las vigas poseen una tensión de fluencia de $250MPa$ y el hormigón de las columnas CFT presenta una resistencia a la compresión $f'_c= 55[MPa]$. La estructuración de los edificios analizados por Zhang posee 4 marcos sísmicos en cada dirección de análisis y los resultados encontrados por él dan cuenta de un ahorro de acero del orden del 20% al utilizar columnas CFT en comparación con las estructuras diseñadas en base a columnas doble T.

Tabla 2.1: Límites de relación ancho espesor para elementos comprimidos en Marcos Especiales de Momento para el método LRFD

Descripción del elemento	Relación Ancho-Espesor	Límite Relación Ancho Espesor
		λ_{ps} (Sismicamente compacto)
Flexión en alas de perfiles doble T soldados	b/t	$\lambda_{ps} = 0.3 \cdot \sqrt{E/F_y}$
Compresión uniforme en alas de perfiles doble T soldados	b/t	$\lambda_{ps} = 0.3 \cdot \sqrt{E/F_y}$
Almas en flexo compresión	h/t_w	Para $C_a \leq 0.125$ ⁽¹⁾ $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_a)$
		Para $C_a > 0.125$ ⁽¹⁾ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
<p>(1) $C_a = \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_y}$</p> <p>Donde b = Ancho del ala t = Espesor del ala h = Altura del alma t_w = Espesor del alma P_u = Resistencia a la compresión requerida (LRFD) P_y = Resistencia axial de fluencia $\phi_b = 0.9$</p>		

Tabla 2.2: Comparación entre normativas de diseño

Punto de comparación	AISC	ACI-318
Método de análisis para el cálculo de la resistencia de la columna CFT frente a esfuerzos de flexo-compresión.	- Método de distribución de tensiones plásticas - Método de compatibilidad de deformaciones	Método de compatibilidad de deformaciones
Limitaciones impuestas sobre el hormigón	Hormigón de peso normal: $21 MPa \leq f'_c \leq 70 MPa$ Hormigón liviano: $21 MPa \leq f'_c \leq 42 MPa$	$f'_c \geq 17.2 MPa$
Limitaciones impuestas sobre el acero	$F_y \leq 525 MPa$	$F_y \leq 345 MPa$
Limitaciones de forma a las columnas CFT rectangulares	Specifications: $\frac{b}{t} < 2.26\sqrt{E/F_y}$ Seismic provisions: $t_{min} = b\sqrt{\frac{F_y}{2 \cdot E}}$	$t_{min} = b\sqrt{\frac{F_y}{3 \cdot E_s}}$
Resistencia al corte columnas CFT	Acero: $V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$	Hormigón sin carga axial: $V_c = 2\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ Hormigón con carga axial: $V_c = 2 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{2000 \cdot A_g}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
Rigidez efectiva frente a cargas de compresión	$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c$ $C_3 = 0.6 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.9$	$r = \sqrt{\frac{E_c \cdot I_g / 5 + E_s \cdot I_{sx}}{E_c \cdot A_g / 5 + E_s \cdot A_{sx}}}$

Tabla 2.3: Comparación entre la resistencia al corte al considerar la resistencia del acero o la del hormigón [tonf]

Sección	Resistencia al Corte del Acero [tonf]		Resistencia al Corte del Hormigón [tonf]		
	ASTM A36	ASTM A572gr50	H 30	H 35	H 40
CFT 500x500x10	145,7	202,8	19,2	21,0	22,7
CFT 600x600x12	209,8	292,0	27,6	30,3	32,7
CFT 700x700x14	285,6	397,4	37,6	41,2	44,5
CFT 800x800x16	373,1	519,0	49,2	53,8	58,2
CFT 1000x1000x20	582,9	811,0	76,8	84,1	90,9
<i>CFT h x b x t : Columna CFT cuya sección tiene una altura h, ancho b y espesor de la pared acero t</i>					

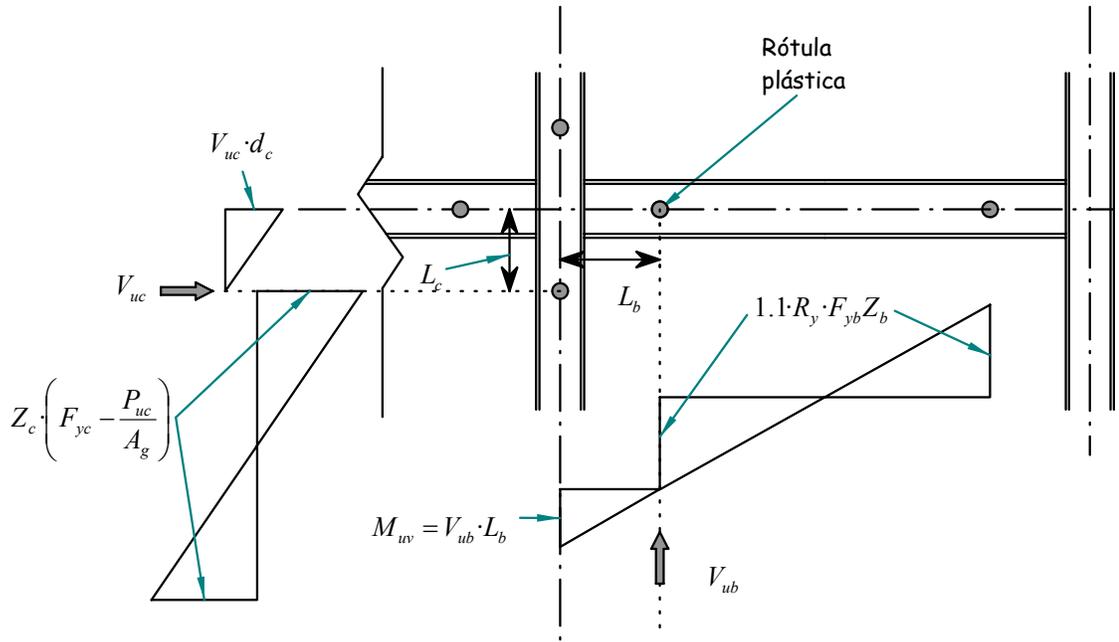


Figura 2.1: Esquema criterio columna fuerte-viga débil (Según 10)

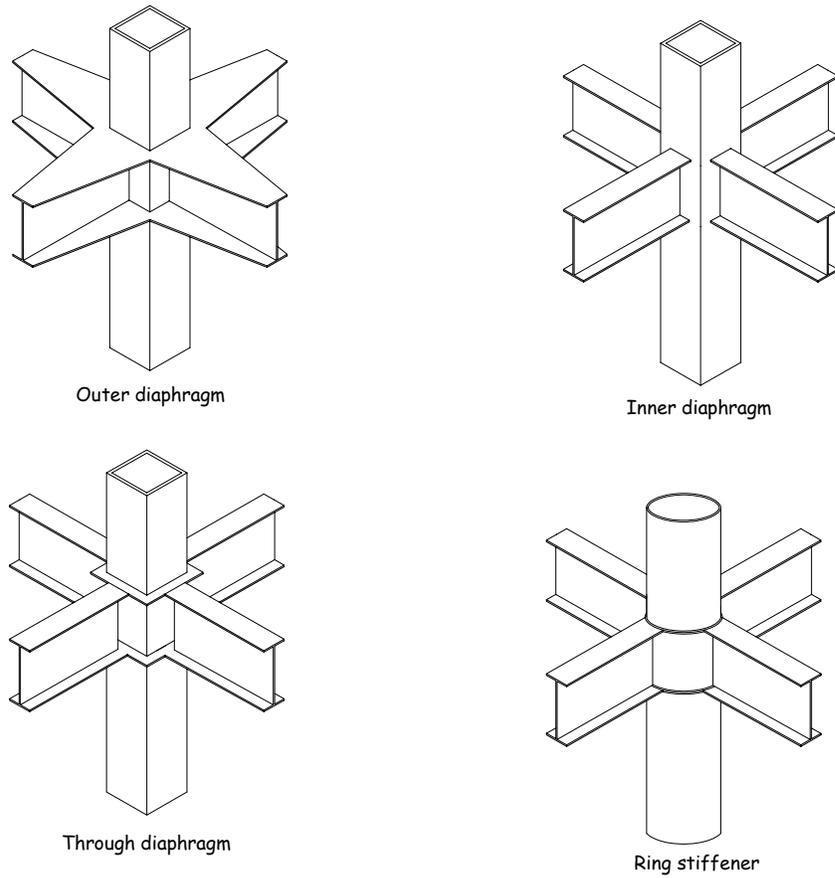
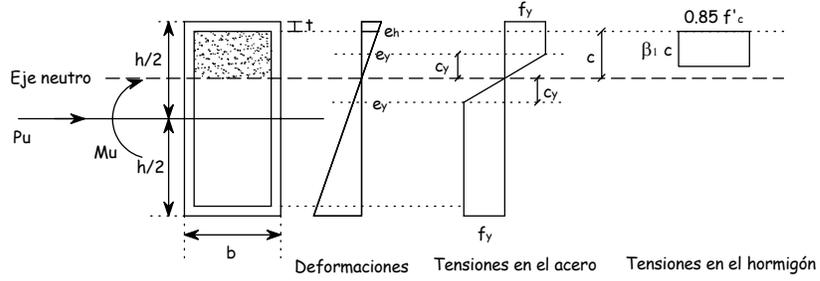
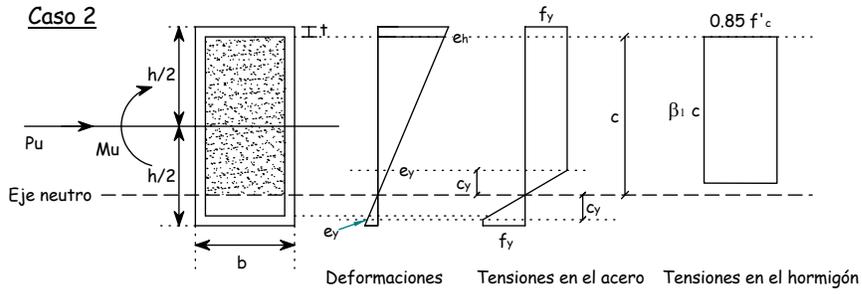


Figura 2.2: Algunas conexiones viga-columna CFT (Según 11)

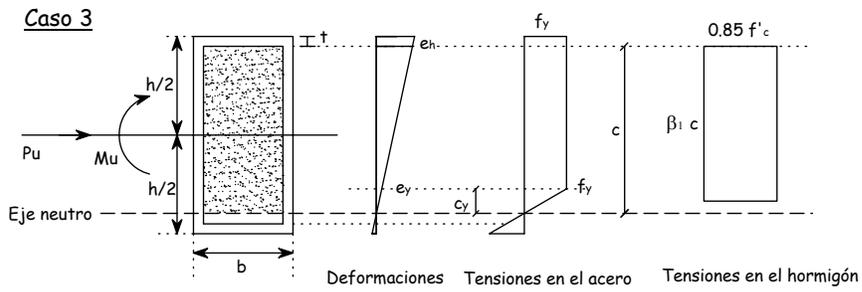
Caso 1



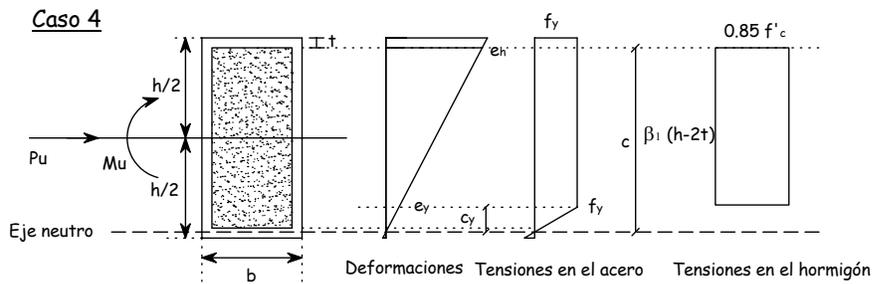
Caso 2



Caso 3



Caso 4



Caso 5

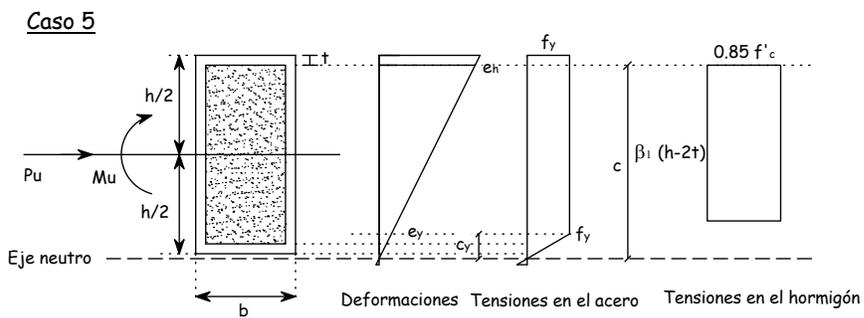


Figura 2.3: Casos considerados para los diagramas de interacción.

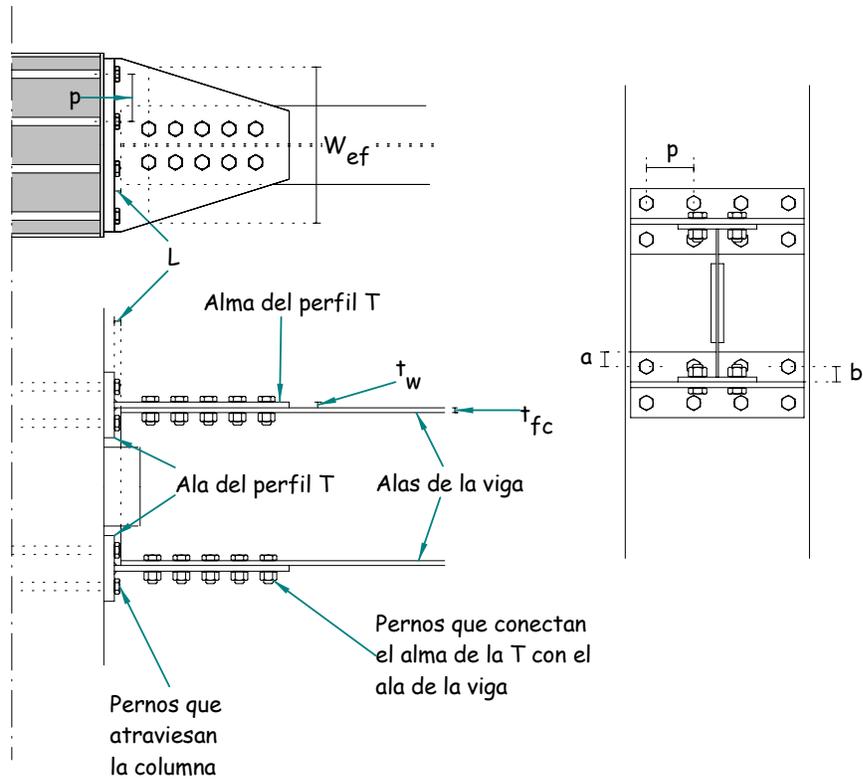


Figura 2.4 : Conexiones viga columna mediante perfiles T

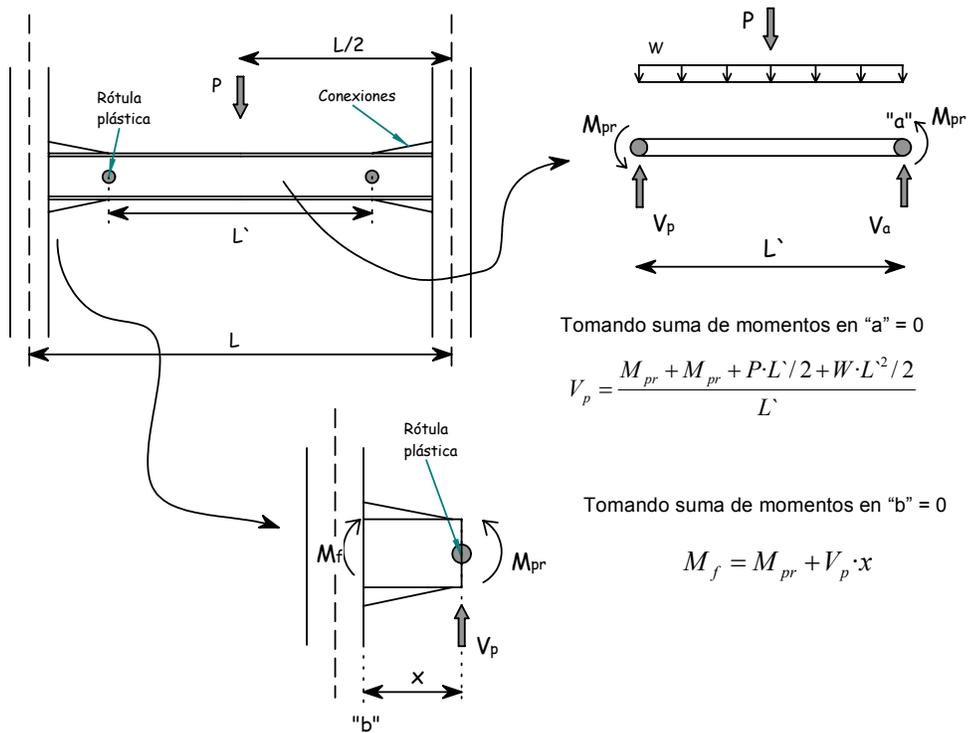


Figura 2.5: Determinación de solicitaciones en las conexiones viga columna (Según 10)

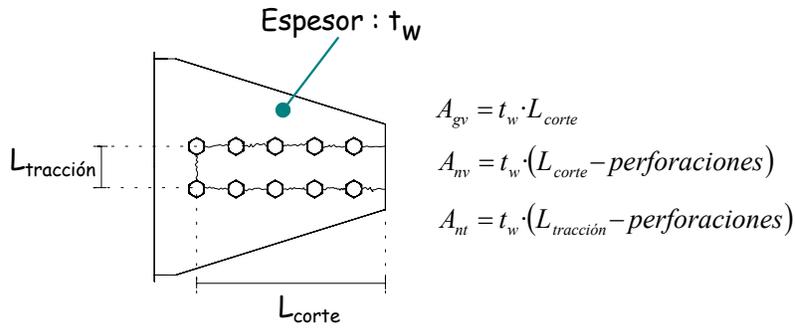


Figura 2.6: Bloque de corte en el alma del perfil T usado para las conexiones viga columna.

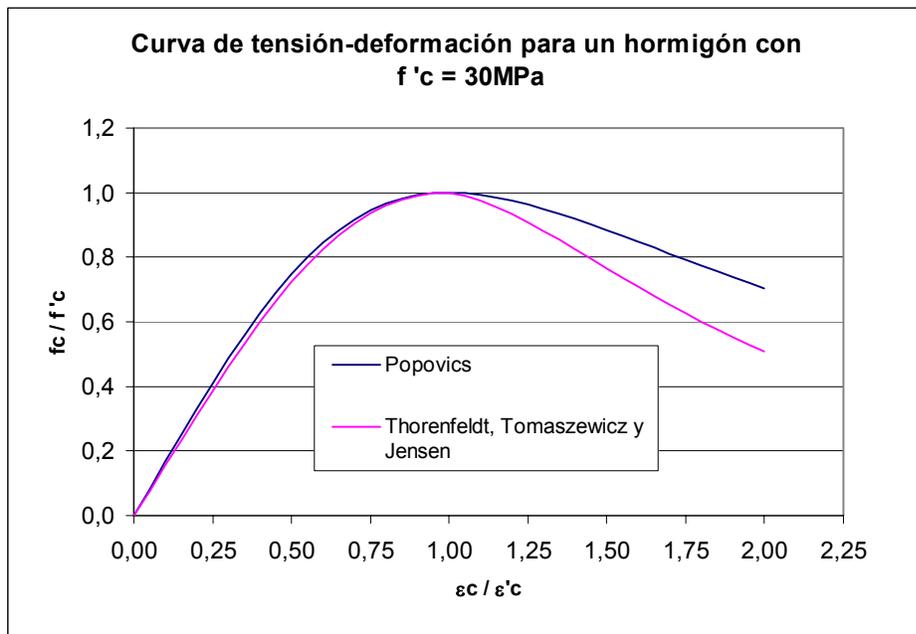


Figura 2.7: Comparación curva tensión-deformación

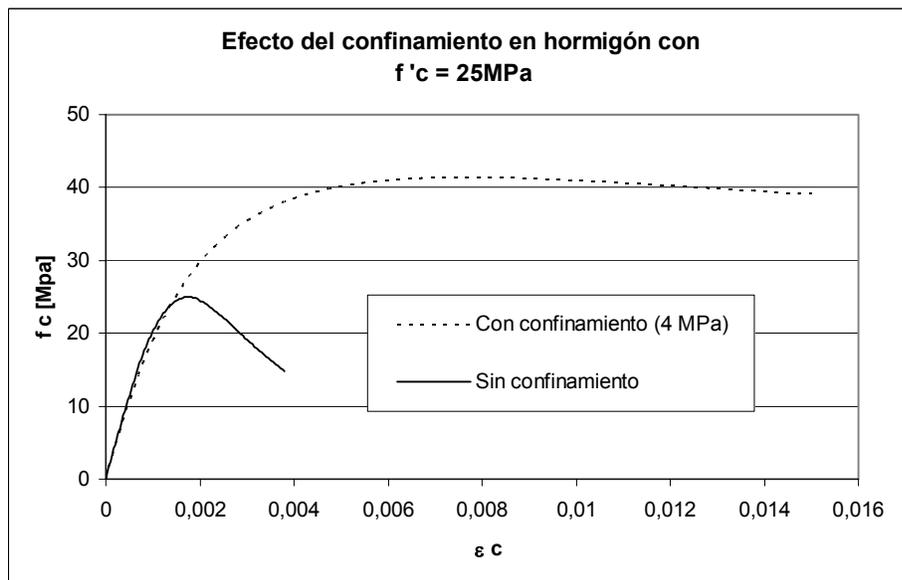


Figura 2.8: Efecto del confinamiento en el hormigón

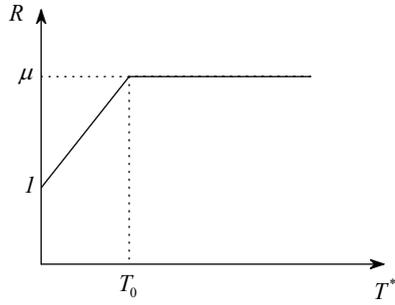


Figura 2.9: Relación R v/s T^* (Según 15)

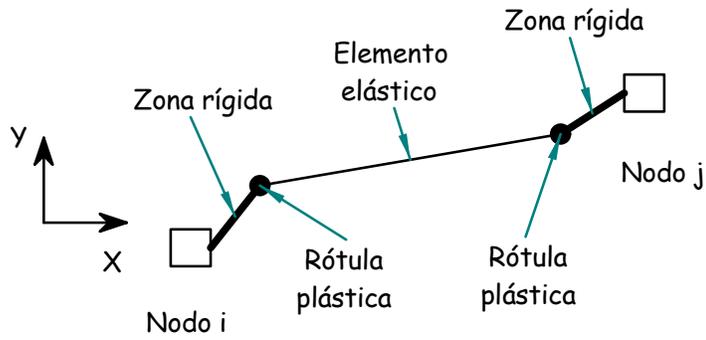
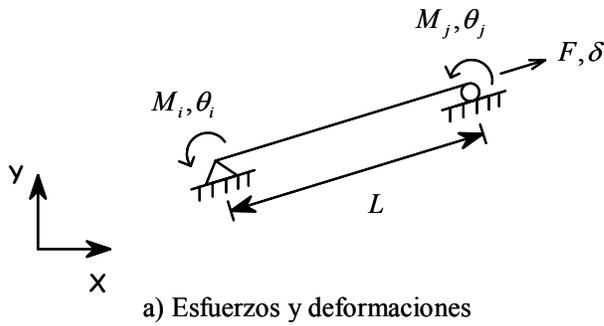


Figura 2.10: Geometría del elemento tipo viga (Según 1)



a) Esfuerzos y deformaciones

$$\begin{bmatrix} M_i \\ M_j \end{bmatrix} = \frac{E \cdot I}{L} \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ k_{ji} & k_{jj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_i \\ \theta_j \end{bmatrix} \quad F = \frac{E \cdot A}{L} \delta$$

$I =$ Momento de inercia
 $A =$ Área

b) Relación de rigidez

Figura 2.11: Relación de rigidez del elemento elástico (Según 1)

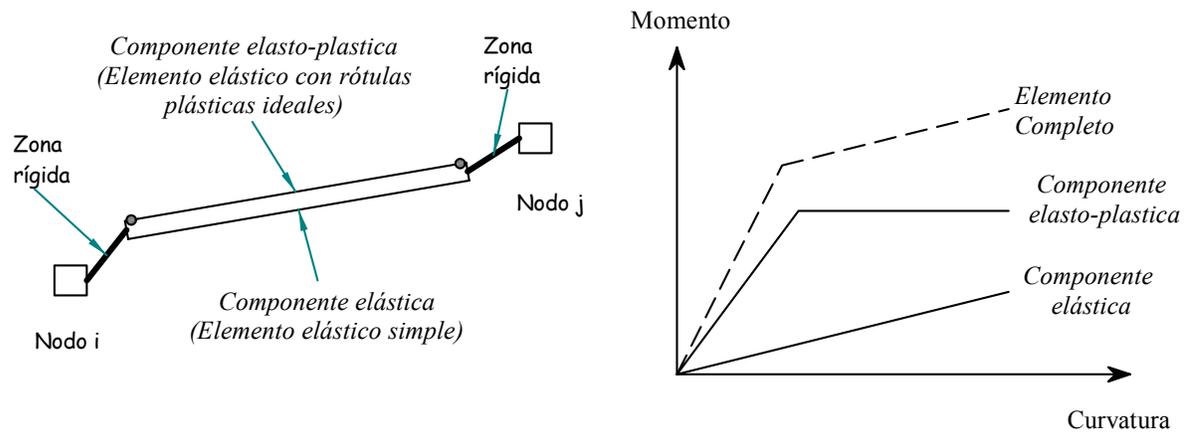


Figura 2.12: Efecto de endurecimiento elemento tipo viga (Según 1)

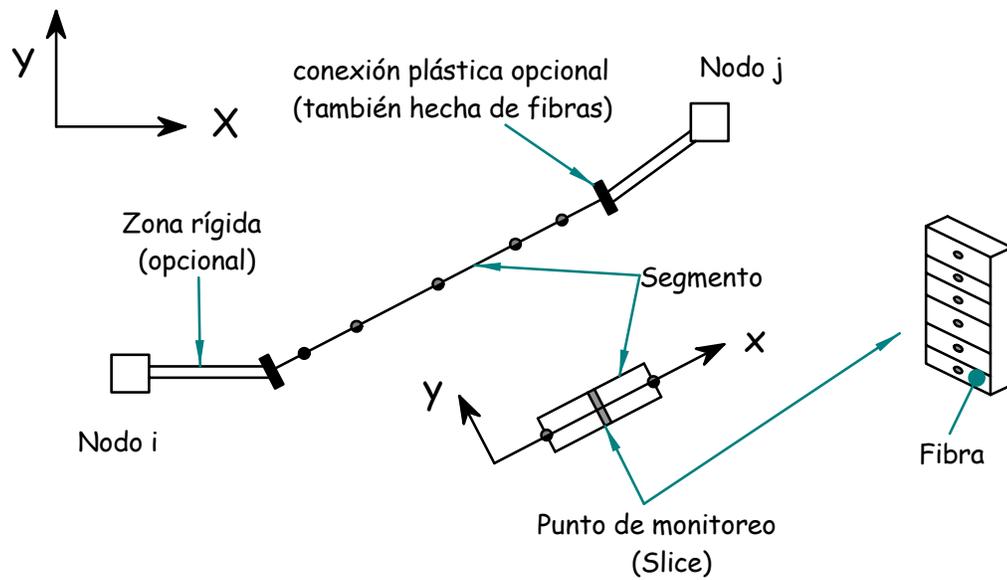


Figura 2.13: Geometría elemento tipo Fibra (Según 1)

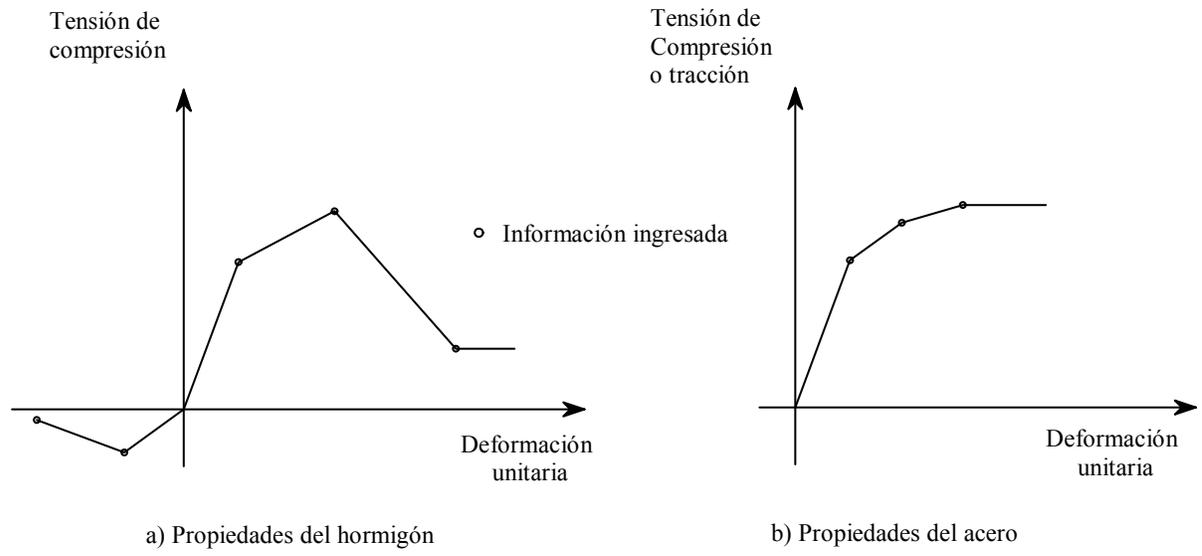


Figura 2.14: Propiedades de lo materiales para elementos tipo fibra (Según 1)

3.- Diseño de edificios prototipo

3.1.- Características generales

Las estructuras a diseñar corresponden a edificios de tipo habitacional con una distribución en planta de columnas y vigas que sigue un patrón regular y simétrico en toda la altura del edificio formando módulos libres de 7m en ambas direcciones. La altura entre pisos se mantiene constante en todos los pisos y corresponde a 3.5m.

Se lleva a cabo el diseño de tres edificios, uno de 6, otro de 12 y otro de 20 pisos utilizando dos configuraciones, una con columnas de acero tradicionales y otra con columnas CFT, para así poder evaluar la influencia de utilizar columnas CFT en edificios de diferentes alturas.

El sistema resistente de cargas estáticas se encuentra conformado por una losa de hormigón armado, vigas de acero de sección doble T y columnas de acero de sección doble T.

El sistema resistente de cargas sísmicas se compone de dos marcos perimetrales en cada dirección de análisis, estos marcos poseen vigas de acero de sección doble T. En el caso de las estructuras de acero tradicional las columnas corresponden a perfiles de acero de sección doble T mientras que en el caso de los edificios con columnas compuestas se utilizan perfiles CFT de sección cuadrada.

En la Figura 3.1 se presenta la disposición en planta de los elementos resistentes tanto para cargas estáticas como para cargas sísmicas, además esta figura incluye la elevación de un eje resistente perimetral genérico.

Las vigas estáticas cumplen el doble propósito de resistir solicitaciones gravitacionales y además limitar la longitud de volcamiento de las vigas sísmicas, para así poder cumplir con el criterio establecido por las provisiones sísmicas del AISC (3) que se encuentra expresado en el punto 2.1.2 del presente trabajo de título.

3.2.- Materiales y perfiles

El acero a utilizar es del tipo ASTM A-36 tanto para los perfiles de sección doble T como para las columnas CFT. El módulo de elasticidad de este tipo de acero es 2100 tonf/cm^2 mientras que su resistencia nominal de fluencia es $2,53 \text{ tonf/cm}^2$.

Los perfiles de sección doble T son del tipo soldados. Por otro lado, debido a que las dimensiones utilizadas en las columnas CFT son mayores a las de los perfiles cajón disponibles en el mercado, éstas deben ser materializadas en base a placas de acero soldadas; el tipo de soldadura corresponde a una de penetración total. En la Figura 3.2 se presenta un esquema con la comparación de las distintas formas de soldadura de los perfiles CFT de sección cuadrada conformados en base a placas.

En las columnas CFT se utiliza hormigón de peso normal de denominación H30 con resistencia cilíndrica (f'_c) de 25MPa.

3.3.- Solicitaciones

En el diseño de las estructuras prototipo se aplica la totalidad del peso propio además de la sobrecarga definida por la NCh 1537.Of86 (5) que corresponde a 200 kgf/m^2 para edificios de uso habitacional la cual es aplicada sobre las losas de todos los niveles, incluyendo la losa de techo del último piso.

En la Tabla 3.1 se incluye un resumen con las cargas estáticas correspondientes a los elementos estructurales y no estructurales que no son incluidos en los modelos realizados (ver puntos 3.6.1 y 3.7.1). En la determinación de las cargas presentes en dicha tabla se considera el peso de una losa de 12cm de espesor (ver punto 3.5.1) y el peso de las vigas estáticas definidas en el punto 3.5.2 del presente trabajo. El peso por unidad de volumen es 7850 kgf/m^3 para el acero y 2500 kgf/m^3 para el hormigón. Tomando en cuenta lo anterior el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que no son incluidos en los modelos realizados corresponde a 458 kgf/m^2 .

La sollicitación sísmica se obtiene a partir del método modal espectral establecido por la norma NCh 433.Of96 (6) considerando los siguientes parámetros.

- I : Coeficiente de importancia, en este caso $I = 1$ pues se trata de un edificio de categoría C, es decir, un edificio destinado a habitación privada.
- A_0 : Aceleración efectiva máxima, en este caso $A_0 = 0.3 \cdot g$, ya que se supone que las estructuras se encuentran en la zona sísmica 2.
- T_0 : Parámetro que depende del tipo de suelo, en este caso $T_0 = 0.3 \text{ seg.}$ (Tipo de suelo II).
- p : Parámetro que depende del tipo de suelo, en este caso $p = 1.5$ (Tipo de suelo II).
- R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural, en ambos casos (columnas doble T y CFT) se considera $R_0 = 11$ pues en el caso de las estructuras de acero tradicional la norma establece dicho valor para pórticos de acero estructural. Para el caso de las estructuras diseñadas en base a columnas CFT se utiliza el menor valor entre el factor de modificación definido para pórticos de hormigón armado y pórticos de acero estructural, pero en la norma ambos valores son iguales a 11.

En la Figura 3.3 se presenta un gráfico del espectro elástico definido por la norma NCh 433Of.96 (6) para la zona, tipo de suelo y clasificación de las estructuras analizadas en el presente trabajo de título.

En la Tabla 3.2 se incluye el corte basal de diseño para cada una de las estructuras además en la misma tabla se incluyen los factores de modificación R^* obtenidos. Cabe destacar que en todos los casos la carga de diseño queda controlada por el corte mínimo establecido por la norma aplicada.

En el Anexo N° 3 se incluye una planilla realizada en Mathcad para la determinación del corte basal para el caso de la estructura de seis pisos con columnas de acero de sección doble T.

3.4.- Deformaciones sísmicas admisibles

Las deformaciones sísmicas admisibles definidas por la norma NCh 433.Of96 (6) para este caso resultan ser:

- El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis es de 7mm.
- El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 3.5mm al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas.

3.5.- Diseño frente a solicitaciones estáticas

3.5.1.- Diseño de losa

Se lleva a cabo la determinación del espesor de la losa más desfavorable que corresponde a una losa de 3.5m x 7m y cuya condición de apoyo corresponde a dos bordes contiguos apoyados y los otros dos bordes empotrados. En la Figura 3.4 se presenta un esquema de la losa considerada para el cálculo del espesor.

Para determinar el espesor necesario de la losa se utilizan las tablas presentes en el texto “Vigas continuas, pórticos y placas” (18) con lo que resulta un espesor de 9.5cm, pero debido a problemas de vibración, deformaciones y ruidos se decide utilizar una losa de 12cm de espesor para todas las estructuras.

En el Anexo N° 4 se presenta la planilla realizada para la determinación del espesor de la losa más desfavorable.

3.5.2.- Diseño de vigas estáticas

El diseño de las vigas estáticas es común a todas las estructuras prototipo y es realizado de acuerdo al método de factores de carga y resistencia (LRFD) de las especificaciones del AISC (2).

En el diseño de las vigas estáticas se aplica el factor de reducción por área definido por la norma NCh 1537.Of86 (5) el cual resulta ser $C_A = 0.804$.

El modelo estructural adoptado para la determinación de los esfuerzos en la viga es el de una viga de 7m de largo simplemente apoyada en ambos extremos con una carga uniformemente distribuida. La combinación de cargas aplicada corresponde a $1.2 \cdot DL + 1.6 \cdot LL$, donde DL es el peso propio y LL la sobrecarga de uso. Es importante destacar que para efectos de este trabajo de titulación no se considera el trabajo conjunto entre las vigas estáticas y la losa de cada piso.

El perfil resultante según la denominación del Instituto Chileno del Acero es H400x150x38.5, es decir, su altura es 400mm, su ancho de ala es de 150mm y su peso es de 38.5kgf/m, los espesores de las alas y del alma son 10mm y 5mm, respectivamente.

El factor de utilización resultante es 0.98, este factor se define como el cociente entre la sollicitación y la resistencia del perfil de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F.U. = \frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} \leq 1 \quad (3.1)$$

Donde M_u corresponde al momento último, ϕ_b es el factor de minoración de resistencia a la flexión ($\phi_b = 0.9$) y M_n es el momento nominal que es capaz de resistir el perfil.

La deformación de esta viga, dado el modelo adoptado, resulta ser 24mm, si se compara ésta con un valor admisible de 35mm se puede afirmar que cumple con el criterio de deformación requerido. La deformación admisible estática para efectos de este trabajo se asume como un 5 por mil de la luz libre de la viga.

En el anexo N ° 5 se presenta la planilla desarrollada en Mathcad para el diseño de las vigas estáticas de las estructuras.

3.5.3.- Diseño de columnas estáticas

Con el objeto de utilizar de mejor manera el acero, se realiza una diferenciación en la altura de las columnas estáticas, la cual se encuentra descrita en la Tabla 3.3. Los cambios de perfil se realizan a media altura del piso correspondiente y se utilizan perfiles doble T con la misma altura y el mismo ancho de ala en todas las columnas estáticas de cada edificio, es decir se modifica solamente los espesores del ala y el alma.

Se lleva a cabo el diseño de la columna estática más desfavorable de cada tipo, para cada altura de edificio (6,12 y 20 pisos). Este diseño se realiza de acuerdo al método de factores de carga y resistencia (LRFD) de las especificaciones del AISC (2).

Al igual que para el diseño de las vigas estáticas se aplica el factor de reducción por área tributaria definido por la norma NCh 1537.Of86 (ver punto 3.5.2).

El modelo estructural adoptado para el diseño de cada columna estática se muestra en la Figura 3.5. La combinación de cargas utilizada corresponde a $1.2 \cdot DL + 1.6 \cdot LL$, donde DL es el peso propio y LL la sobrecarga de uso.

Debido a que se realiza el diseño a compresión de las columnas estáticas el factor de utilización se define de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F.U. = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} \leq 1 \quad (3.2)$$

Donde P_u corresponde al esfuerzo axial último, ϕ_c es el factor de minoración de resistencia a la compresión ($\phi_c = 0.9$) y P_n es el esfuerzo axial nominal que es capaz de resistir el perfil.

En la Tabla 3.4 se presentan los perfiles obtenidos, según la denominación del Instituto Chileno del Acero (ICHA), para cada tipo de columna, además en dicha tabla se incluyen los factores de utilización encontrados. Para efectos de este trabajo de titulación se permite que el factor de utilización exceda en un 5% al valor máximo estipulado en las especificaciones del AISC (3).

En el Anexo N° 5 se presenta a modo de ejemplo la planilla desarrollada en Mathcad para el diseño de las columnas estáticas de las estructuras de 6 pisos.

3.6.- Diseño de marcos sísmicos con perfiles tradicionales

3.6.1.- Modelos realizados

Se realizan tres modelos en el software SAP2000 utilizando elementos de barra con las propiedades de los perfiles encontrados, uno para cada altura de edificio (6,12 y 20 pisos). En estos modelos las columnas estáticas de un mismo tipo son reemplazadas por una columna genérica que posee como propiedades la suma de todas las propiedades de las columnas que representa.

Las propiedades de los materiales a incluir en el modelo corresponden a las del acero tipo ASTM A36 que se encuentran establecidas en el punto 3.2 del presente trabajo.

El efecto de la losa es incluido en el modelo de dos maneras, por un lado se incluye como carga vertical actuando sobre las columnas y por otro lado se impone que todos los nodos ubicados en el mismo nivel de piso tengan los desplazamientos horizontales propios de un diafragma rígido.

Para incluir el efecto de la torsión accidental definida por la norma NCh 433.Of96 se incluye un nodo adicional por piso que se encuentra desplazado del centro de gravedad, las restricciones de movimientos de estos nodos son las necesarias para que al aplicar sobre ellos las cargas correspondientes se logra el efecto de desplazar el centro de masas en la cantidad estipulada por la norma NCh 433.Of96 sin afectar los esfuerzos debidos a las cargas estáticas.

Se realiza un análisis de segundo orden utilizando las herramientas proporcionadas por el software para tal propósito, es decir los esfuerzos y deformaciones obtenidos del modelo incluyen el efecto $P-\delta$ y $P-\Delta$.

A modo de ejemplo, en la Figura 3.6 se incluyen imágenes del modelo realizado para la estructura de 6 pisos, donde se muestra la distribución de las cargas y las condiciones de apoyo de las distintas columnas.

3.6.2.- Diseño

De acuerdo a las provisiones sísmicas del AISC (3) en el diseño de los marcos sísmicos sólo se utilizan perfiles de alma y ala compactas bajo los criterios de compacidad establecidos en dicho documento.

En la Figura 3.7, Figura 3.8 y Figura 3.9 se presentan elevaciones de los marcos sísmicos para los edificios de 6, 12 y 20 pisos, respectivamente, incluyendo los perfiles obtenidos del diseño. En la Tabla 3.5 se presentan las dimensiones de los perfiles utilizados que corresponden a secciones que no figuran en el manual del Instituto Chileno del Acero.

Los períodos fundamentales obtenidos a partir de los modelos realizados en SAP para estas estructuras se encuentran presentes en la Tabla 3.6.

En la Tabla 3.7 se presenta el peso sísmico de cada una de las estructuras diseñadas en base a columnas de acero tradicional.

La cubicación del acero a utilizar en cada una de las estructuras se presenta en las tablas 3.8, 3.9 y 3.10.

3.6.3.- Determinación de Resistencia

La determinación de la resistencia se realiza utilizando el método de factores de carga y resistencia (LRFD) de las especificaciones del AISC (2) en conjunto con las provisiones sísmicas del mismo organismo (3).

En el Anexo N ° 6 se presenta un ejemplo de la planilla desarrollada para el cálculo de la resistencia de las columnas y vigas de sección doble T.

3.6.4.- Verificación de resistencia

Se verifica que la resistencia del elemento más solicitado de cada tipo de perfil sea mayor que la sollicitación de dicho elemento.

En la Tabla 3.11 se presentan los factores de utilización para los distintos elementos verificados.

3.6.5.- Verificación de deformaciones

Se verifica que las deformaciones obtenidas sean inferiores a las deformaciones admisibles definidas por la norma NCh 433Of96 (ver punto 3.4).

Debido a la simetría de la estructura, las deformaciones para el sismo en dos direcciones perpendiculares son prácticamente las mismas, sólo existe una diferencia mínima debido a que las columnas estáticas se orientan siempre con su eje fuerte según la misma dirección. En las tablas 3.12, 3.13 y 3.14 se incluye la comparación entre los desplazamientos de entrepiso obtenidos y los admisibles para el sismo en la dirección X, que es la dirección en la cual se orienta el eje débil de las columnas estáticas y por lo mismo la dirección del sismo para la cual se obtienen desplazamientos levemente mayores.

3.6.6.- Verificación del criterio de columna fuerte y viga débil

Se verifica el criterio de utilización de columna fuerte y viga débil según lo estipulado en las disposiciones sísmicas del AISC (3). Esta verificación se lleva a cabo en los nodos más desfavorables de cada una de las estructuras, en la Tabla 3.15 se incluye el valor de la razón $\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}$ obtenido para cada uno de los nodos considerados.

En el Anexo N° 7 se encuentra a modo de ejemplo la planilla desarrollada para la verificación de este criterio.

3.7.- Diseño de marcos sísmicos con columnas CFT

3.7.1.- Modelos realizados

Se realizan 3 modelos en SAP 2000, uno para cada altura de edificio. Estos modelos difieren de los realizados para los edificios de acero tradicional sólo en las columnas, las cuales son incluidas como secciones genéricas con las propiedades equivalentes correspondientes.

La rigidez equivalente de las columnas se realiza de acuerdo a lo expresado en el punto 2.4 del presente trabajo de titulación.

Si bien es cierto el diseño de las conexiones se encuentra fuera del alcance de este trabajo de titulación, es necesario conocer la ubicación de las rótulas plásticas en las vigas, razón por la cual se considera como estimación del largo de la conexión el obtenido a partir del diseño de conexiones tipo “split-tee” (ver punto 2.5).

3.7.2.- Diseño

El diseño obtenido para los edificios de 6, 12 y 20 pisos se presenta en la Figura 3.10, Figura 3.11 y Figura 3.12. La denominación de las columnas CFT se explica a través del siguiente ejemplo:

CFT 700x700x14 : Columna CFT cuadrada de alto y ancho exterior igual a 700 mm y con un espesor de pared de 14mm.

En la Tabla 3.2 se presenta el corte basal y el factor de modificación de respuesta R^* para cada una de las estructuras diseñadas, además en la Tabla 3.6 se presentan los períodos fundamentales obtenidos.

El peso sísmico de las estructuras de 6, 12 y 20 pisos diseñadas en base a columnas tipo CFT se encuentra en la Tabla 3.16, mientras que en las tablas 3.17, 3.18 y 3.19 se presenta la cubicación del acero utilizado en estas estructuras.

En la Tabla 3.20 se presenta el volumen de hormigón a utilizar en las columnas CFT de las estructuras de 6, 12 y 20 pisos.

3.7.3.- Determinación de resistencia

Para llevar a cabo la determinación de la resistencia de las vigas se utiliza el método LRFD del AISC del año 2005 (2) en conjunto con las disposiciones sísmicas del mismo instituto (3).

En la determinación de la resistencia de las columnas CFT se utilizan el método expresado en el punto 2.3 del presente trabajo de titulación.

En el anexo N ° 1 se encuentra un ejemplo del cálculo de la resistencia de una columna CFT, mientras que en el Anexo N ° 6 se presenta una planilla con el cálculo de la resistencia de una viga de sección doble T sometida a flexión.

3.7.4.- Verificación de resistencia

Se verifican todas las columnas CFT en a lo menos tres puntos de cada una, para lo cual se utilizan los esfuerzos obtenidos de los modelos realizados en SAP2000 y los diagramas de interacción calculados a partir del procedimiento mencionado en el punto 2.3 del presente trabajo de titulación.

En las Figura 3.13 a la 3.20 se presentan los diagramas de interacción en conjunto con los esfuerzos obtenidos para cada tipo de columna.

La verificación de la resistencia en las vigas se realiza de la misma manera que para el caso de las vigas de las estructuras con columnas de acero tradicional. En la Tabla 3.21 se encuentran los valores de los factores de utilización encontrados.

3.7.5.- Verificación de deformaciones

Se verifica que las deformaciones de entrepiso cumplan con ser menores a las admisibles definidas por la normativa sísmica chilena (6). En la Tabla 3.22, Tabla 3.23 y Tabla 3.24 se presentan las deformaciones para los edificios de 6, 12 y 20 pisos obtenidas a partir del modelo realizado en SAP para la dirección más desfavorable (dirección X). Además en dichas tablas se muestran los valores admisibles definidos por la norma sísmica aplicada.

3.7.6.- Verificación del criterio de columna fuerte y viga débil

Al igual que para el caso de las columnas de los marcos sísmicos tradicionales se lleva a cabo la verificación del criterio de columna fuerte-viga débil definido por las disposiciones sísmicas del AISC (3). En la Tabla 3.25 se presentan los valores obtenidos para el cociente $\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}$ para las distintas configuraciones de viga-columna que se dan en los edificios de 6, 12 y 20 pisos.

En el Anexo N ° 7 se presenta un ejemplo de la verificación del criterio de columna fuerte-viga débil para el caso de estructuras con columnas CFT.

3.7.7.- Diseño de conexiones

Aún cuando las conexiones no son incluidas explícitamente en los modelos, se realiza el diseño de éstas para la estructura de 6 pisos en base a columnas CFT, para lograr con esto la posición de la rótula plástica en las vigas.

3.8.- Análisis de los diseños realizados

A continuación se presenta el análisis de los diseños obtenidos tanto para las estructuras con columnas de acero de sección doble T como para los edificios con columnas compuestas tipo CFT.

3.8.1.- Aspectos generales

Analizando los resultados obtenidos para la resistencia de los perfiles utilizados, se puede observar que, tanto en el caso de elementos materializados en base a secciones doble T como en elementos conformados a partir de secciones compuestas CFT, la sollicitación del perfil es mucho menor que la resistencia de éstos. Por otro lado las deformaciones sísmicas de entrepiso medidas en el centro de gravedad son levemente menores a las deformaciones admisibles especificadas en la norma NCh 433 Of.96 (6). Juntando ambas observaciones es posible afirmar que el diseño de estos edificios queda controlado casi completamente por el límite de deformaciones impuesto por la normativa sísmica aplicada. Con respecto a este punto es importante mencionar que tal como se ha evidenciado en trabajos anteriores (19) esta limitación de deformaciones se encuentra pensada en edificios de hormigón y resulta ser muy restrictiva para edificios de acero. Si se siguiera el criterio expresado en la norma NCh 2369 Of.2003 (7) se podría llegar a que la deformación admisible en el caso de estructuras controladas por el corte mínimo podría ser amplificada por el cociente Q_{min}/Q_0 , donde Q_{min} corresponde al corte mínimo establecido por la normativa y Q_0 el corte basal de la estructura obtenido a partir del espectro de diseño. Como se puede apreciar en la Tabla 3.26 el coeficiente Q_{min}/Q_0 es en todos los casos mayor que 3,5 por lo que el posible aumento en las deformaciones admisibles sería sumamente ventajoso para estas estructuras.

3.8.2.- Comparación entre estructuras de acero tradicional

Se puede observar que tal como era de esperarse el período de las estructuras aumenta al aumentar el número de pisos, en la Figura 3.22 se presentan los períodos obtenidos para cada estructura. Tal como puede apreciarse en dicho gráfico el comportamiento de período es prácticamente lineal con la altura obteniéndose la siguiente relación, donde N corresponde al número de pisos y T_N al período fundamental:

$$T_N = 0.92 + 0.11 \cdot N \quad \text{con} \quad 3 \leq N \leq 20$$

Debido a que el corte basal de diseño corresponde al corte mínimo y éste aumenta linealmente al aumentar el peso de la estructura, se obtiene una relación lineal entre el corte basal y el número de pisos tal como se puede apreciar en la Figura 3.23.

En la Figura 3.24 se presenta la cantidad de acero utilizado en los marcos sísmicos de las estructuras de acero tradicional, además en el mismo gráfico se incluye la cantidad de acero total (incluye marcos sísmicos, vigas y columnas estáticas) utilizado en estas estructuras.

3.8.3.- Comparación entre estructuras con columnas CFT

Al igual que en el caso de los edificios diseñados en base a columnas de sección doble T, el período de las estructuras aumenta al incrementar el número de pisos tal como se aprecia en la Figura 3.25. En este caso la relación entre los períodos también es prácticamente lineal con la siguiente expresión:

$$T_N = 1.06 + 0.11 \cdot N \quad \text{con} \quad 3 \leq N \leq 20$$

En la Figura 3.26 se muestra la relación entre el número de pisos y el corte basal de las estructuras con columnas CFT.

En la Figura 3.27 se presenta la cantidad de acero utilizado en los marcos sísmicos de las estructuras con columnas CFT, además en el mismo gráfico se incluye la cantidad de acero total (incluye marcos sísmicos, vigas y columnas estáticas) utilizado en estas estructuras.

3.8.4.- Comparación entre estructuras de acero tradicional y estructuras con columnas CFT

En la Figura 3.28 se puede apreciar que el período fundamental de las estructuras diseñadas en base a columnas CFT resulta ser ligeramente superior al de las estructuras diseñadas en base a columnas de sección doble T.

En la Figura 3.29 se puede apreciar que el peso sísmico de las estructuras diseñadas en base a columnas CFT es mayor que el de los edificios de acero tradicional, esta diferencia se hace más pronunciada al aumentar el número de pisos y se debe al aumento de peso provocado por el relleno de hormigón de las columnas. Este efecto causa que el corte basal de diseño tenga el mismo comportamiento, tal como se muestra en la Figura 3.30.

Como puede apreciarse en la Tabla 3.27, para el caso de las estructuras de 12 y 20 pisos existe un ahorro del orden del 4% del acero utilizado en los marcos sísmicos al utilizar columnas tipo CFT, mientras que para la estructura de 6 pisos esta situación se invierte ya que al usar columnas CFT se utiliza una mayor cantidad de acero. Este comportamiento se ve reflejado en la Figura 3.31.

Tabla 3.1: Resumen de cargas estáticas

Carga	Tipo	Valor [kgf/m ²]
<i>Sobrecarga no reducida</i>	<i>LL</i>	<i>200</i>
Peso de tabiques	DL	50
Terminaciones de Piso	DL	20
Terminaciones de Cielo (cielo falso)	DL	20
Otros (ductos, iluminación, etc.)	DL	50
Peso de losa	DL	300
Peso de vigas estáticas	DL	18
<i>Total peso propio de elementos no incluidos en los modelos</i>	<i>DL</i>	<i>458</i>

Tabla 3.2: Corte basal obtenido de acuerdo a la norma NCh433 Of.96

Tipo de Columnas	Nº de pisos	R* []	Q ₀ ⁽¹⁾ [tonf]	Corte mínimo [tonf]	Corte de diseño [tonf]	R** (2)
Doble T	6	10,1	75	278	278	2,7
	12	10,6	89	569	569	1,7
	20	11,0	106	970	970	1,2
CFT	6	10,2	81	301	301	2,7
	12	10,7	98	625	625	1,7
	20	11,0	117	1101	1101	1,2

(1) Q₀: Corte obtenido a partir del modelo modal espectral para el espectro elástico reducido por R*

(2) $R^{**} = R^{*} \cdot \frac{Q_0}{Q_{\min}}$

Tabla 3.3: Discretización de Columnas Estáticas

Edificio	Columna	Desde piso	Hasta piso	Largo [m]
6 pisos	Tipo 1	1	3	8,75
	Tipo 2	3	5	7,00
	Tipo 3	5	6	5,25
12 pisos	Tipo 1	1	3	8,75
	Tipo 2	3	7	14,00
	Tipo 3	7	11	14,00
	Tipo 4	11	12	5,25
20 pisos	Tipo 1	1	4	12,25
	Tipo 2	4	10	21,00
	Tipo 3	10	16	21,00
	Tipo 4	16	20	15,75

Nota: Los cambios de tipo de columna se producen a mitad de altura del piso correspondiente

Tabla 3.4: F.U. Columnas Estáticas

Edificio	Columna	Denominación ICHA	F.U.
6 pisos	Tipo 1	H250x250x84,1	1,04
	Tipo 2	H250x250x57,7	1,02
	Tipo 3	H250x250x42,4	0,72
12 pisos	Tipo 1	H 300x300x162,5	1,04
	Tipo 2	H 300x300x135,8	1,04
	Tipo 3	H 300x300x83	1,01
	Tipo 4	H 300x300x64,7	0,44
20 pisos	Tipo 1	H 400x400x259	1,05
	Tipo 2	H 400x400x224,4	1,03
	Tipo 3	H 400x400x147,3	1,01
	Tipo 4	H 400x400x123	0,55

Tabla 3.5: Características de perfiles especiales

Denominación	Altura [mm]	Ancho de ala [mm]	Espesor del alma [mm]	Espesor del ala [mm]
H900x350x309,9*	900	350	14	40
H900x300x242,6*	900	300	14	32
H900x300x179,7*	900	300	14	18
H1000x500x505,5*	1000	500	16	50
H1000x350x241*	1000	350	16	22
H900x350x228,4*	900	350	16	22
H1300x700x756,7*	1300	700	22	50
H1200x700x722,2*	1200	700	20	50
H1100x400x455,3*	1100	400	18	50

Tabla 3.6: Periodo fundamental a partir de los modelos en SAP2000

Tipo de Columnas	N° de pisos	T* [seg]
Doble T	6	1,57
	12	2,26
	20	3,11
CFT	6	1,70
	12	2,46
	20	3,28

Tabla 3.7: Peso sísmico estructuras de acero tradicional

# de Pisos	Peso Sísmico [tonf]
6	5564
12	11379
20	19394

Tabla 3.8: Cubicación de acero edificio de 6 pisos con columnas doble T

Uso	Perfil	Largo[m]	Cant.	Peso [kgf/m]	Peso [kgf]	Peso total [kgf/m ²]
C.Sismica	H900x350x309,9*	8,75	20	309,9	54233	10,1
C.Sismica	H900x300x242,6*	7	20	242,6	33964	
C.Sismica	H900x300x179,7*	5,25	20	179,7	18869	
V.Sismica	H700x300x126,5	28	8	126,5	28336	6,8
V.Sismica	H600x300x120,2	28	8	120,2	26925	
V.Sismica	H600x200x73,9	28	8	73,9	16554	
V.Estática	H400x150x38,5	840	6	38,5	194040	18,3
C.Estática	H250x250x84,1	8,75	29	84,1	21340	3,7
C.Estática	H250x250x57,7	7	29	57,7	11713	
C.Estática	H250x250x42,4	5,25	29	42,4	6455	
Totales					412428	39

Tabla 3.9: Cubicación de acero edificio de 12 pisos con columnas doble T

Uso	Perfil	Largo[m]	Cant.	Peso [kgf/m]	Peso [kgf]	Peso total [kgf/m ²]
C.Sismica	H1000x500x505,5*	8,75	20	505,5	88463	15,2
C.Sismica	H1000x500x505,5*	14	20	505,5	141540	
C.Sismica	H1000x350x241*	14	20	241	67480	
C.Sismica	H900x350x228,4*	5,25	20	228,4	23982	
V.Sismica	H900x400x266,6	28	8	266,6	59718	10,7
V.Sismica	H900x300x216,3	28	8	216,3	48451	
V.Sismica	H900x300x161,7	28	8	161,7	36221	
V.Sismica	H800x300x144,8	28	16	144,8	64870	
V.Sismica	H600x200x79,9	28	8	79,9	17898	
V.Estática	H400x150x38,5	840	12	38,5	388080	18,3
C.Estática	H300x300x162,5	8,75	29	162,5	41234	6,6
C.Estática	H300x300x135,8	14	29	135,8	55135	
C.Estática	H300x300x83	14	29	83	33698	
C.Estática	H300x300x64,7	5,25	29	64,7	9851	
Totales					1076621	51

Tabla 3.10: Cubicación de acero edificio de 20 pisos con columnas doble T

Uso	Perfil	Largo[m]	Cant.	Peso [kgf/m]	Peso [kgf]	Peso total [kgf/m ²]
C.Sismica	H1300x700x756,7*	12,25	20	756,7	185392	22,8
C.Sismica	H1200x700x722,2*	21	20	722,2	303324	
C.Sismica	H1100x400x455,3*	21	20	455,3	191226	
C.Sismica	H1100x350x400,4	15,75	20	400,4	126126	
V.Sismica	H1100x500x381,3	28	12	381,3	128117	14,8
V.Sismica	H1100x400x298,6	28	8	298,6	66886	
V.Sismica	H1100x400x255,9	28	16	255,9	114643	
V.Sismica	H900x300x198,1	28	24	198,1	133123	
V.Sismica	H800x300x144,8	28	20	144,8	81088	
V.Estática	H400x150x38,5	840	20	38,5	646800	18,3
C.Estática	H400x400x259	12,25	29	259	92010	10,6
C.Estática	H400x400x224,4	21	29	224,4	136660	
C.Estática	H400x400x147,3	21	29	147,3	89706	
C.Estática	H400x400x123	15,75	29	123	56180	
Totales					2351280	67

Tabla 3.11: Factores de utilización edificios de Acero Tradicional

Edificio	Elemento	Perfil	F.U.
6 Pisos	Columna	H900x350x309,9*	0,61
	Columna	H900x300x242,6*	0,41
	Columna	H900x300x179,7*	0,38
	Viga	H700x300x126,5	0,53
	Viga	H600x300x120,2	0,55
	Viga	H600x200x73,9	0,63
12 Pisos	Columna	H1000x500x505,5*	0,77
	Columna	H1000x350x241*	0,74
	Columna	H900x350x228,4*	0,45
	Viga	H900x400x266,6	0,51
	Viga	H900x300x216,3	0,56
	Viga	H900x300x161,7	0,71
	Viga	H800x300x144,8	0,76
	Viga	H 600x200x79,9	0,86
20 Pisos	Columna	H1300x700x756,7*	0,91
	Columna	H1200x700x722,2*	0,60
	Columna	H1100x400x455,3*	0,73
	Columna	H1100x350x400,4	0,49
	Viga	H1100x500x381,3	0,58
	Viga	H1100x400x298,6	0,59
	Viga	H1100x400x255,9	0,71
	Viga	H 900x300x198,1	0,83
	Viga	H 800x300x144,8	0,97

Tabla 3.12: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 6 pisos de acero tradicional

Piso	Medidos en el Centro de Gravedad			Medidos en el punto más desfavorable			
	Δadm	ΔX	ΔY	$\Delta adm X$	$\Delta adm Y$	ΔX	ΔY
1°	7,0	4,0	0,1	7,5	3,6	4,0	0,2
2°	7,0	6,5	0,1	10,0	3,6	6,4	0,3
3°	7,0	6,7	0,1	10,2	3,6	6,5	0,3
4°	7,0	6,3	0,1	9,8	3,6	6,1	0,3
5°	7,0	6,2	0,1	9,7	3,6	6,0	0,3
6°	7,0	6,1	0,1	9,6	3,6	5,9	0,3

Tabla 3.13: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 12 pisos de acero tradicional

Piso	Medidos en el Centro de Gravedad			Medidos en el punto más desfavorable			
	Δadm	ΔX	ΔY	$\Delta adm X$	$\Delta adm Y$	ΔX	ΔY
1°	7,0	4,2	0,1	7,7	3,6	4,0	0,1
2°	7,0	6,6	0,1	10,1	3,6	6,4	0,2
3°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,6	0,2
4°	7,0	6,5	0,1	10,0	3,6	6,3	0,2
5°	7,0	6,3	0,1	9,8	3,6	6,1	0,2
6°	7,0	6,3	0,1	9,8	3,6	6,1	0,2
7°	7,0	6,4	0,1	9,9	3,6	6,2	0,3
8°	7,0	6,4	0,1	9,9	3,6	6,1	0,3
9°	7,0	6,0	0,1	9,5	3,6	5,8	0,2
10°	7,0	5,6	0,1	9,1	3,6	5,4	0,2
11°	7,0	6,0	0,1	9,5	3,6	5,8	0,2
12°	7,0	6,7	0,1	10,2	3,6	6,5	0,2

Tabla 3.14: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 20 pisos de acero tradicional

Piso	Medidos en el Centro de Gravedad			Medidos en el punto más desfavorable			
	Δ_{adm}	ΔX	ΔY	$\Delta_{adm X}$	$\Delta_{adm Y}$	ΔX	ΔY
1°	7,0	3,6	0,1	7,1	3,6	3,5	0,2
2°	7,0	6,0	0,1	9,5	3,6	5,8	0,3
3°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,5	0,3
4°	7,0	7,0	0,1	10,5	3,6	6,7	0,3
5°	7,0	6,9	0,1	10,4	3,6	6,6	0,3
6°	7,0	6,5	0,1	10,0	3,6	6,3	0,3
7°	7,0	6,2	0,1	9,7	3,6	6,0	0,3
8°	7,0	6,0	0,1	9,5	3,6	5,7	0,3
9°	7,0	6,0	0,1	9,5	3,6	5,7	0,3
10°	7,0	6,3	0,1	9,8	3,6	6,1	0,3
11°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,6	0,3
12°	7,0	6,9	0,1	10,4	3,6	6,7	0,3
13°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,6	0,3
14°	7,0	6,7	0,1	10,2	3,6	6,5	0,3
15°	7,0	6,6	0,1	10,1	3,6	6,4	0,3
16°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,5	0,3
17°	7,0	7,0	0,1	10,5	3,6	6,8	0,3
18°	7,0	6,9	0,1	10,4	3,6	6,6	0,2
19°	7,0	6,3	0,1	9,8	3,6	6,1	0,2
20°	7,0	6,0	0,1	9,5	3,6	5,3	0,2

Tabla 3.15: Verificación criterio de columna fuerte y viga débil edificios de acero tradicional

Edificio	Nodo Tipo	Columna	Viga	$\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$
6 Pisos	1	H900x350x309.9	H700x300x126.5	1,95
	2	H900x300x242.6	H600x300x120.2	1,79
	3	H900x300x179.7	H600x200x73.9	2,33
12 Pisos	1	H1000x500x505.5	H900x400x266.6	1,29
	2	H1000x500x505.5	H900x300x216.3	1,63
	3	H1000x350x241	H800x300x144.8	1,24
	4	H900x350x228.4	H600x200x79.9	2,76
20 Pisos	1	H1300x700x756.7	H1100x500x381.3	1,44
	2	H1200x700x722.2	H1100x400x298.6	1,62
	3	H1100x400x455.3	H900x300x198.1	1,68
	4	H1100x350x400.4	H800x300x144.8	2,46

Tabla 3.16: Peso sísmico estructuras con columnas tipo CFT

# de Pisos	Peso Sísmico [tonf]
6	6014
12	12506
20	22010

Tabla 3.17: Cubicación de acero edificio de 6 pisos con columnas tipo CFT

Uso	Perfil	Largo[m]	Cant.	Peso Acero [kgf/m]	Peso [kgf]	Peso total de Acero [kgf/m ²]
C.Sismica	CFT 700x700x14	8,75	20	301,6	52780	11,2
C.Sismica	CFT 700x700x14	7	20	301,6	42224	
C.Sismica	CFT 600x600x12	5,25	20	221,6	23268	
V.Sismica	H600x300x120,2	28	12	120,2	40387	6,4
V.Sismica	H600x250x98,5	28	4	98,5	11032	
V.Sismica	H500x200x72,3	28	4	72,3	8098	
V.Sismica	H600x200x73,9	28	4	73,9	8277	
V.Estática	H400x150x38,5	840	6	38,5	194040	18,3
C.Estática	H250x250x84,1	8,75	29	84,1	21340	3,7
C.Estática	H250x250x57,7	7	29	57,7	11713	
C.Estática	H250x250x42,4	5,25	29	42,4	6455	
Totales					419614	40

Tabla 3.18: Cubicación de acero edificio de 12 pisos con columnas tipo CFT

Uso	Perfil	Largo[m]	Cant.	Peso Acero [kgf/m]	Peso [kgf]	Peso total de Acero [kgf/m ²]
C.Sismica	CFT 900x900x18	8,75	20	498,5	87238	14,7
C.Sismica	CFT 800x800x16	14	20	393,9	110292	
C.Sismica	CFT 700x700x14	14	20	301,6	84448	
C.Sismica	CFT 650x650x14	5,25	20	279,6	29358	
V.Sismica	H900x400x242,1	28	8	242,1	54230	9,3
V.Sismica	H900x300x170,8	28	8	170,8	38259	
V.Sismica	H900x300x152,6	28	8	152,6	34182	
V.Sismica	H700x300x135,6	28	16	135,6	60749	
V.Sismica	H600x200x79,9	28	4	79,9	8949	
V.Sismica	H600x200x98	28	4	98	10976	
V.Estática	H400x150x38,5	840	12	38,5	388080	18,3
C.Estática	H300x300x162,5	8,75	29	162,5	41234	6,6
C.Estática	H300x300x135,8	14	29	135,8	55135	
C.Estática	H300x300x83	14	29	83	33698	
C.Estática	H300x300x64,7	5,25	29	64,7	9851	
Totales					1046679	49

Tabla 3.19: Cubicación de acero edificio de 20 pisos con columnas tipo CFT

Uso	Perfil	Largo[m]	Cant.	Peso Acero [kgf/m]	Peso [kgf]	Peso total de Acero [kgf/m ²]
C.Sismica	CFT 1000x1000x22	12,25	20	675,6	165522	21,0
C.Sismica	CFT 1000x1000x22	21	20	675,6	283752	
C.Sismica	CFT 850x850x18	21	20	470,2	197484	
C.Sismica	CFT 700x700x14	15,75	20	301,6	95004	
V.Sismica	H1100x350x369	28	16	369	165312	15,3
V.Sismica	H1100x350x220,4	28	20	220,4	123424	
V.Sismica	H900x300x198,1	28	24	198,1	133123	
V.Sismica	H900x300x152,6	28	12	252,6	84874	
V.Sismica	H800x300x144,8	28	8	144,8	32435	
V.Estática	H400x150x38,5	840	20	38,5	646800	18,3
C.Estática	H400x400x259	12,25	29	259	92010	10,6
C.Estática	H400x400x224,4	21	29	224,4	136660	
C.Estática	H400x400x147,3	21	29	147,3	89706	
C.Estática	H400x400x123	15,75	29	123	56180	
Totales					2302285	65

Tabla 3.20: Hormigón para columnas en estructuras con columnas tipo CFT

# de Pisos	Volumen de hormigón [m ³]
6	177
12	463
20	1028

Tabla 3.21: Factores de utilización en vigas de edificios con columnas CFT

Edificio	Perfil	F.U.
6 Pisos	H600x300x120,2	0,54
	H600x250x98,5	0,61
	H500x200x72,3	0,60
	H600x200x73,9	0,59
12 Pisos	H900x400x242,1	0,57
	H900x300x170,8	0,67
	H900x300x152,6	0,78
	H700x300x135,6	0,79
	H600x200x79,9	0,92
	H600x200x98	0,71
20 Pisos	H1100x350x369	0,60
	H1100x350x220,4	0,89
	H900x300x198,1	0,89
	H900x300x152,6	0,97
	H800x300x144,8	0,84

Tabla 3.22: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 6 pisos con columnas CFT

Piso	Medidos en el Centro de Gravedad			Medidos en el punto más desfavorable			
	Δ adm	Δ X	Δ Y	Δ adm X	Δ adm Y	Δ X	Δ Y
1°	7,0	3,6	0,0	7,1	3,5	3,5	0,2
2°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,6	0,3
3°	7,0	6,9	0,1	10,4	3,6	6,8	0,2
4°	7,0	6,5	0,1	10,0	3,6	6,4	0,2
5°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,6	0,2
6°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,7	0,2

Tabla 3.23: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 12 pisos con columnas CFT

Piso	Medidos en el Centro de Gravedad			Medidos en el punto más desfavorable			
	Δ adm	Δ X	Δ Y	Δ adm X	Δ adm Y	Δ X	Δ Y
1°	7,0	3,0	0,0	6,5	3,5	2,9	0,1
2°	7,0	6,0	0,1	9,5	3,6	5,8	0,2
3°	7,0	7,0	0,1	10,5	3,6	6,8	0,2
4°	7,0	7,0	0,1	10,5	3,6	6,8	0,2
5°	7,0	6,7	0,1	10,2	3,6	6,5	0,2
6°	7,0	6,6	0,1	10,1	3,6	6,4	0,2
7°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,6	0,2
8°	7,0	7,0	0,1	10,5	3,6	6,8	0,2
9°	7,0	6,8	0,1	10,3	3,6	6,6	0,2
10°	7,0	6,5	0,1	10,0	3,6	6,3	0,2
11°	7,0	6,7	0,1	10,2	3,6	6,5	0,2
12°	7,0	7,0	0,1	10,5	3,6	6,8	0,2

Tabla 3.24: Desplazamientos relativos de entre piso para el sismo en dirección X en [mm] estructura de 20 pisos con columnas CFT

Piso	Medidos en el Centro de Gravedad			Medidos en el punto más desfavorable			
	Δ_{adm}	ΔX	ΔY	$\Delta_{adm X}$	$\Delta_{adm Y}$	ΔX	ΔY
1°	7,0	3,1	0,1	6,7	3,6	3,1	0,1
2°	7,0	6,1	0,1	9,7	3,6	6,0	0,2
3°	7,0	6,8	0,1	10,6	3,6	6,9	0,2
4°	7,0	6,7	0,1	10,6	3,6	6,9	0,2
5°	7,0	6,6	0,0	10,6	3,5	6,9	0,2
6°	7,0	6,6	0,1	10,6	3,6	6,8	0,3
7°	7,0	6,5	0,1	10,3	3,6	6,6	0,3
8°	7,0	6,3	0,1	10,1	3,6	6,3	0,3
9°	7,0	6,2	0,1	10,1	3,6	6,3	0,3
10°	7,0	6,4	0,1	10,3	3,6	6,6	0,3
11°	7,0	6,7	0,1	10,6	3,6	6,8	0,3
12°	7,0	6,7	0,1	10,5	3,6	6,8	0,3
13°	7,0	6,8	0,1	10,4	3,6	6,7	0,3
14°	7,0	6,1	0,1	10,2	3,6	6,6	0,2
15°	7,0	6,3	0,1	10,2	3,6	6,5	0,2
16°	7,0	6,4	0,1	10,3	3,6	6,6	0,2
17°	7,0	6,4	0,1	10,2	3,6	6,6	0,2
18°	7,0	6,1	0,1	10,0	3,6	6,3	0,2
19°	7,0	5,7	0,1	9,6	3,6	5,9	0,2
20°	7,0	5,1	0,1	9,4	3,6	5,3	0,2

Tabla 3.25: Verificación criterio de columna fuerte y viga débil edificios con columnas CFT

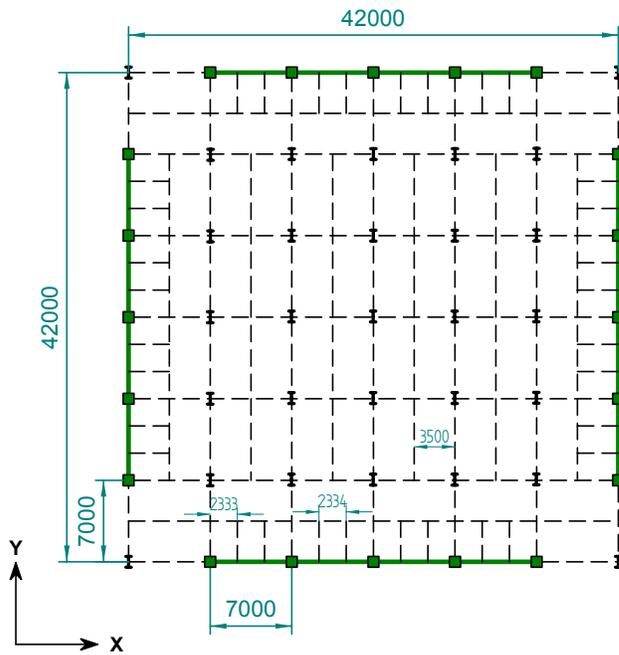
Edificio	Nodo Tipo	Columna	Viga	$\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$
6 Pisos	1	CFT 700x700x14	H600x300x120.2	1,99
	2	CFT 700x700x14	H600x250x98.5	1,93
	3	CFT 600x600x12	H500x200x72.3	2,34
12 Pisos	1	CFT 900x900x18	H900x400x242.1	1,46
	2	CFT 800x800x16	H 900x300x170.8	1,55
	3	CFT 800x800x16	H 900x300x152.6	1,73
	4	CFT 700x700x14	H 700x300x135.6	1,55
	5	CFT 650x650x14	H 600x200x79.9	2,55
20 Pisos	1	CFT 1000x1000x22	H1100x350x369	1,24
	2	CFT 1000x1000x22	H1100x350x220.4	2,09
	3	CFT 850x850x18	H900x300x198.1	1,63
	4	CFT 700x700x14	H900x300x152.6	1,23
	5	CFT 700x700x14	H800x300x144.8	1,32

Tabla 3.26: Amplificación de deformación admisible según NCh 2369 Of2003

Tipo de Columnas	N° de pisos	Q_0 [tonf]	Q_{min} [tonf]	Q_{min}/Q_0	$Q_{min}/Q_0 \cdot \Delta_{adm}$ [mm]
Doble T	6	75	278	3,7	25,9
	12	89	569	6,4	44,8
	20	106	970	9,5	66,5
CFT	6	81	301	3,7	25,9
	12	98	625	6,4	44,8
	20	117	1101	9,4	65,8

Tabla 3.27: Comparación acero utilizado en marcos sísmicos [tonf]

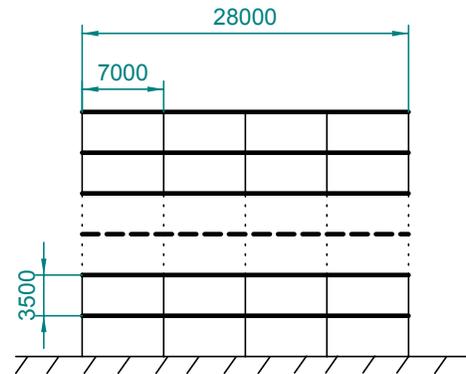
N° de pisos	Acero Tradicional	Columnas CFT	Diferencia [tonf]	Diferencia
6	179	186	7	4,0%
12	549	519	-30	-5,5%
20	1330	1281	-49	-3,7%



Planta

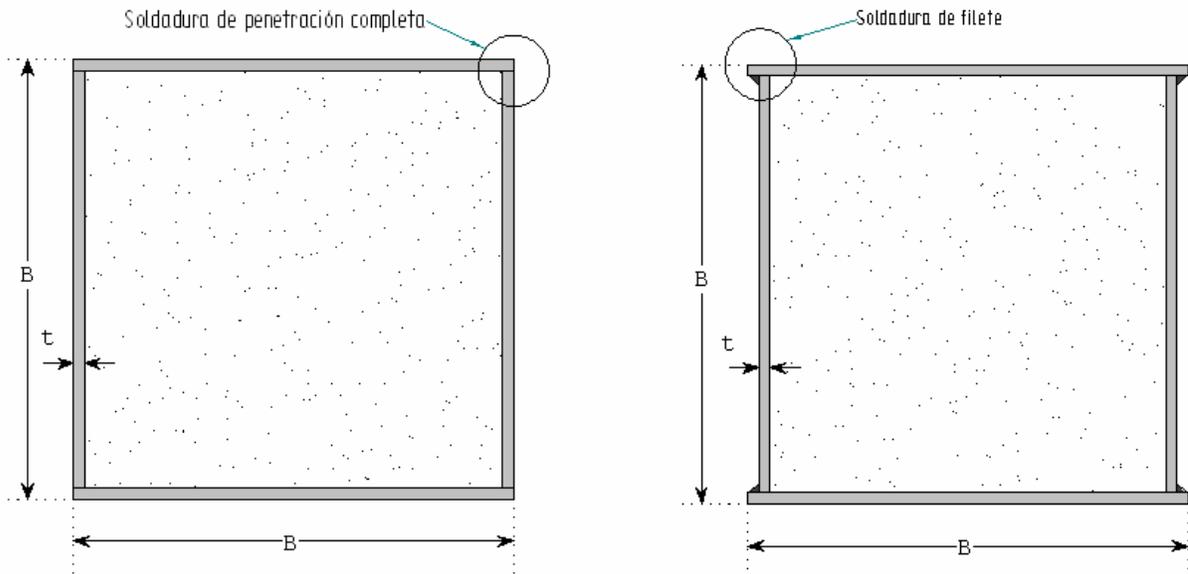
Dimensiones en mm

- I : Columna estática
- : Marco Sísmico
- - - : Viga estática



Elevación marco sísmico

Figura 3.1: Distribución general de elementos resistentes



Perfil CFT cuadrado

Figura 3.2: Perfiles CFT de sección cuadrada soldados

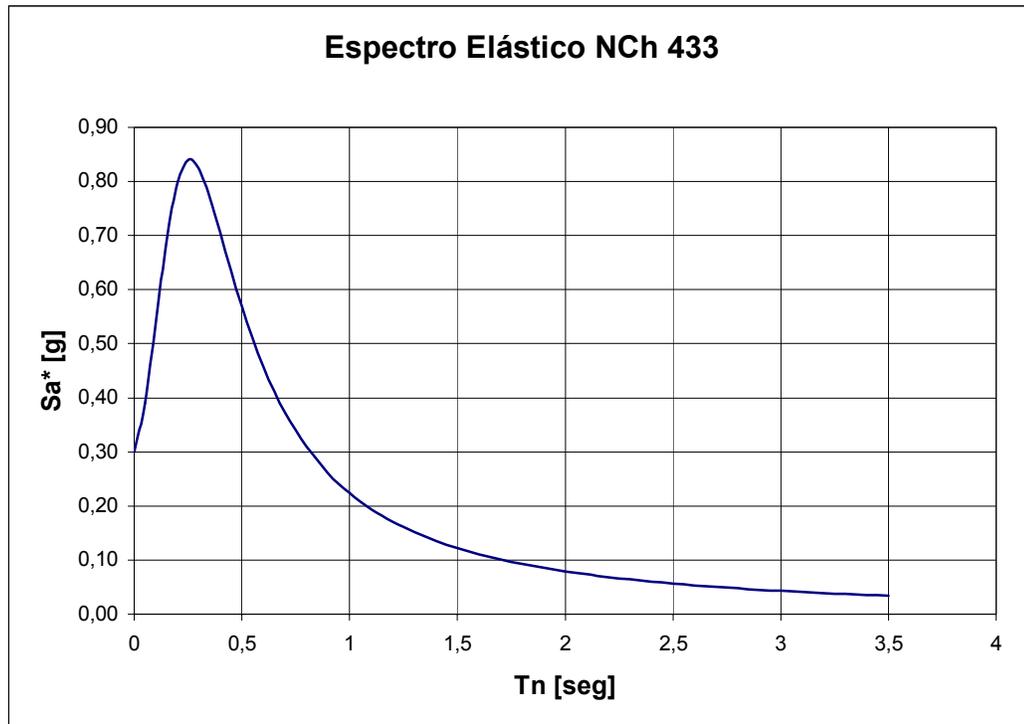


Figura 3.3: Espectro elástico utilizado en el diseño

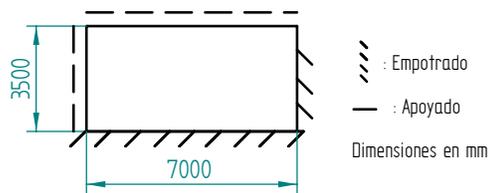


Figura 3.4: Condición de apoyo losa más desfavorable

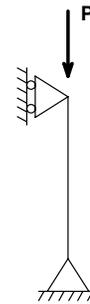
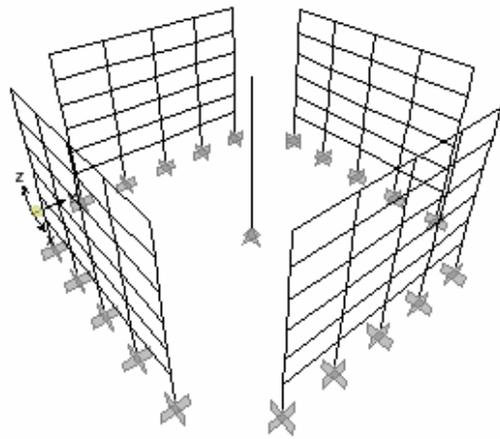
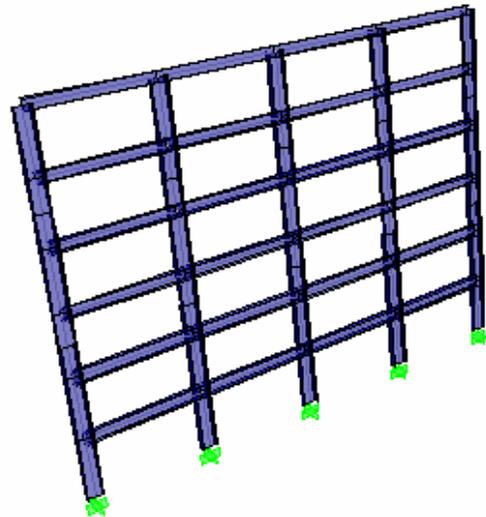


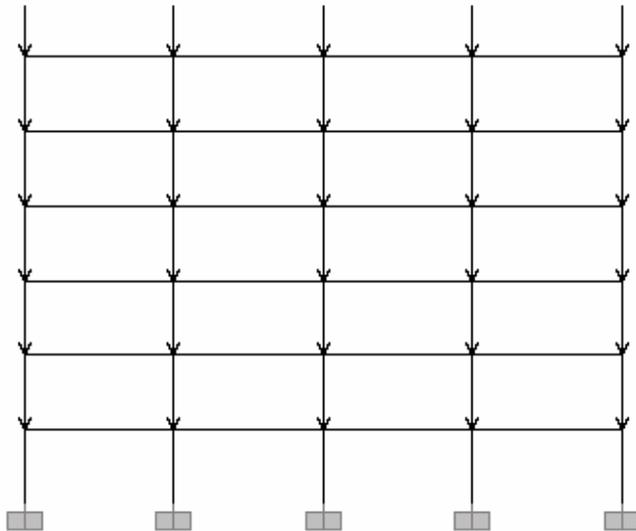
Figura 3.5: Condición de apoyo columnas estáticas



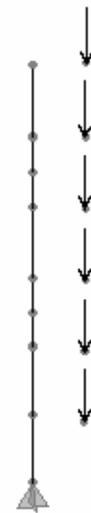
Modelo en 3D completo



Disposición de perfiles en marcos sísmicos



Aplicación de cargas estáticas sobre los marcos sísmicos



Distribución de cargas sobre nodos auxiliares

Figura 3.6: Modelo realizado en SAP estructura de 6 pisos

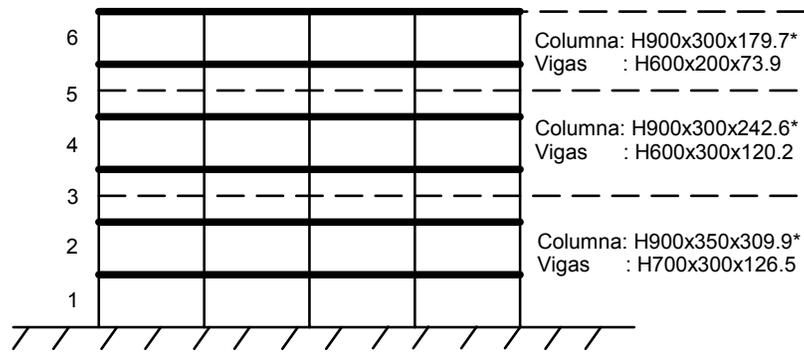


Figura 3.7: Elevación marco sísmico de 6 pisos con acero tradicional

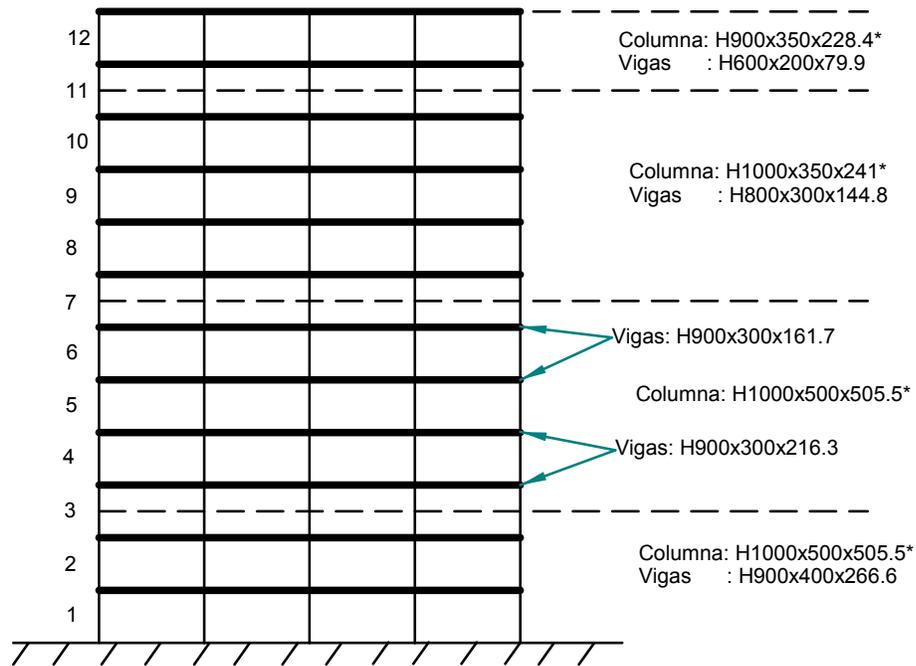


Figura 3.8: Elevación marco sísmico de 12 pisos con acero tradicional

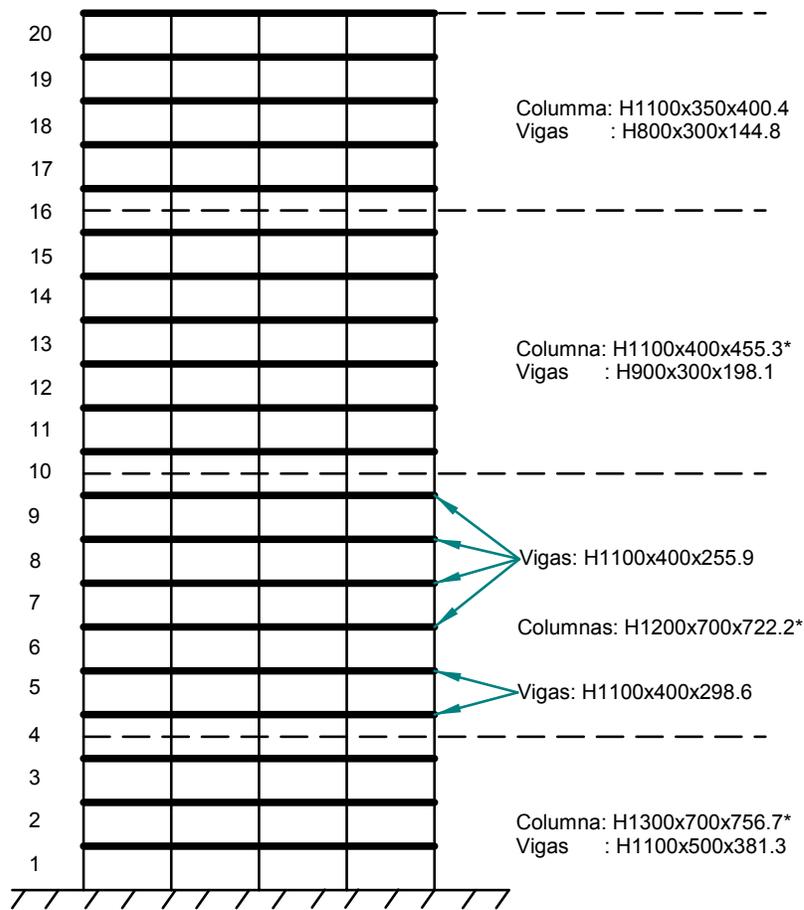


Figura 3.9: Elevación marco sísmico de 20 pisos con acero tradicional

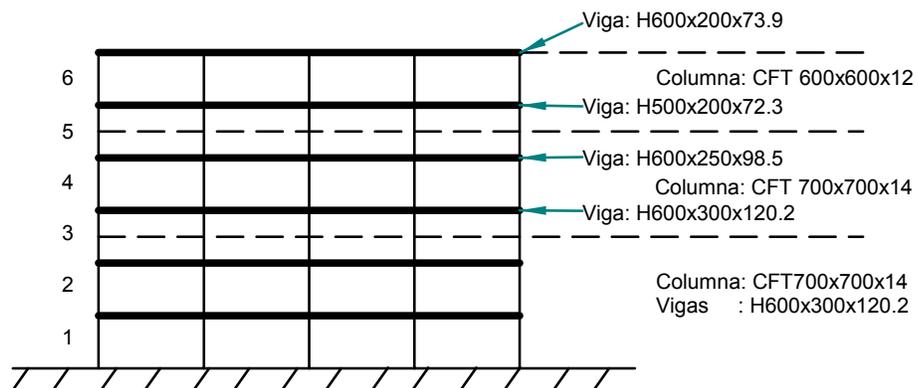


Figura 3.10: Elevación marco sísmico de 6 pisos con columnas CFT

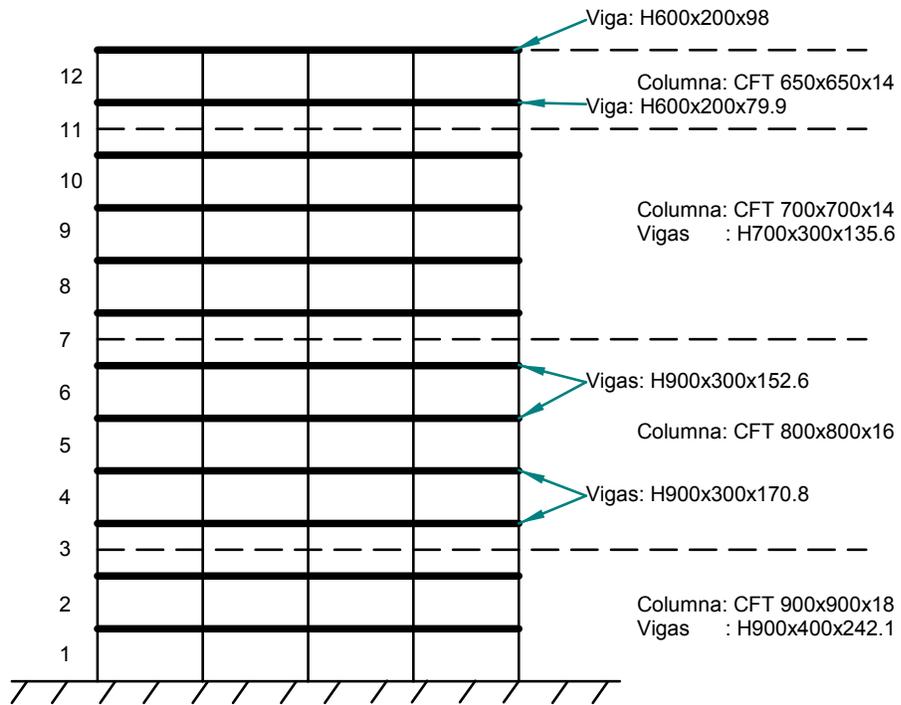


Figura 3.11: Elevación marco sísmico de 12 pisos con columnas CFT

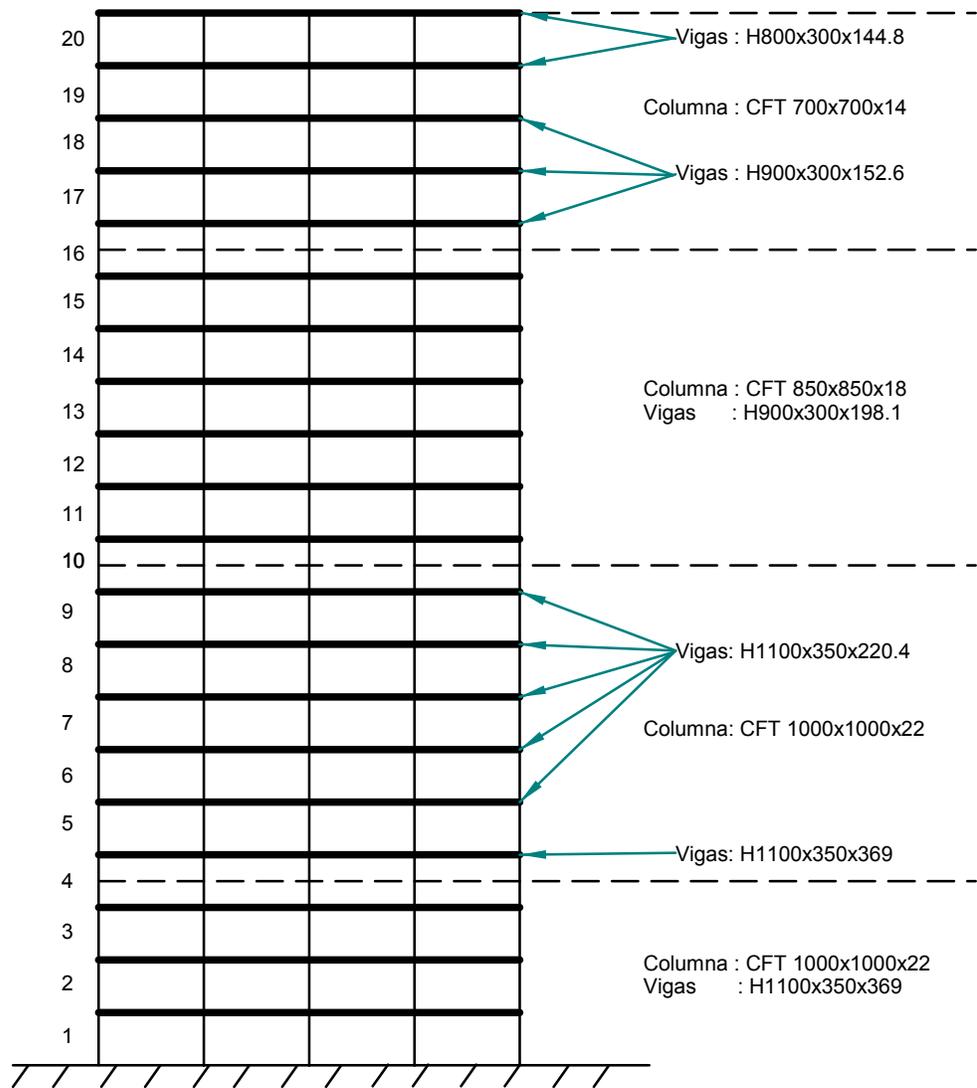


Figura 3.12: Elevación marco sísmico de 20 pisos con columnas CFT

CFT 700x700x14

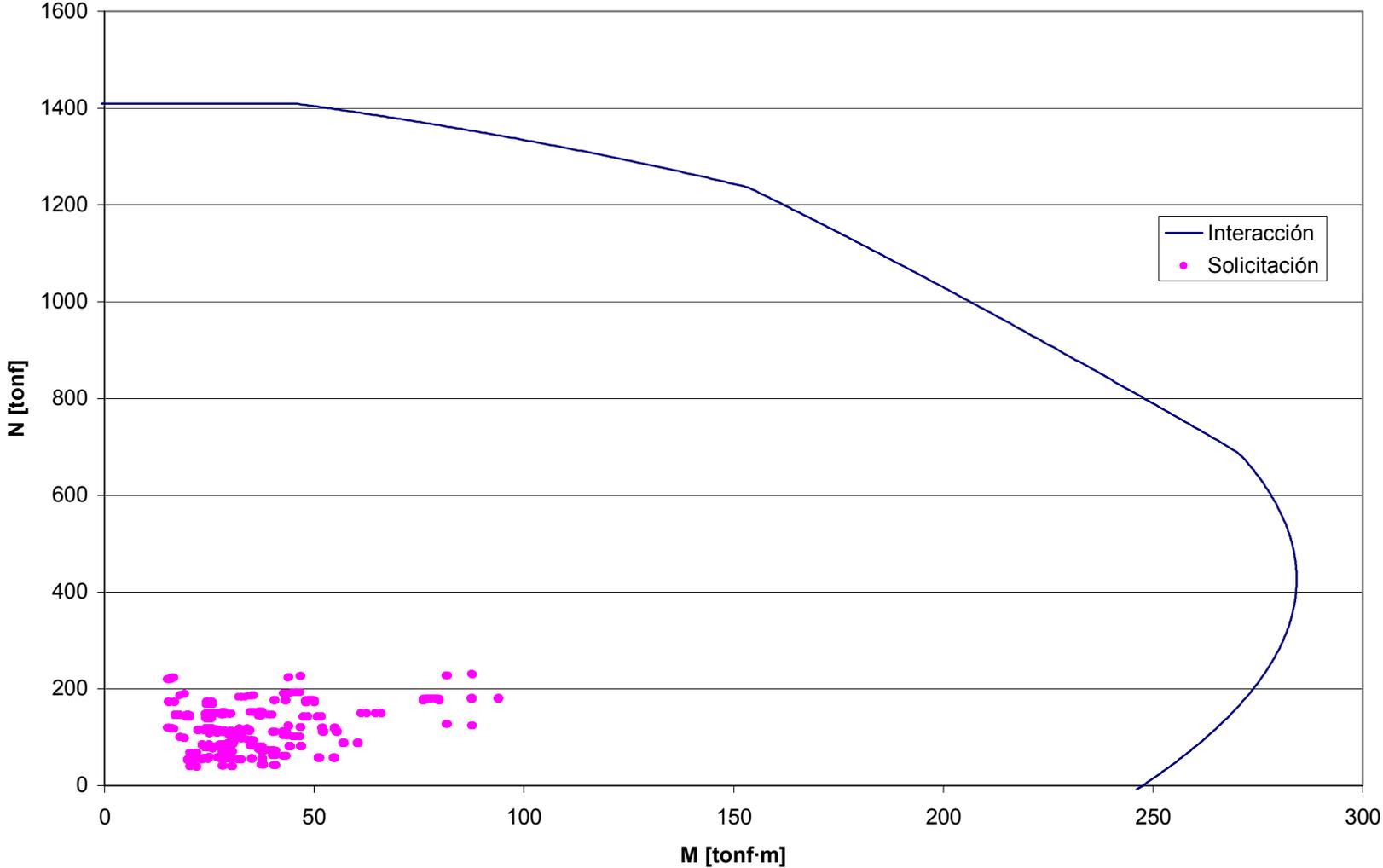


Figura 3.13: Resistencia CFT 700x700x14 edificio de 6 pisos

CFT 600x600x12

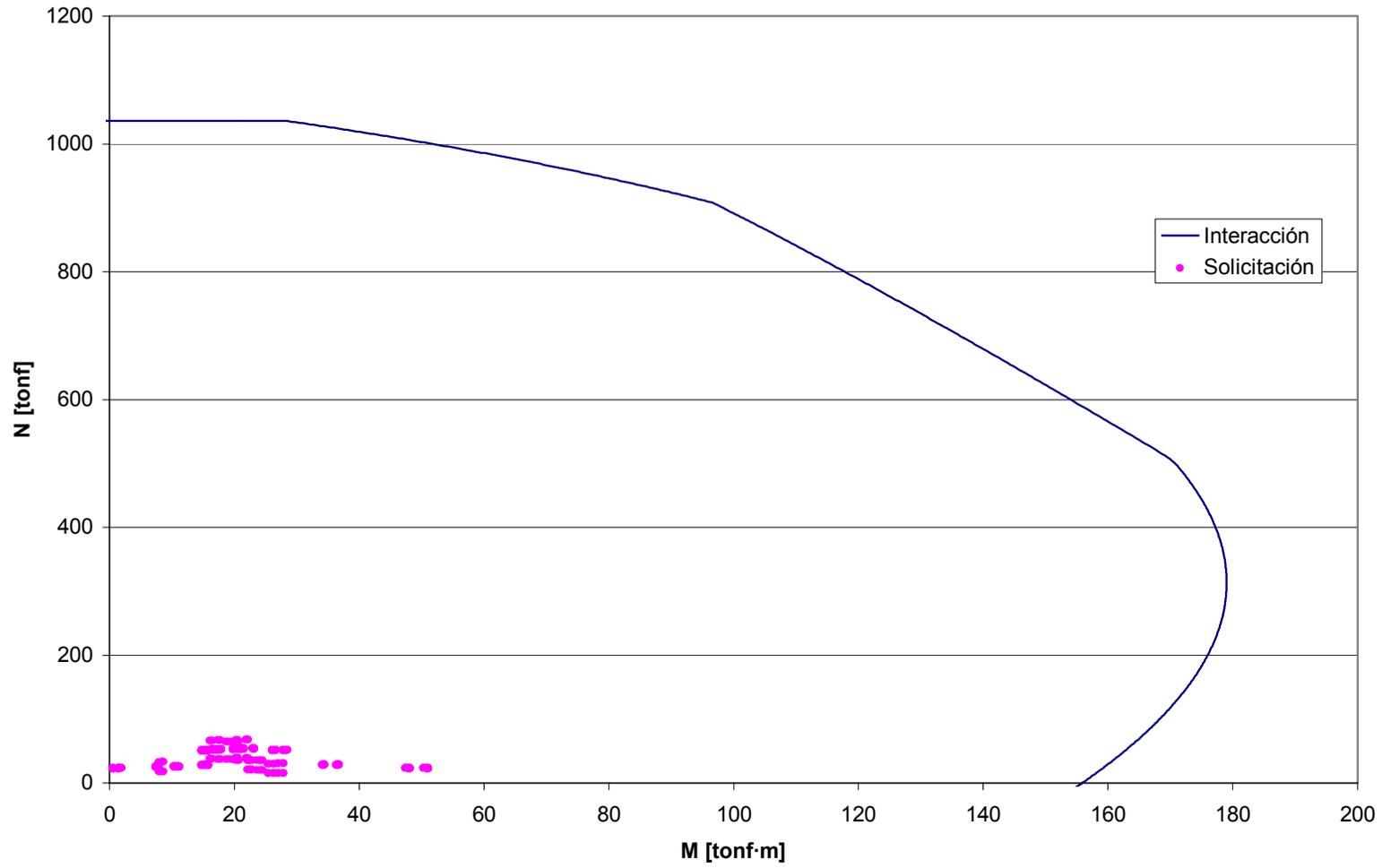


Figura 3.14: Resistencia CFT 600x600x12 edificio de 6 pisos

CFT 900x900x18

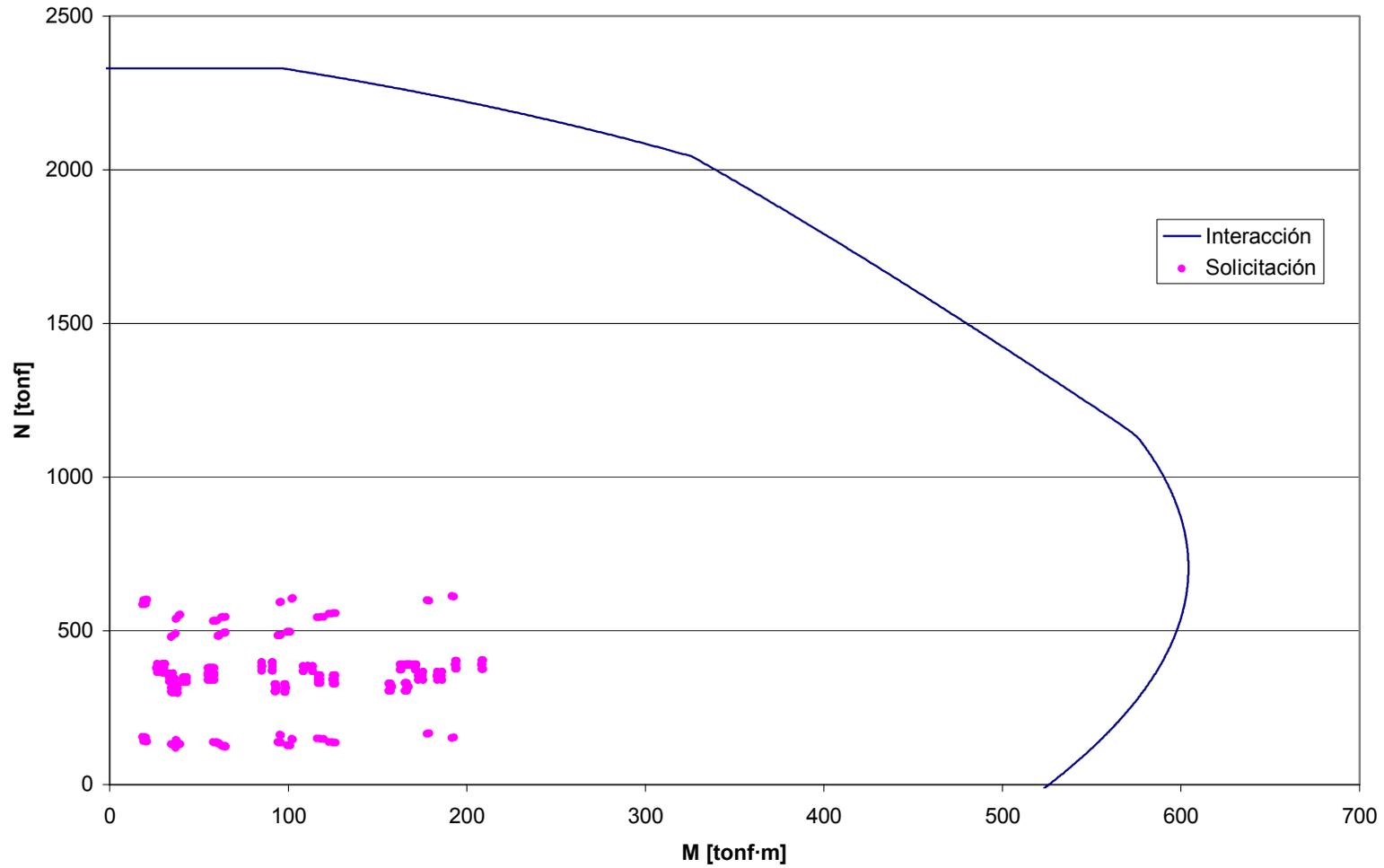


Figura 3.15: Resistencia CFT 900x900x18 edificio de 12 pisos

CFT 800x800x16

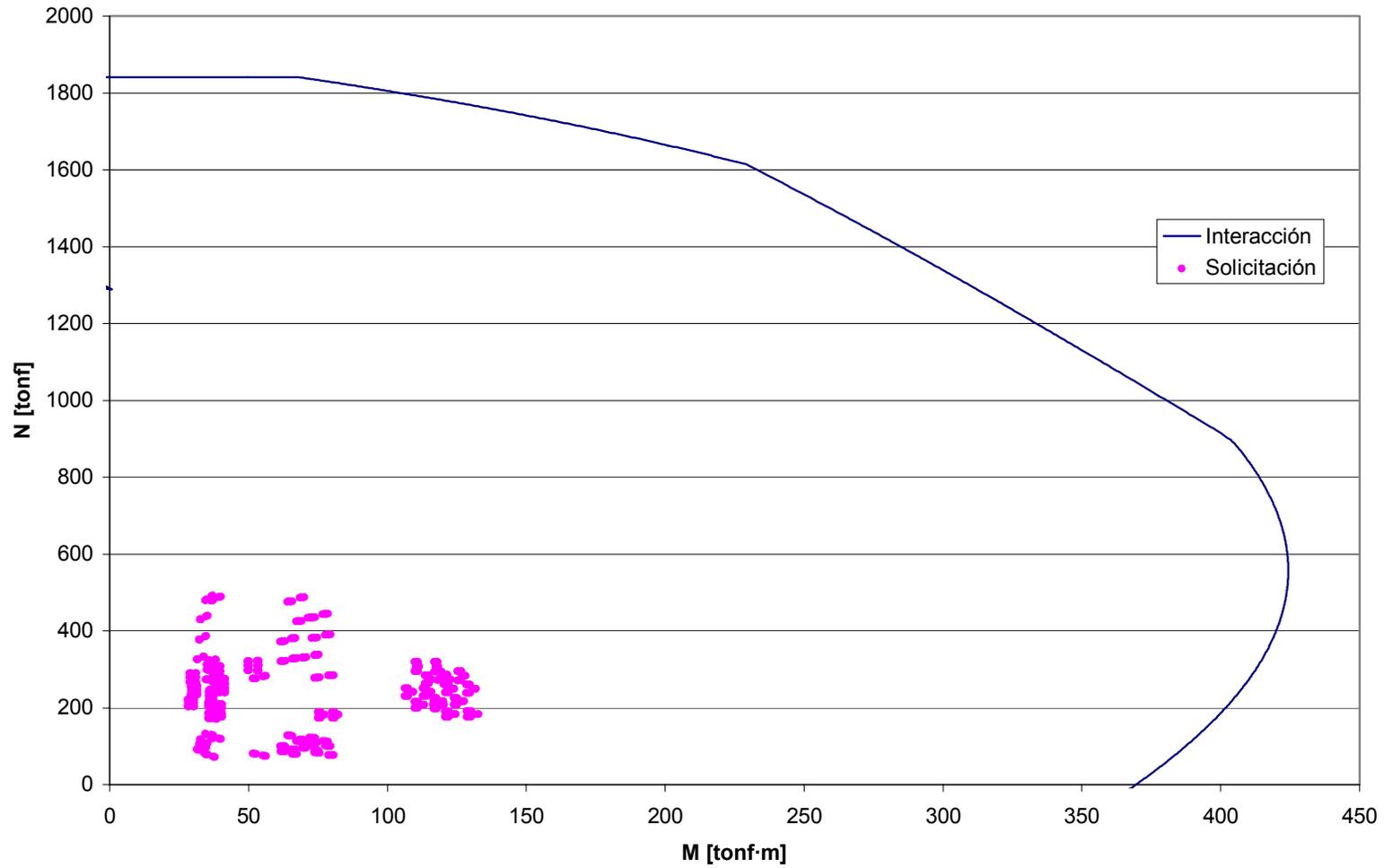


Figura 3.16: Resistencia CFT 800x800x16 edificio de 12 pisos

CFT 700x700x14

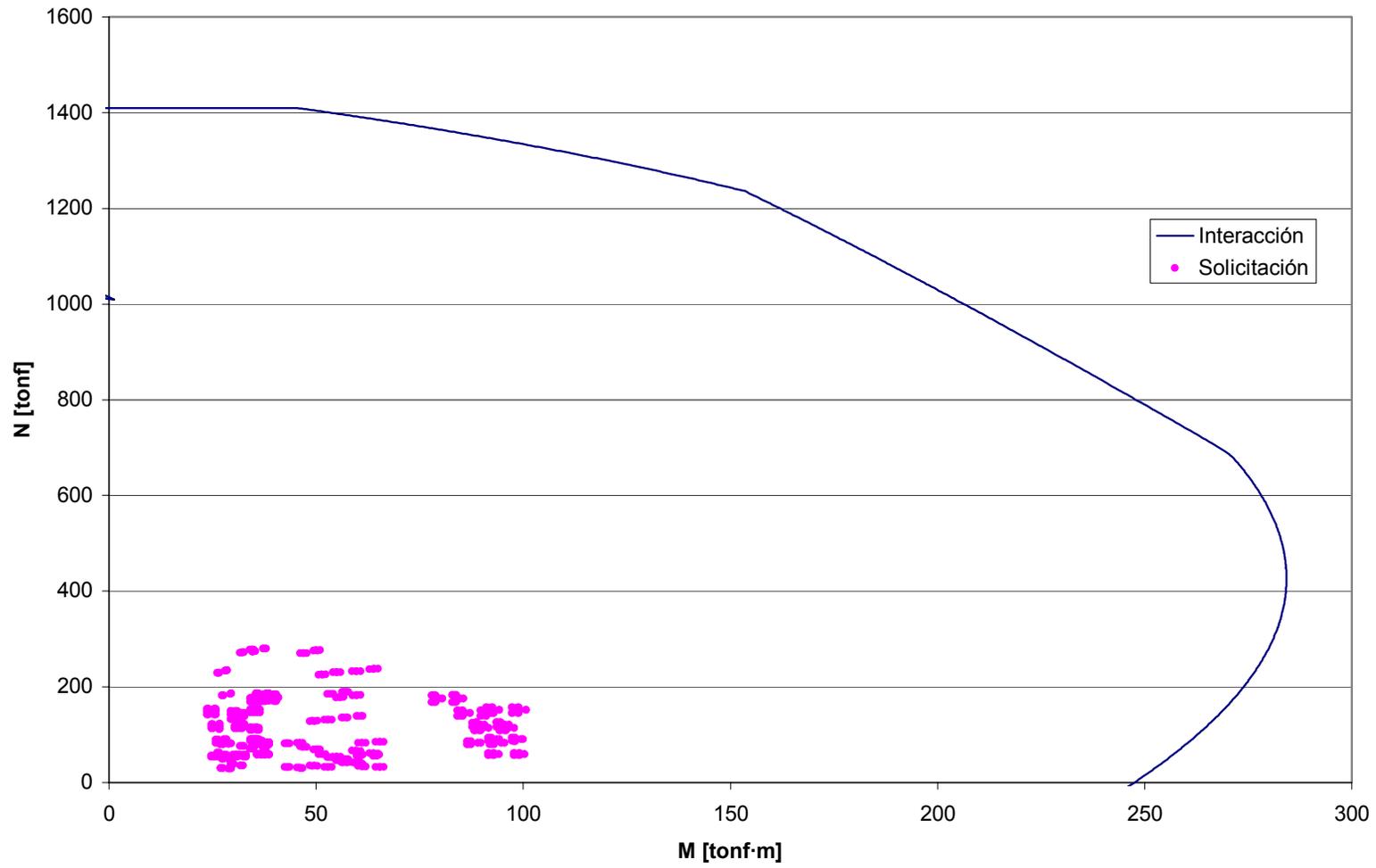


Figura 3.17: Resistencia CFT 700x700x14 edificio de 12 pisos

CFT 650x650x14

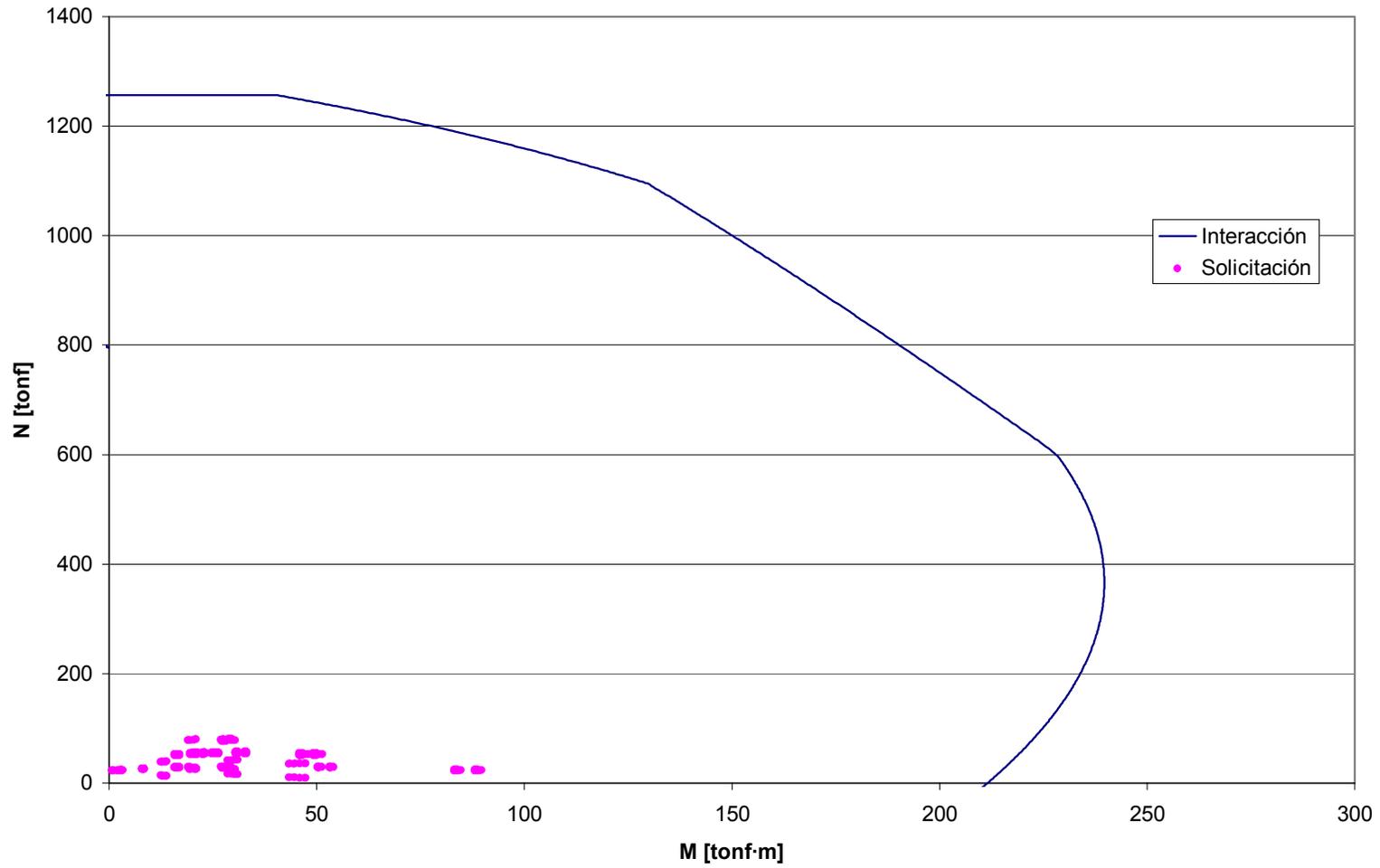


Figura 3.18: Resistencia CFT 650x650x14 edificio de 12 pisos

CFT 1000x1000x22

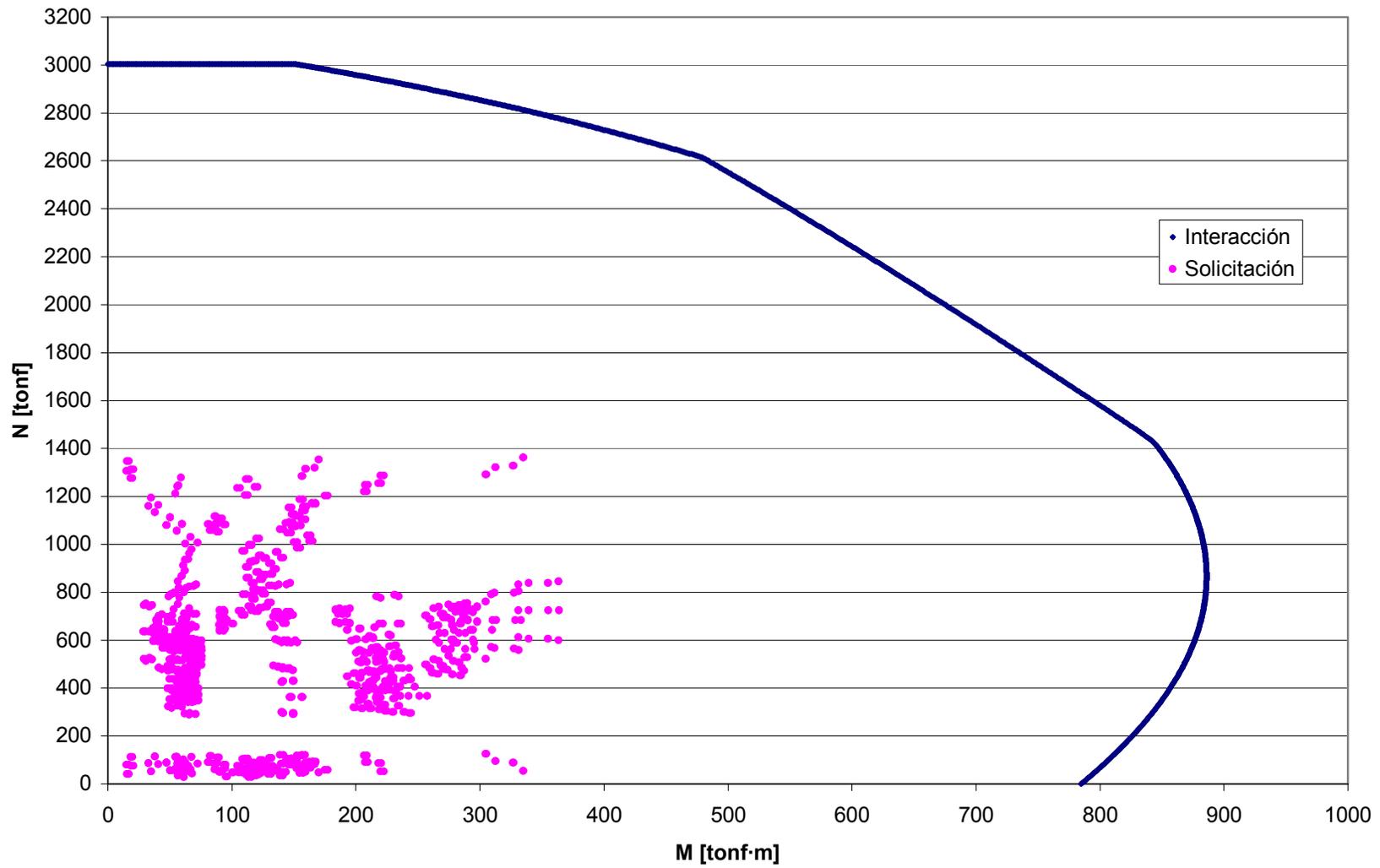


Figura 3.19: Resistencia CFT 1000x1000x22 edificio de 20 pisos

CFT 850x850x18

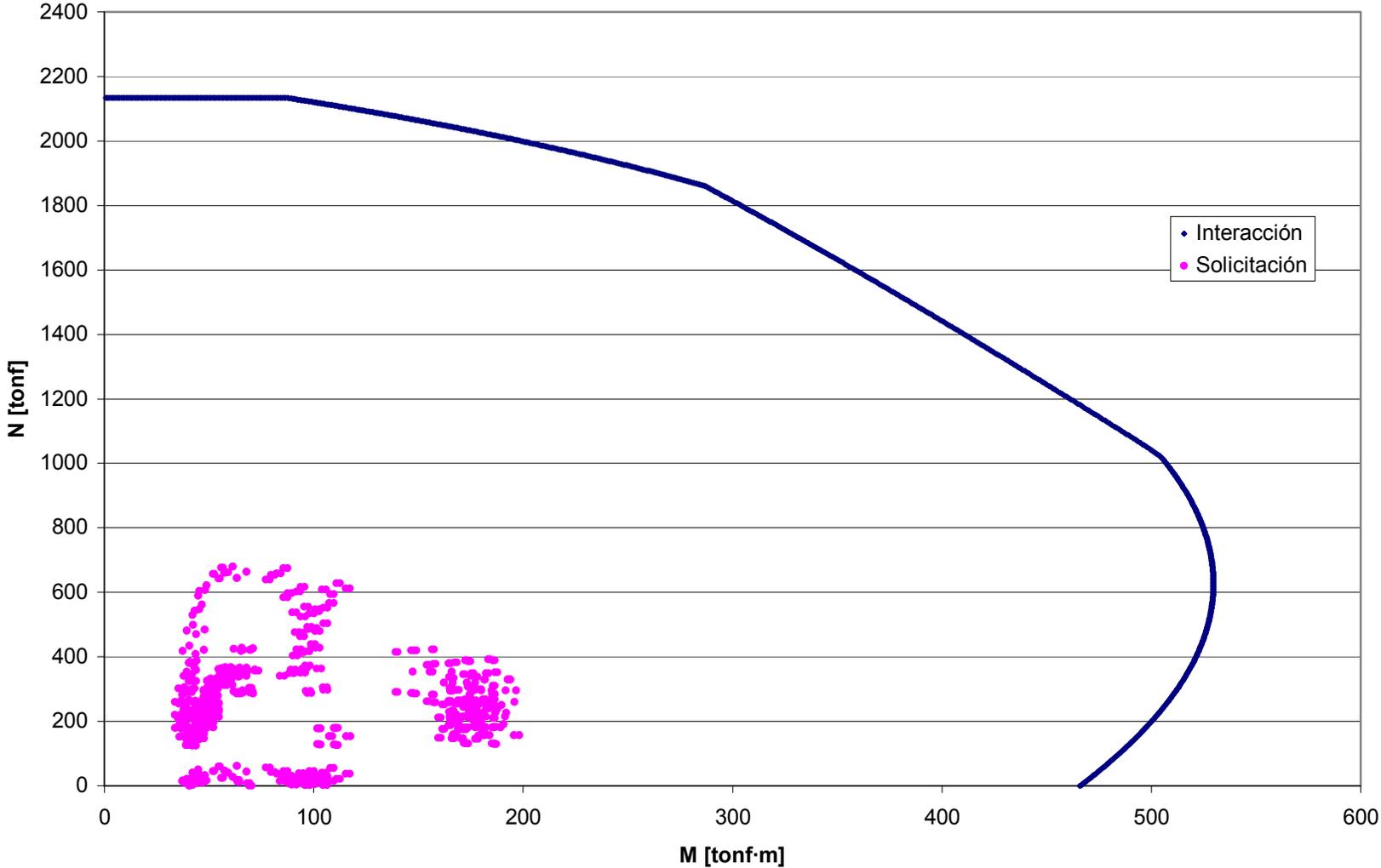


Figura 3.20: Resistencia CFT 850x850x18 edificio de 20 pisos

CFT 700x700x14

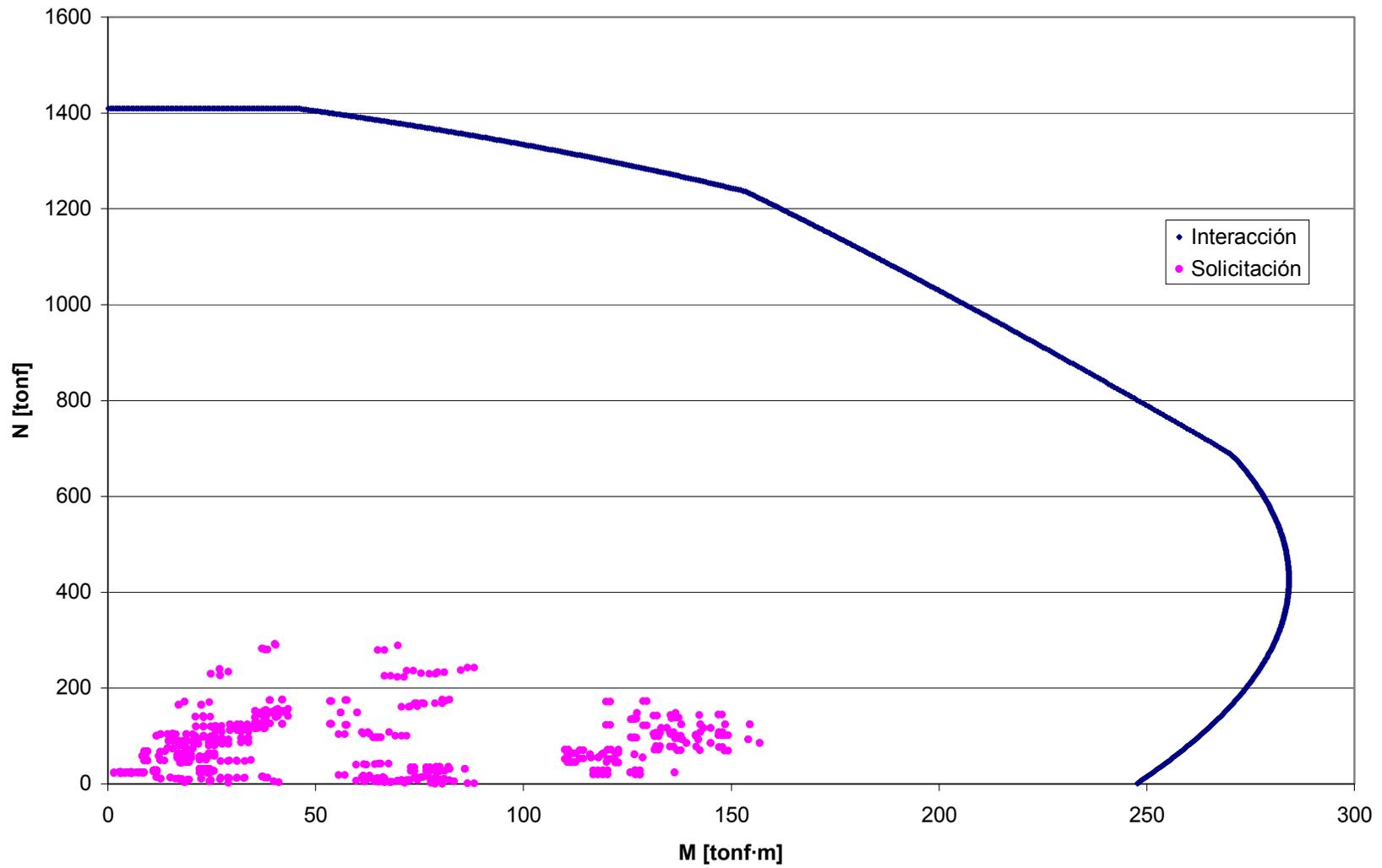


Figura 3.21: Resistencia CFT 700x700x14 edificio de 20 pisos



Figura 3.22: Período fundamental edificios de acero tradicional



Figura 3.23: Corte Basal edificios de acero tradicional

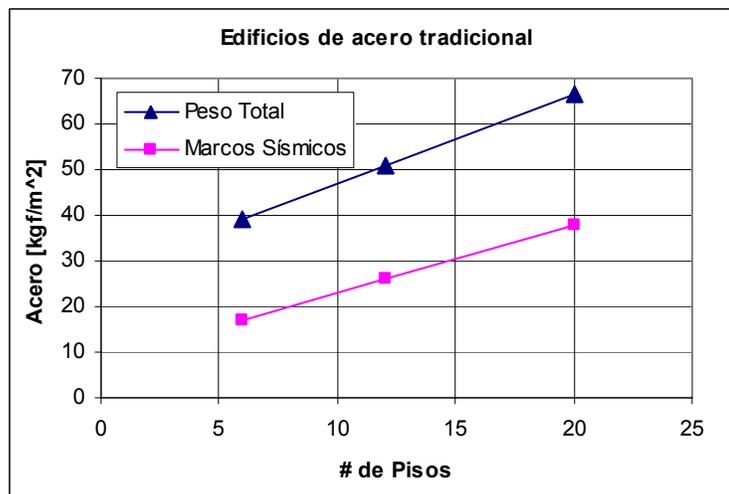


Figura 3.24: Acero utilizado en edificios con columnas de sección doble T



Figura 3.25: Período fundamental edificios con columnas CFT.



Figura 3.26: Corte Basal edificios con columnas CFT

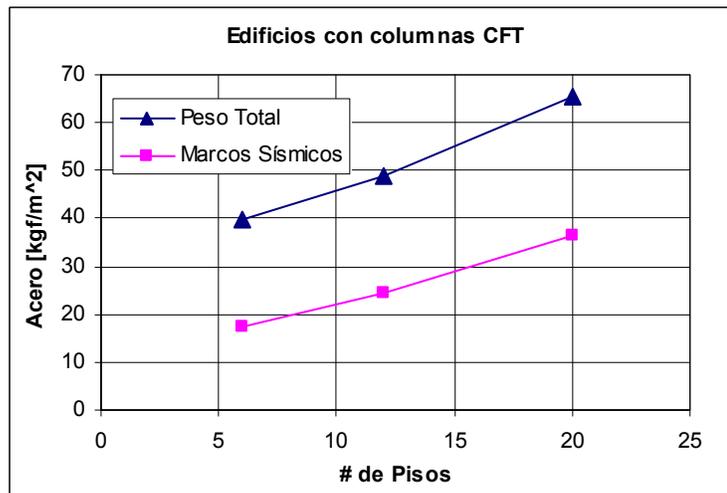


Figura 3.27: Acero utilizado en edificios con columnas CFT

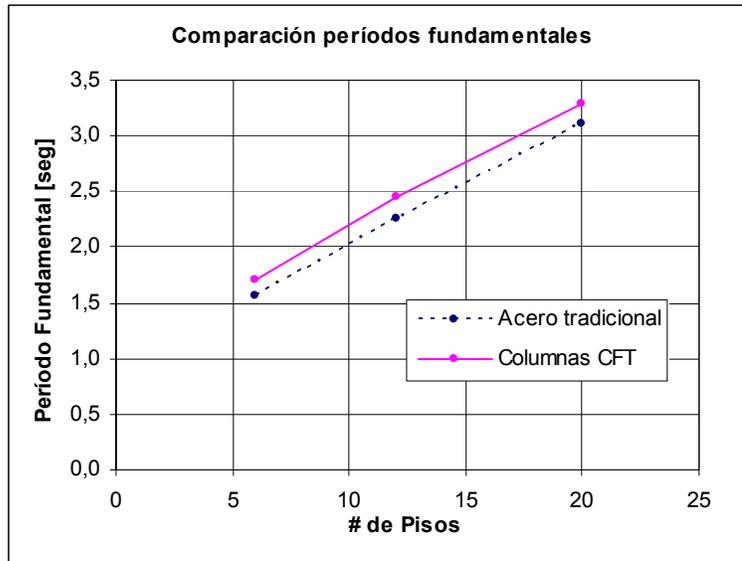


Figura 3.28: Comparación Período fundamental Edificios de acero tradicional y con columnas CFT

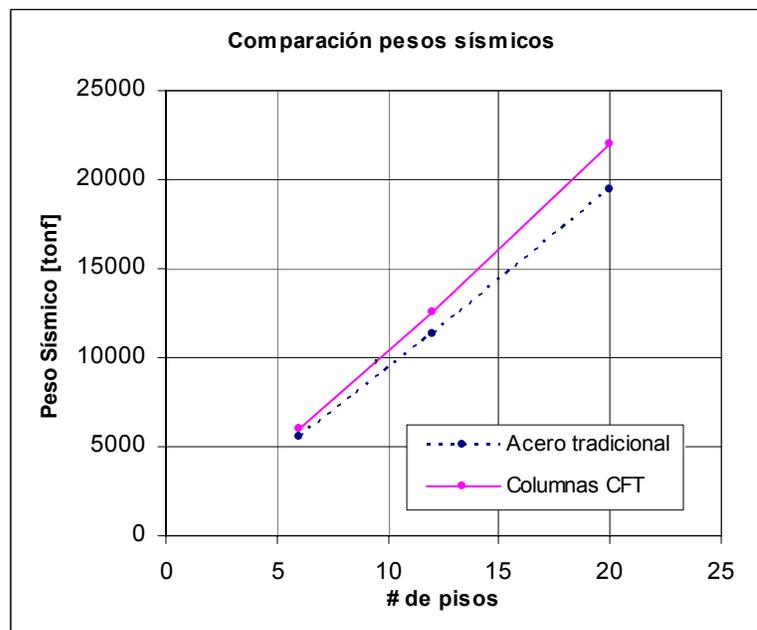


Figura 3.29: Comparación Pesos Sísmicos edificios de acero tradicional y con columnas CFT

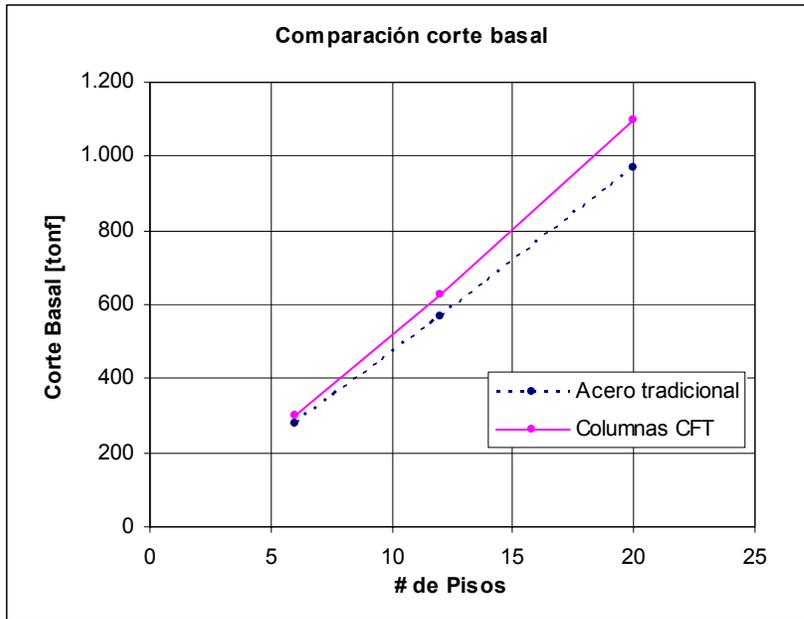


Figura 3.30: Comparación Corte Basal edificios de acero tradicional y con columnas CFT

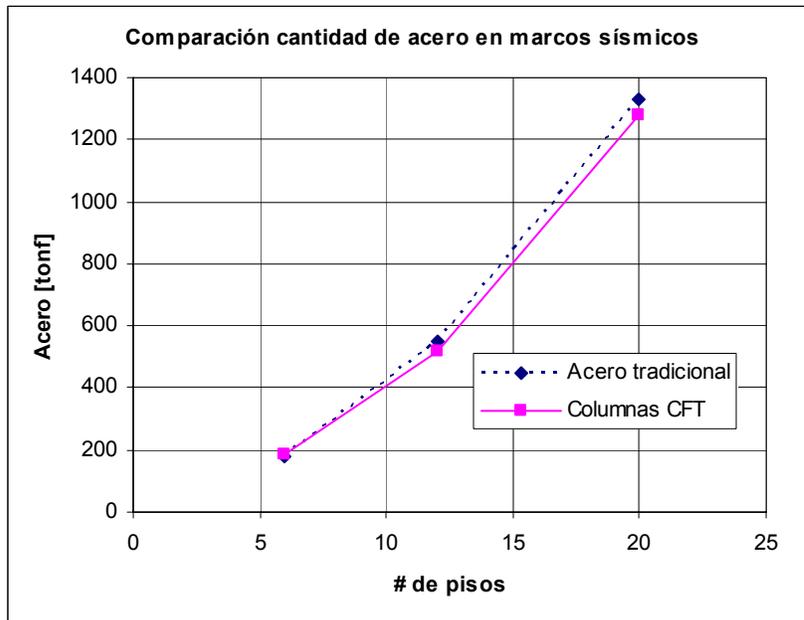


Figura 3.31: Comparación acero utilizado en marcos sísmicos.

4.- Estudios analíticos

4.1.- Generalidades

Mediante la realización de estudios analíticos a una de las estructuras diseñadas con columnas CFT se pretende conocer su comportamiento general frente a solicitaciones sísmicas y con esto analizar si los parámetros de diseño utilizados son aplicables a este tipo de estructuras.

La estructura elegida es la correspondiente al edificio de seis pisos debido a que su período resulta ser el menor de las tres estructuras y por ende debería estar más cercano al período con mayor contenido de energía de un sismo típicamente chileno.

Debido a que se busca conocer a cabalidad el comportamiento sísmico de la estructura diseñada es necesario realizar un análisis no lineal, razón por la cual el software utilizado para tales efectos es el Drain-2DX (1) cuyas características generales se encuentran expresadas en el punto 2.9 del presente trabajo de título.

4.2.- Análisis realizados

Se realizan dos tipos de análisis, intentando por un lado conocer la respuesta real de la estructura frente a un sismo (análisis tiempo-historia) y por otro lado conocer la máxima capacidad de ésta (“Pushover”).

4.2.1.- Análisis Tiempo-Historia

Se obtiene la respuesta dinámica de la estructura al ser solicitada en su base por tres registros sísmicos. Dado que el objetivo principal de este trabajo de titulación es analizar el uso de columnas tipo CFT en Chile, los registros utilizados corresponden al movimiento percibido en tres estaciones sísmicas durante el terremoto que tuvo lugar el día 3 de marzo de 1985, cuyo epicentro se ubicó en la región de Valparaíso. Este sismo se sintió entre la II y la IX regiones del país y tuvo una Intensidad máxima grado VIII en la escala modificada de Mercalli, y Magnitud Richter 7,8 (20). Las estaciones consideradas corresponden a Llolleo, Viña y Ventanas. Las aceleraciones percibidas en cada una de estas estaciones se encuentran en la Figura 4.1, Figura 4.2 y Figura 4.3. En la Tabla 4.1 se presentan los valores de aceleración máxima del suelo (Peak Ground Acceleration: PGA) para cada una de las estaciones. La tasa de muestreo para cada uno de los registros corresponde a 200 muestras por segundo. En la Figura 4.4 se presentan los espectros de cada uno de los registros a utilizar calculados para una razón de amortiguamiento del 3%. Además en dicha figura se incluye el espectro de diseño de la norma NCh 433 calculado con el factor de minoración de respuesta modificado por el efecto del corte mínimo definido por dicho documento, es decir a partir de $R^{**} = 2,7$ (ver Tabla 3.2).

Como se puede apreciar en los gráficos de los espectros de los registros sísmicos, las mayores aceleraciones se perciben en la estación de Llolleo. En cuanto al contenido de energía podemos afirmar que para el caso del registro de Viña el mayor contenido corresponde a un período de 0.7s, mientras que para el registro de Ventanas este período es 0.97s y para el registro de Llolleo el período con mayor contenido de energía es 0.22s. Debido a que los tres registros provienen del mismo evento sísmico y las distancias al epicentro son similares, se puede afirmar que la diferencia en el período con mayor contenido de energía se debe a que las estaciones se encuentran sobre distintos tipos de suelo.

4.2.2.- *Pushover*

Es de aceptación internacional medir la “Capacidad” o “Resistencia” del modelo estructural a través del diagrama que relaciona el esfuerzo de corte basal (V) con el desplazamiento de su nivel superior (δ), mediante un análisis de tipo pseudo-estático conocido como “Pushover”, consistente en la aplicación de un perfil estático de fuerzas sobre la estructura que se incrementa monotónicamente generando sucesivas plastificaciones (15).

Se realizan dos pushover con distintos patrones de carga lateral, uno de éstos corresponde a un perfil de cargas que crece linealmente con la altura y el otro a un perfil de cargas uniforme, en la Figura 4.5 se incluyen ambos patrones de carga considerados.

El uso de más de un patrón de cargas laterales se debe a que la forma de éstos se encuentra asociada al factor de participación de los distintos modos de vibrar de la estructura. Es así como un patrón de cargas triangular se asocia a una estructura con un primer modo de vibrar cuya participación en la respuesta de la estructura es muy alta, mientras que un patrón de cargas uniforme se aplica a aquellas estructuras con una mayor participación de los modos superiores.

Es importante mencionar que para efectos de la modelación en Drain-2DX cada uno de los perfiles de carga lateral es materializado como fuerzas horizontales actuando de manera estática sobre los nodos maestros (ver punto 4.3.3).

El incremento de cargas entre un paso y otro del pushover es asignado de manera tal que dicho aumento produzca un desplazamiento relativo entre dos nodos de control que es escogido por quien realiza la modelación, es decir se realiza lo que se conoce como un control por desplazamientos de la carga aplicada. En este trabajo de titulación, los nodos de control son el nodo 1000 y el 7000 (ver Figura 4.10) mientras que el desplazamiento entre un paso y otro es escogido como 0.02cm.

4.3.- Modelo realizado

El programa escogido (Drain-2DX) sólo permite analizar estructuras en dos dimensiones, por lo tanto se debe modelar solamente uno de los marcos sísmicos. A continuación se presentan las características del modelo realizado:

4.3.1.- Modelación de vigas

Para llevar a cabo la modelación de las vigas de los marcos sísmicos se utiliza el elemento tipo “viga” de Drain-2DX (1) detallado en el punto 2.9.1 del presente trabajo.

Cada una de las vigas se separa en tres zonas y cada una de estas zonas es modelada por un elemento tipo “viga”. Como se aprecia en la Figura 4.6 es posible dividir estas tres zonas en dos tipos, el primer tipo corresponde a la viga propiamente tal mientras que el segundo tipo abarca las conexiones entre la viga y la columna en ambos extremos.

La zona tipo 1 es modelada mediante un elemento “viga” con las propiedades (Inercia y área) de la viga de acero correspondiente. En los extremos de este elemento se incluyen rótulas plásticas con un momento de plastificación correspondiente al módulo plástico de la sección por la tensión de fluencia del acero, es decir $M_p = Z \cdot F_y$, la posición de estos puntos de plastificación se asume justo en la unión entre la viga y la conexión entre ésta y la columna correspondiente (ver Figura 2.5).

La zona tipo 2 es modelada mediante un elemento tipo “viga” con las propiedades (inercia y área) de la viga considerando el aumento ocasionado por el alma del perfil T con que se materializa la conexión (ver Figura 2.4). Esta zona flexible se encuentra ubicada entre la cara de la columna y el fin de la conexión. Además la zona tipo 2 incluye un extremo rígido que va entre la cara de la columna y el nodo formado por la intersección entre el eje de la viga y el eje de la columna correspondiente. Para el cálculo de las propiedades de la viga en la zona 2 se utilizan las siguientes expresiones:

$$I = I_v + 2 \cdot \left[I_{w_T} + A_{w_T} \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_{w_T}}{2} \right)^2 \right] \quad (4.1)$$

$$A = A_v + 2 \cdot A_{w_T} \quad (4.2)$$

Donde:

- I_v, A_v : Inercia y área de la viga respectivamente.

- I_{w_T}, A_{w_T} : Inercia y área del alma de la T usada en la conexión, respectivamente, calculadas de acuerdo a:

$$I_{w_T} = \frac{W_{ef} \cdot t_{wT}^3}{12} \quad (4.3)$$

$$A_{w_T} = W_{ef} \cdot t_{wT} \quad (4.4)$$

- t_{wT} : Espesor del alma de la T usada en la conexión.
- W_{ef} : Ancho efectivo de la conexión, ver Figura 2.4.
- h : Altura de la viga.

Se considera que la rótula plástica se puede producir solamente en los extremos de la zona 1 de la viga, por lo tanto para efectos de la modelación a los elementos que conforman la zona 2 se le asignan momentos de plastificación mucho mayores que los de la zona 1.

Resulta importante destacar que a pesar de que las conexiones diseñadas corresponden a conexiones parcialmente restringidas según los criterios de diseño sísmico del FEMA (ver punto 2.5), para efectos de este trabajo de titulación no se incorporan resortes de giro en los extremos de las vigas, debido a que el estudio de las conexiones no se encuentra dentro del alcance de éste.

La Tabla 4.2 presenta los valores numéricos que definen las propiedades de cada uno de los elementos que modelan las vigas y las conexiones. Las propiedades ahí mostradas están referidas a la numeración de elementos presente en la Figura 4.10.

Las propiedades del acero incluidas en la modelación de las vigas corresponden a las de un acero tipo ASTM A36, es decir un módulo de elasticidad $E_s = 2100 \text{tonf/cm}^2$ con una tasa de endurecimiento, E^* , correspondiente al 0.611% de E_s (ver Figura 4.7).

4.3.2.- Modelación de columnas CFT

La modelación de las columnas CFT se realiza mediante la utilización del elemento “fibra” definido en el manual de Drain-2DX (1) el cual se encuentra detallado en el punto 2.9.2 del presente trabajo de titulación.

Tal como se puede apreciar en el punto 2.9.2, el elemento “fibra” es un elemento de plasticidad distribuida, es decir que a lo largo de todo el elemento se puede producir la plastificación de las fibras que lo componen. Esto marca una importante diferencia con los elementos de plasticidad concentrada, en los que a priori se deben definir zonas puntuales donde se puede producir la plastificación.

Cada columna es dividida longitudinalmente en 4 segmentos, mientras que la sección transversal es dividida en 14 fibras de las cuales 8 corresponden a la sección de acero y 6 a la porción de hormigón. En la Figura 4.8 se presentan esquemas con la distribución de las fibras en la sección transversal así como la de los segmentos considerados longitudinalmente. En ambos extremos de las columnas se incluyen extremos rígidos para representar el encuentro entre las columnas y las vigas.

La curva de tensión-deformación del acero ASTM-A36 es modelada por un comportamiento bilineal que considera el endurecimiento por deformación posterior a la fluencia tal como se aprecia en la Figura 4.7. Los valores que definen la rotura y fluencia de este acero se encuentran en la Tabla 4.3.

En la obtención de la curva de tensión-deformación del hormigón se utilizan las expresiones propuestas por Popovics y modificadas por Thorenfeldt, Tomaszewicz y Jensen (14) que se encuentran expresadas en el punto 2.6 del presente trabajo de título. La modelación de esta curva en Drain-2DX se realiza mediante 5 puntos representativos de ella, los cuales se encuentran en la Tabla 4.3. En la Figura 4.9 se incluye la comparación entre la curva modelada y la curva obtenida por las expresiones del punto 2.6.

4.3.3.- Otros

El efecto de las columnas estáticas del edificio es modelado mediante la inclusión de elementos tipo “viga” con propiedades resistentes representativas del aporte de las columnas estáticas al marco sísmico analizado (ver Figura 4.10), es decir tanto el área como la inercia de los elementos incluidos corresponden al 50% del área y la inercia de la columna estática equivalente definida para el modelo realizado en SAP2000.

Si bien es cierto las columnas estáticas no aportan rigidez ni resistencia frente a cargas sísmicas, éstas son incluidas en el modelo con el fin de reproducir efectos de segundo orden asociados a la aplicación de las cargas gravitacionales en la posición deformada de la estructura, es decir el efecto P- Δ .

Los nodos originados por la intersección entre las columnas estáticas y cada piso (nodos 2000, 3000, 4000, 5000, 6000 y 70000 ver Figura 4.10) son elegidos como nodos “maestros” y a cada uno de ellos serán condensados geoméricamente los desplazamientos horizontales de los nodos del piso correspondiente (nodos “esclavos”), representando con esto el efecto del diafragma rígido de la losa de cada piso de la estructura.

La condición de apoyo se modela impidiendo las dos traslaciones y el giro para el caso de los nodos ubicados en la base de las columnas CFT (nodos 100-110-120-130-140 ver Figura 4.10), mientras que el nodo ubicado en la base de la columna estática equivalente (nodo 1000) sólo posee restricción del desplazamiento en ambas direcciones quedando libre el giro de éste.

En la determinación de las masas que actúan sobre el marco modelado se consideran los siguientes supuestos:

- Se considera que actúa sobre este marco la mitad de las masas asociadas a pesos propios de la estructura completa.
- Se considera, para efectos del comportamiento sísmico, que actúa una sobrecarga de uso del 25% de la sobrecarga definida por la norma NCh 1537 Of.86 (5) de la cual la mitad se modela como masa asociada al marco analizado.

Las masas de la estructura son modeladas como masas puntuales asociadas a nodos, en la Tabla 4.4 se incluyen los valores de las masas correspondientes a cada nodo, calculadas de acuerdo a los supuestos mencionados anteriormente.

Las cargas son incluidas en el modelo como fuerzas nodales, las cargas consideradas corresponden a:

- Cargas de peso propio del marco sísmico modelado.
- Cargas de peso propio de la losa, las vigas estáticas y los elementos no estructurales (tabiques terminaciones, etc.).
- Sobrecarga de uso (considerada como el 25% de la definida en la norma NCh 1537 Of.86).

La Tabla 4.5 contiene los valores de las cargas consideradas para cada nodo.

Para la determinación de la matriz de amortiguamiento viscoso asociada a la estructura modelada (ver punto 2.9) se utiliza el método de Rayleigh (16) fijando la razón de amortiguamiento del primer y cuarto modos (ξ_1 y ξ_4) en un 3%. Lo anterior da origen a parámetros α y β para toda la estructura que corresponden a:

$$\alpha = 0.288354[\text{Hz}] \qquad \beta = 0.001055[\text{seg}]$$

Los períodos utilizados en la determinación de α y β y los amortiguamientos modales resultantes de la aplicación del método de Rayleigh se encuentran en la Tabla 4.6.

4.4.- Resultados Obtenidos

4.4.1.- Análisis Tiempo-Historia

Como resultado global del análisis Tiempo-Historia realizado se incluyen en la Tabla 4.7 los desplazamientos de entrepiso máximos obtenidos para cada uno de los registros sísmicos.

En la Tabla 4.8 se presenta el corte basal máximo al cual queda sometida la estructura de 6 pisos con columnas CFT durante cada uno de los registros sísmicos analizados.

En la Figura 4.11, Figura 4.12 y Figura 4.13 se incluye el corte en cada piso versus el desplazamiento de éstos. Mientras que para ilustrar los posibles daños en los distintos elementos se presenta en la Figura 4.14, Figura 4.15 y Figura 4.16 los diagramas de momento versus rotación plástica en uno de los extremos de una de las vigas de cada piso para cada registro sísmico. En el caso de las columnas se presentan en la Figura 4.17 los diagramas de momento versus rotación en la base de un elemento por cada tipo de columna CFT para los distintos registros analizados. Resulta importante señalar que la numeración de los elementos presente en los gráficos anteriormente citados corresponde a la mostrada en la Figura 4.10.

4.4.2.- Pushover

Las curvas de pushover (corte basal versus desplazamiento en el nivel superior) encontradas se presentan en el Figura 4.20 para el caso del perfil de carga creciente linealmente con la altura y en la Figura 4.21 para el caso del perfil de cargas uniforme.

En la Tabla 4.9 se presenta el corte basal máximo y el desplazamiento correspondiente a dicho corte para ambos perfiles de carga aplicados.

En las Figura 4.22 y Figura 4.23 se presenta el orden de las plastificaciones producidas para ambos patrones de carga.

4.5.- Análisis del comportamiento obtenido

A continuación se presenta el análisis del comportamiento obtenido para la estructura de 6 pisos en base a columnas CFT mediante los resultados arrojados por el modelo realizado en DRAIN 2DX.

4.5.1.- Análisis Tiempo-Historia

En la Tabla 4.7 es posible apreciar que la deformación de entrepiso máxima corresponde a 4.9cm que equivale al 1,4% del la altura de piso. Por otro lado al amplificar la deformación admisible de la norma NCh 433.Of96 (6) (2% de la altura de piso) por el factor de reducción de respuesta estructural R_0 , que tal como se aprecia en el punto 3.3 del presente trabajo de título puede ser considerado igual a 11 para estructuras diseñadas en base a columnas CFT, resulta una deformación admisible frente a un sismo de diseño equivalente al 2,2% de la altura de entrepiso, la cual es un 57% mayor a la máxima deformación obtenida de los análisis Tiempo-Historia realizados.

En la Tabla 4.8 se aprecia que el corte basal de la estructura modelada para el caso del registro de Llolleo es 731tonf, por lo que para la estructura completa este valor correspondería a 1462tonf, que equivale a 4,9 veces el corte basal de diseño, mientras que para los registros de Viña y Ventanas el corte basal es, respectivamente, 3,5 y 3,7 veces el corte de diseño . El corte basal máximo, como era de esperarse, se obtiene para el registro de Llolleo, el cual presenta un valor de aceleración basal máximo mucho mayor al de los otros dos registros. Por otro lado el corte basal obtenido a partir del espectro de Viña posee un valor peak de aceleración mayor al del registro de Ventanas, pero por otro lado el período fundamental de la estructura se encuentra muy cercano al período correspondiente al mayor contenido de energía del registro de Ventanas, con lo que en este caso el traspaso de energía hacia la estructura es mayor que para el registro de Viña, lo que explica el mayor corte basal al que queda sometida la estructura con un registro menor en amplitud.

El corte basal obtenido para el registro de Llolleo corresponde al 170% de la capacidad obtenida a partir del pushover con un patrón de cargas triangular. Este porcentaje para los registros de Viña y Ventanas corresponde a 124% y 128% respectivamente. Por otro lado el corte basal obtenido a partir de los registros de Llolleo, Viña y Ventanas equivale, respectivamente, a un 139%, 101% y 105% de la capacidad obtenida a partir del pushover con un perfil de cargas uniforme.

Al observar los diagramas de plastificación de vigas (Figura 4.14, 4.15 y 4.16) es posible afirmar que, como era de esperarse la mayor plastificación se produce para el registro de Llolleo. Por otro lado, al observar las curvas de momento rotación para las columnas (Figura 4.17, 4.18 y 4.19) es posible apreciar cierto grado de plastificación sólo en la base de las columnas del primer piso para el registro de Llolleo, mientras que las demás columnas para el resto de los registros presentan un comportamiento prácticamente lineal elástico. Con lo anterior se verifica el correcto desempeño sísmico proporcionado por el criterio de columna fuerte-viga débil.

4.5.2.- *Pushover*

A continuación se analizan los resultados obtenidos a partir del modelo realizado en DRAIN-2DX (1) para la estructura de 6 pisos en base a columnas CFT.

4.5.2.1.- Capacidad

Como puede apreciarse en las Tabla 3.2 y Tabla 4.9 el corte basal máximo que puede resistir la estructura modelada de acuerdo al análisis de pushover con un patrón de cargas lineal es 431tonf, dado que la estructura modelada corresponde a la mitad de la estructura real se puede afirmar que la capacidad total de la estructura diseñada es de 862tonf, mientras que el corte basal de diseño (corte mínimo) es de 301tonf para la estructura de 6 pisos en base a columnas CFT. Lo anterior entrega como resultado que el corte real que puede resistir la estructura, calculado como la capacidad a partir de un análisis de pushover triangular es 2,9 veces el corte de diseño. Al realizar los cálculos anteriores para la capacidad obtenida a partir del análisis de pushover con un patrón de cargas uniforme se obtiene que ésta es 3,5 veces el corte de diseño. Esta sobre resistencia se explica debido a que el diseño queda determinado por el criterio de deformaciones máximas estipulado por la norma NCh 433 Of96 (6) y no por un criterio de resistencia.

4.5.2.2.- Punto de desempeño

Siguiendo el procedimiento descrito en el punto 2.7 se encuentra el punto de desempeño de la estructura de 6 pisos en base a columnas CFT, el cual es representado en la Figura 4.24. Cabe destacar que la curva de capacidad utilizada se obtiene a partir de la aplicación del perfil de cargas triangular presentado el punto 4.2.2. En la determinación del espectro inelástico se utilizan reducciones del espectro elástico de la norma NCh 2369 Of.2003 (7), la razón de utilizar este espectro se debe a que, a diferencia del espectro de la norma NCh 433 Of.96 (6), permite utilizar distintas razones de amortiguamiento e incluye explícitamente el valor del coeficiente sísmico

máximo. Por otro lado el uso de la curva de capacidad obtenida del pushover con un perfil de cargas triangular se debe a que la estructura analizada posee un factor de participación modal asociado al primer modo de vibrar de un 80% aproximadamente, por lo que dicho patrón de cargas se asocia de mejor manera al comportamiento de la estructura.

El espectro elástico de la norma NCh 2369 Of.2003 (7) es el siguiente:

$$S_{a_elastico} = 2,75 \cdot A_0 \cdot I \cdot \left(\frac{T'}{T} \right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (4.5)$$

Donde:

- A_0 : Aceleración efectiva máxima, en este caso $A_0 = 0.3 \cdot g$, ya que se supone que la estructura se encuentra en la zona sísmica 2.
- T' : Parámetro que depende del tipo de suelo, en este caso $T' = 0.35 \text{seg}$ (Tipo de suelo II).
- n : Parámetro que depende del tipo de suelo, en este caso $n = 1.33$ (Tipo de suelo II).
- ξ : Razón de amortiguamiento, considerado igual a 3%.
- I : Factor de importancia, en este caso es igual a 1.
- T : Período de cada forma modal analizada.

El valor del la aceleración modal espectral máxima es:

$$S_{a_max} = 0.75 \cdot 0.23 \cdot I \quad (4.6)$$

Los valores que representan el desempeño sísmico global de la estructura obtenidos a partir de esta metodología son los siguientes:

Ductilidad global: $\mu = 1.3$

Desplazamiento: $\delta^* = 9.5 \text{cm} \Rightarrow \frac{\delta^*}{H} = 0.0045$

En la determinación anterior H corresponde a la altura total del edificio.

En la Tabla 4.10 se encuentran valores propuestos por Guendelman (15) para desplazamientos objetivo (δ^*/H) y ductilidades globales asociados a distintos niveles de desempeño. Analizando los rangos dados en dicha tabla es posible afirmar que la estructura analizada se encuentra muy cercana al nivel de desempeño de servicio aún cuando la sollicitación sísmica está dada por el espectro elástico de pseudos aceleraciones de la norma NCh 2369.Of2003 (7), por lo que puede afirmarse que existe un sobre-dimensionamiento importante puesto que para dicha sollicitación el nivel de ductilidad esperado es de 3 y no 1,3 como se obtuvo.

Tabla 4.1: PGA terremoto de Valparaíso 1985

Estación	PGA [g]
Ventanas	0,23
Viña	0,35
Llolleo	0,65

Tabla 4.2: Propiedades de vigas y conexiones modeladas en Drain-2DX

Elemento	Área [cm ²]	Inercia [cm ⁴]	Largo Total [cm]	Largo Flexible [cm]	M _p [kgf·cm]
1 al 12	153,1	103400	559,0	559,0	9561000
13 al 16	125,4	80450	578,6	578,6	7543000
17 al 20	92,1	42620	586,0	586,0	4750000
21 al 24	94,1	54240	590,6	590,6	5249000
25 al 48	422,0	663200	105,5	70,5	1E+10
49 al 56	372,0	312100	95,7	60,7	1E+10
57 al 64	318,0	213000	87,0	57,0	1E+10
65 al 72	320,0	261300	84,7	54,7	1E+10

Tabla 4.3: Propiedades de materiales modelados en Drain-2DX

Material	Tensión [Mpa]	Deformación
Hormigón H-30	5,8	0,0003
	20,2	0,0010
	25,0	0,0018
	19,1	0,0030
	13,9	0,0040
Acero ASTM A36	250	0,0012
	500	0,2000

Tabla 4.4: Masas asociadas a cada nodo [kgf·s²/cm]

Por concepto de	Nodo	Valor
Losa, vigas estáticas y masa de elementos no estructurales	2000-3000-4000-5000-6000-7000	409,5
Sobrecarga	2000-3000-4000-5000-6000-7000	90,0
Columnas estáticas	1000	2,2
	2000-3000	4,4
	4000-5000	3,0
	6000	2,2
	7000	1,1
Columnas CFT de marcos perpendiculares al analizado	1000	12,8
	2000-3000-4000-5000	25,6
	6000	18,8
	7000	9,4
Vigas de marcos perpendiculares al analizado	2000-3000-4000	4,3
	5000	3,5
	6000	2,6
	7000	2,6
Columnas CFT marco analizado	100-110-120-130-140	2,6
	200-210-220-230-240	5,1
	300-310-320-330-340	5,1
	400-410-420-430-440	5,1
	500-510-520-530-540	5,1
	600-610-620-630-640	3,8
	700-710-720-730-740	1,9
Vigas de marco analizado	200-210-220-230-240	0,9
	300-310-320-330-340	0,9
	400-410-420-430-440	0,9
	500-510-520-530-540	0,7
	600-610-620-630-640	0,5
	700-710-720-730-740	0,5
Masa Total		3347

Tabla 4.5: Cargas verticales asociadas a cada nodo [kgf]

Por concepto de	Nodo	Valor
Losa, vigas estáticas y peso propio de elementos no estructurales	2000-3000-4000-5000-6000-7000	289835
	200-210-220-230-240	11148
	300-310-320-330-340	
	400-410-420-430-440	
	500-510-520-530-540	
	600-610-620-630-640	
	700-710-720-730-740	
Sobrecarga	2000-3000-4000-5000-6000-7000	127400
	200-210-220-230-240	4900
	300-310-320-330-340	
	400-410-420-430-440	
	500-510-520-530-540	
	600-610-620-630-640	
	700-710-720-730-740	
Columnas CFT marco analizado	200-210-220-230-240	5007
	300-310-320-330-340	
	400-410-420-430-440	
	500-510-520-530-540	
	600-610-620-630-640	3678
	700-710-720-730-740	1839
Vigas de marco analizado	200-210-220-230-240	841
	300-310-320-330-340	
	400-410-420-430-440	
	500-510-520-530-540	690
	600-610-620-630-640	506
	700-710-720-730-740	517

Tabla 4.6: Períodos y amortiguamientos modales estructura de 6 pisos con columnas CFT

Modo	Periodo [s]	Amortiguamiento Modal ξ_i
1	1,186	0,030
2	0,409	0,017
3	0,203	0,021
4	0,122	0,030
5	0,083	0,042
6	0,060	0,056

Tabla 4.7: Desplazamientos de entrepiso máximos Terremoto de Valparaíso 1985

Estación	Piso	Tiempo [s]	D max [cm]
Llolleo	1	35,0	2,2
	2	42,7	2,7
	3	30,6	3,2
	4	30,6	3,4
	5	44,0	-3,9
	6	44,0	-4,6
Viña	1	28,3	1,4
	2	28,9	2,7
	3	28,9	3,8
	4	28,9	4,3
	5	32,9	4,9
	6	32,9	4,3
Ventanas	1	17,5	1,5
	2	17,5	2,5
	3	27,4	3,3
	4	27,4	3,6
	5	27,5	3,1
	6	31,4	2,4

Tabla 4.8: Corte por piso máximo Terremoto de Valparaíso 1985

Registro	Piso	Tiempo [s]	V max [tonf]
Llolleo	1	43,7	-730,9
	2	29,1	513,8
	3	43,4	-524,0
	4	33,2	-426,8
	5	43,5	-428,9
	6	43,5	-407,7
Viña	1	28,2	-532,3
	2	28,3	-429,7
	3	28,9	420,3
	4	28,9	403,9
	5	32,9	313,9
	6	39,3	-225,9
Ventanas	1	33,0	-550,1
	2	35,3	-442,6
	3	27,4	409,7
	4	32,6	396,1
	5	28,9	-326,0
	6	32,5	242,3

Tabla 4.9: Resultados Pushover

Perfil de cargas	Corte Basal Máximo [tonf]	Desplazamiento nivel superior [cm]
Creciente linealmente	431	21,1
Uniforme	526	34,6

Tabla 4.10: Comportamiento sísmico para distintos niveles de desempeño

Nivel de desempeño	Proposición de los niveles de Demanda	Desplazamiento objetivo δ^*/H	Ductilidad Global μ
De servicio	S_a / R^*	0.002	1.0
Operacional	$1.4 \cdot S_a / R^*$	0.005	2.0
Daño controlado	S_a	0.015	3.0

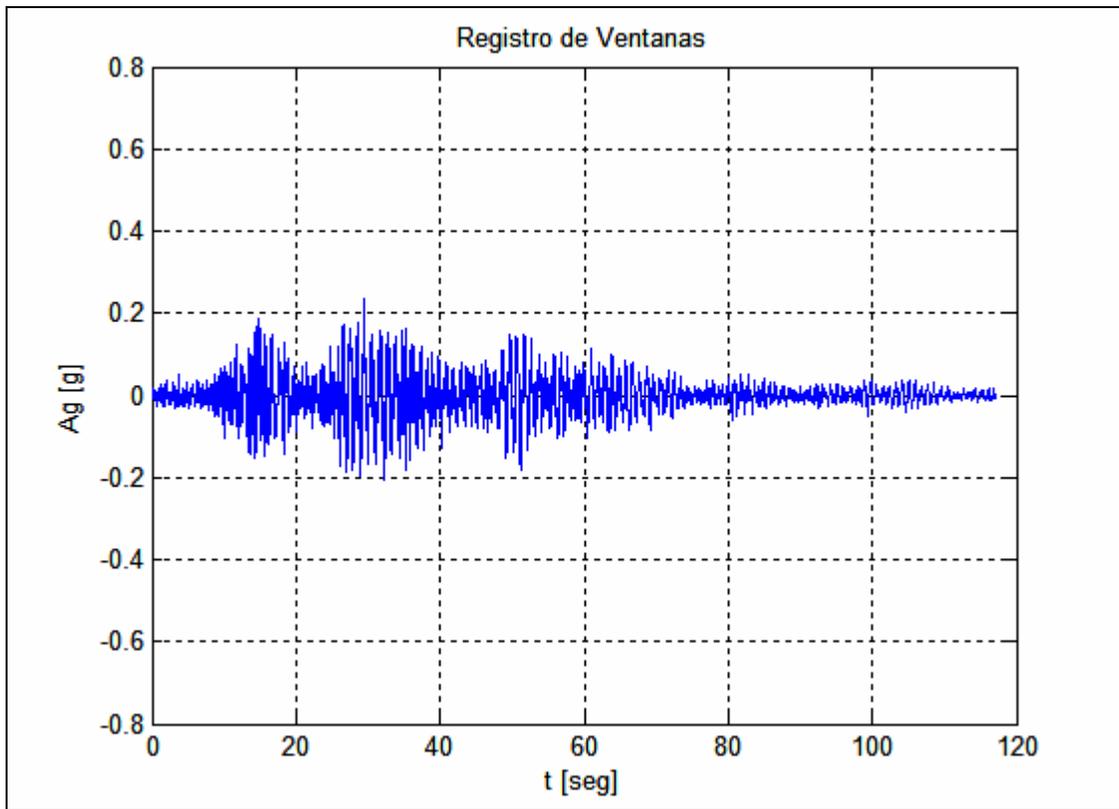


Figura 4.1: Registro de Ventanas

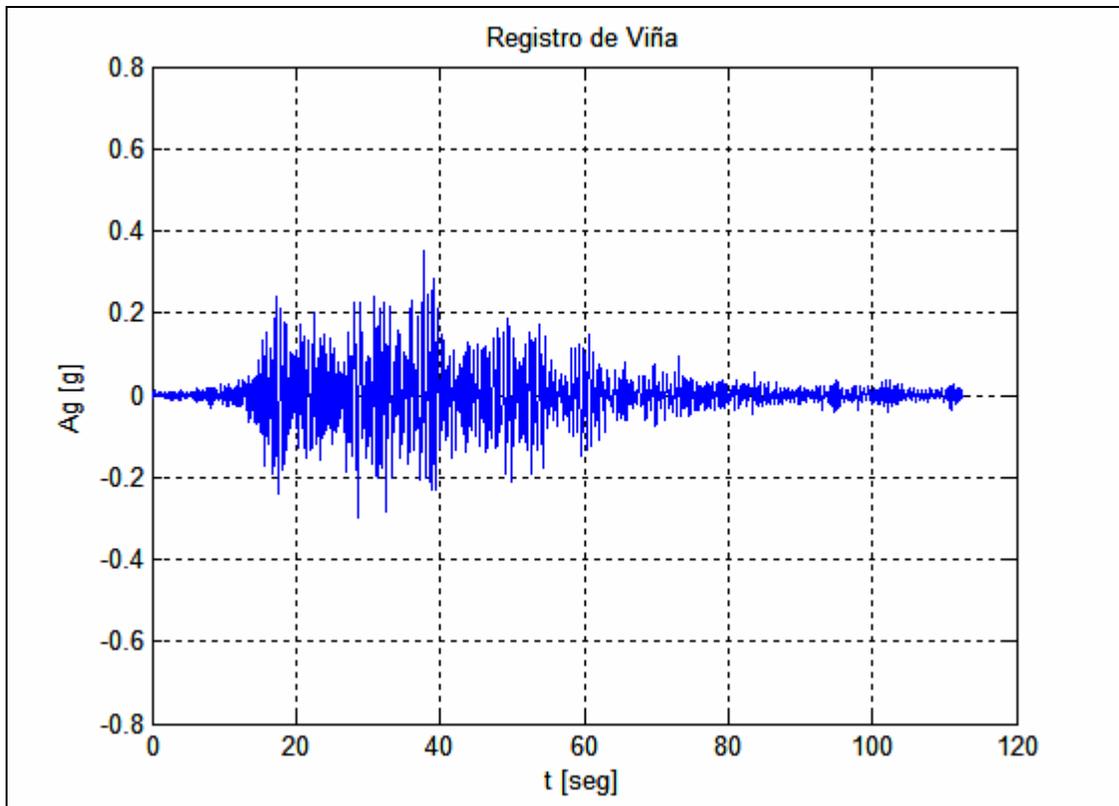


Figura 4.2: Registro de Viña

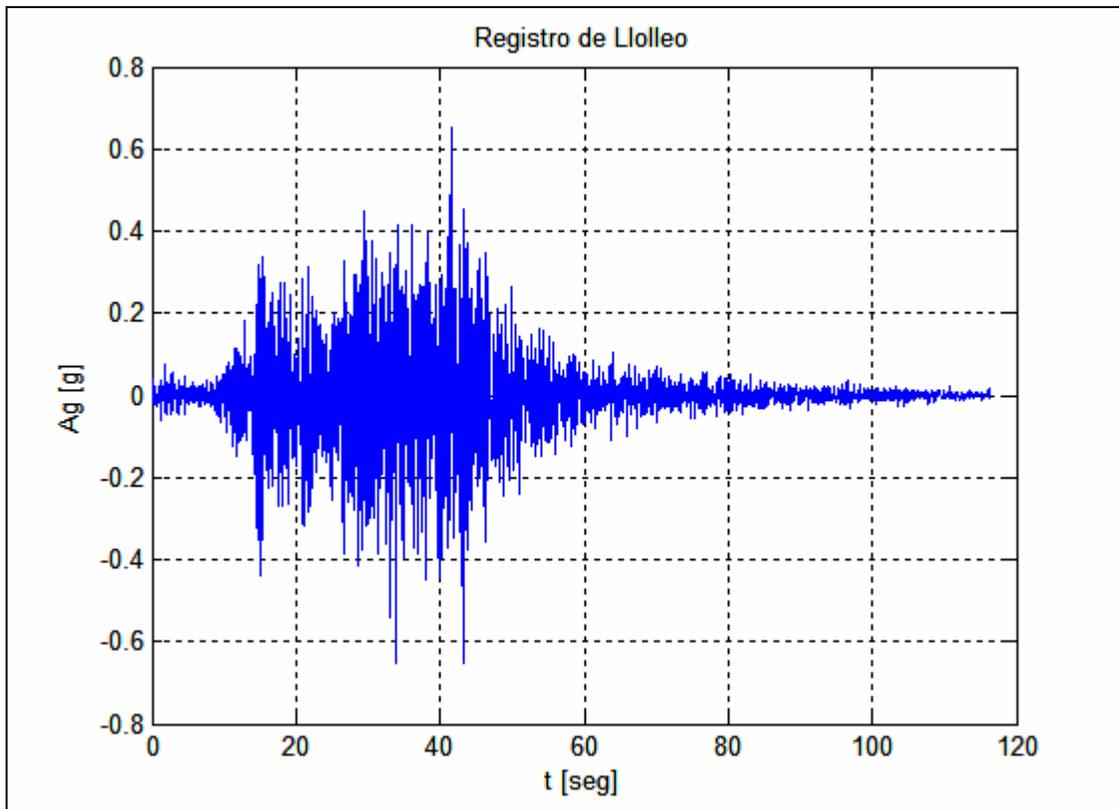


Figura 4.3: Registro de Lolloo

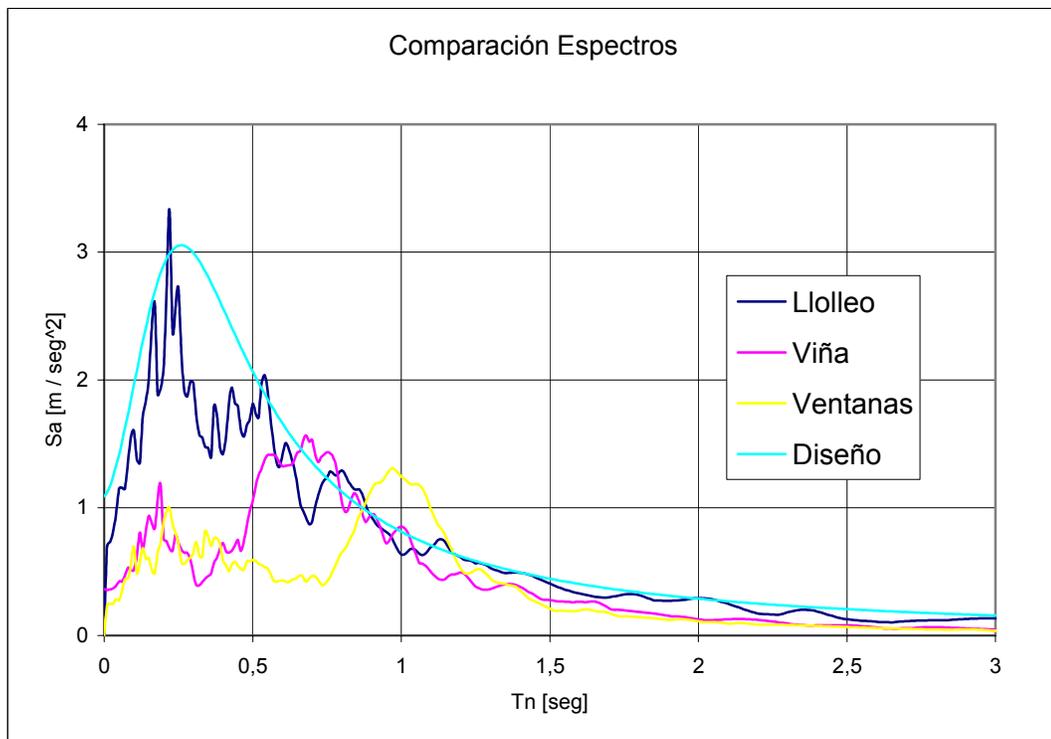


Figura 4.4: Comparación espectros de registros utilizados

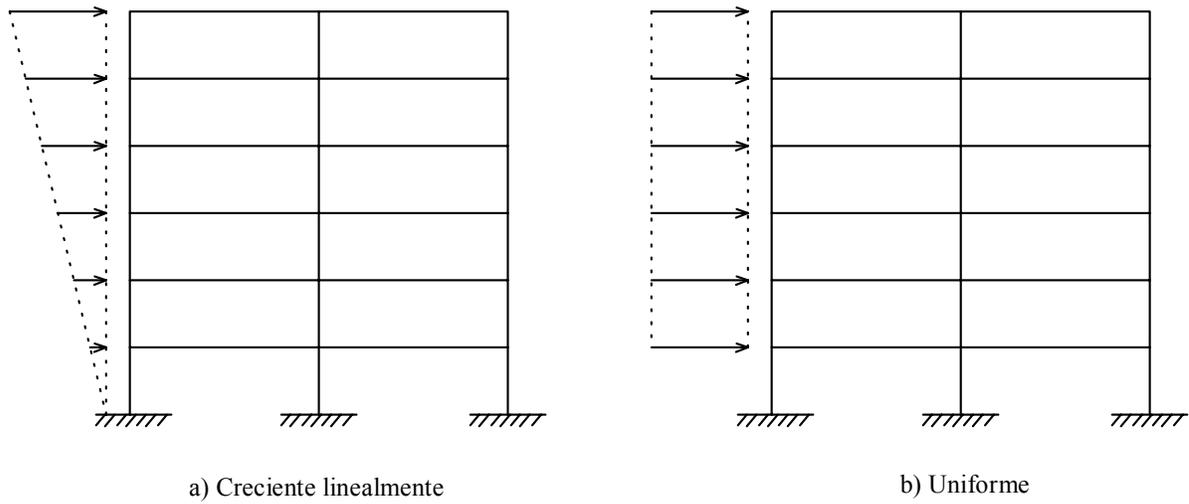


Figura 4.5: Perfiles de carga utilizados en el pushover

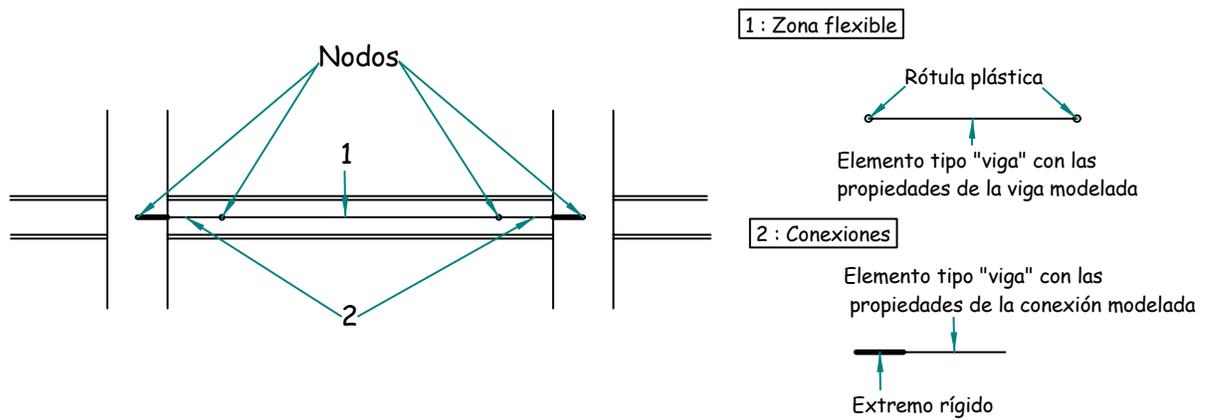


Figura 4.6: Esquema de modelación de vigas en Drain-2DX

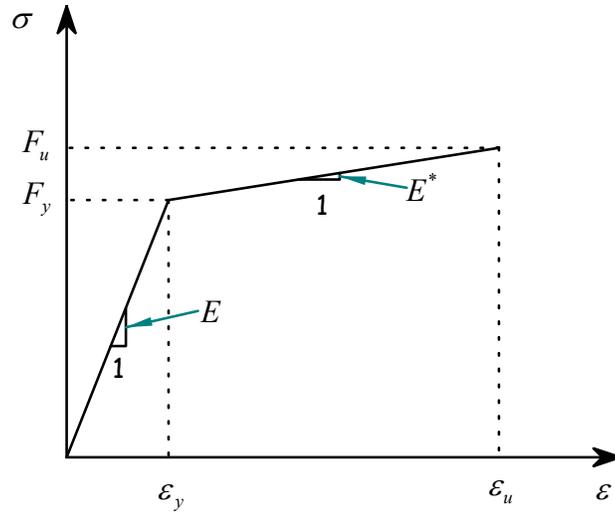


Figura 4.7: Características del acero modelado en Drain-2DX

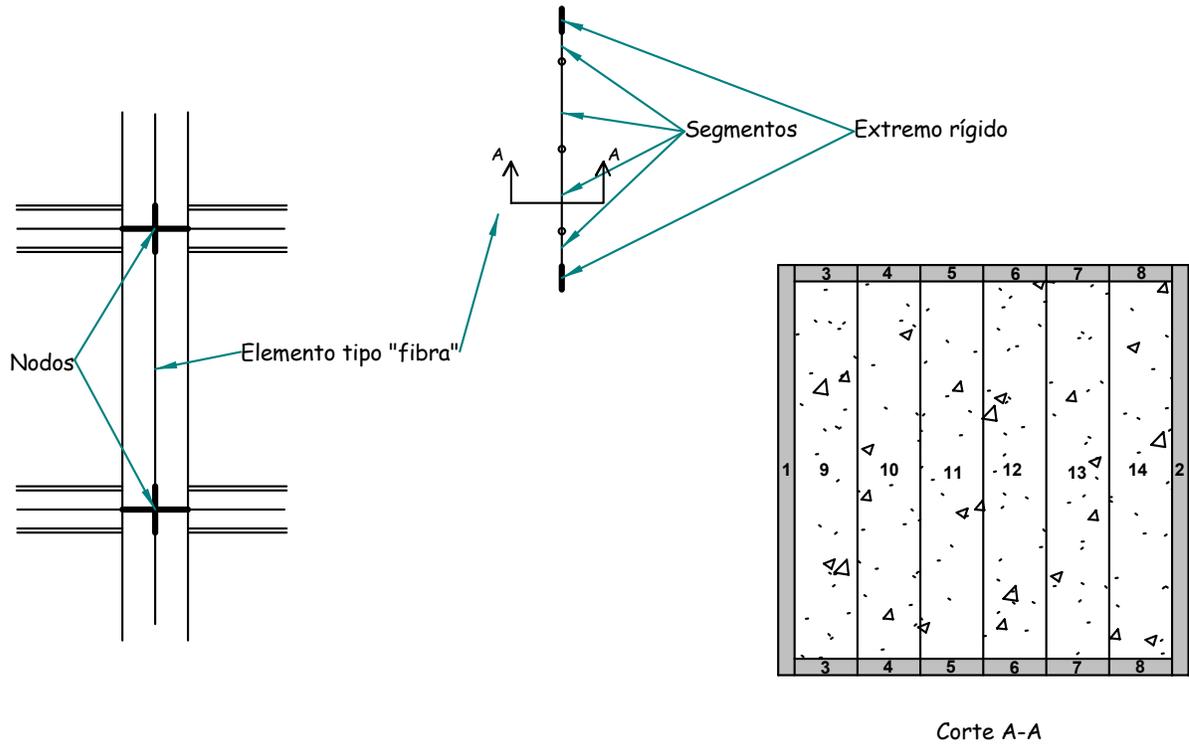


Figura 4.8: Esquema de modelación de columnas en Drain-2DX

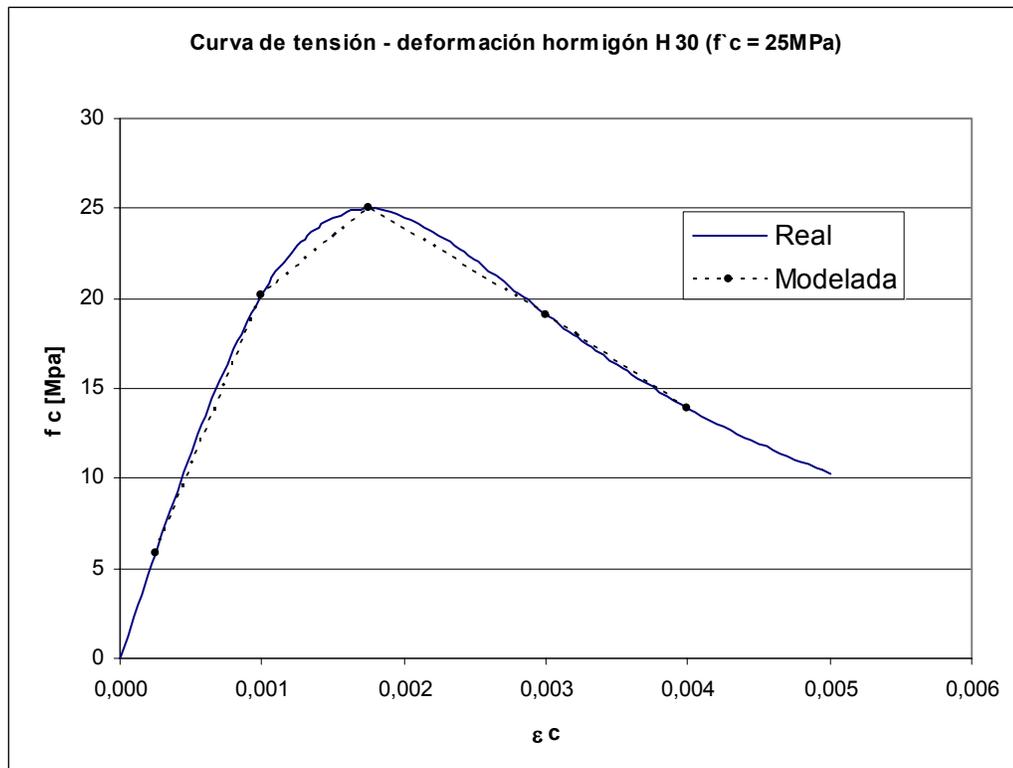


Figura 4.9: Curva de Tensión Deformación Hormigón H-30

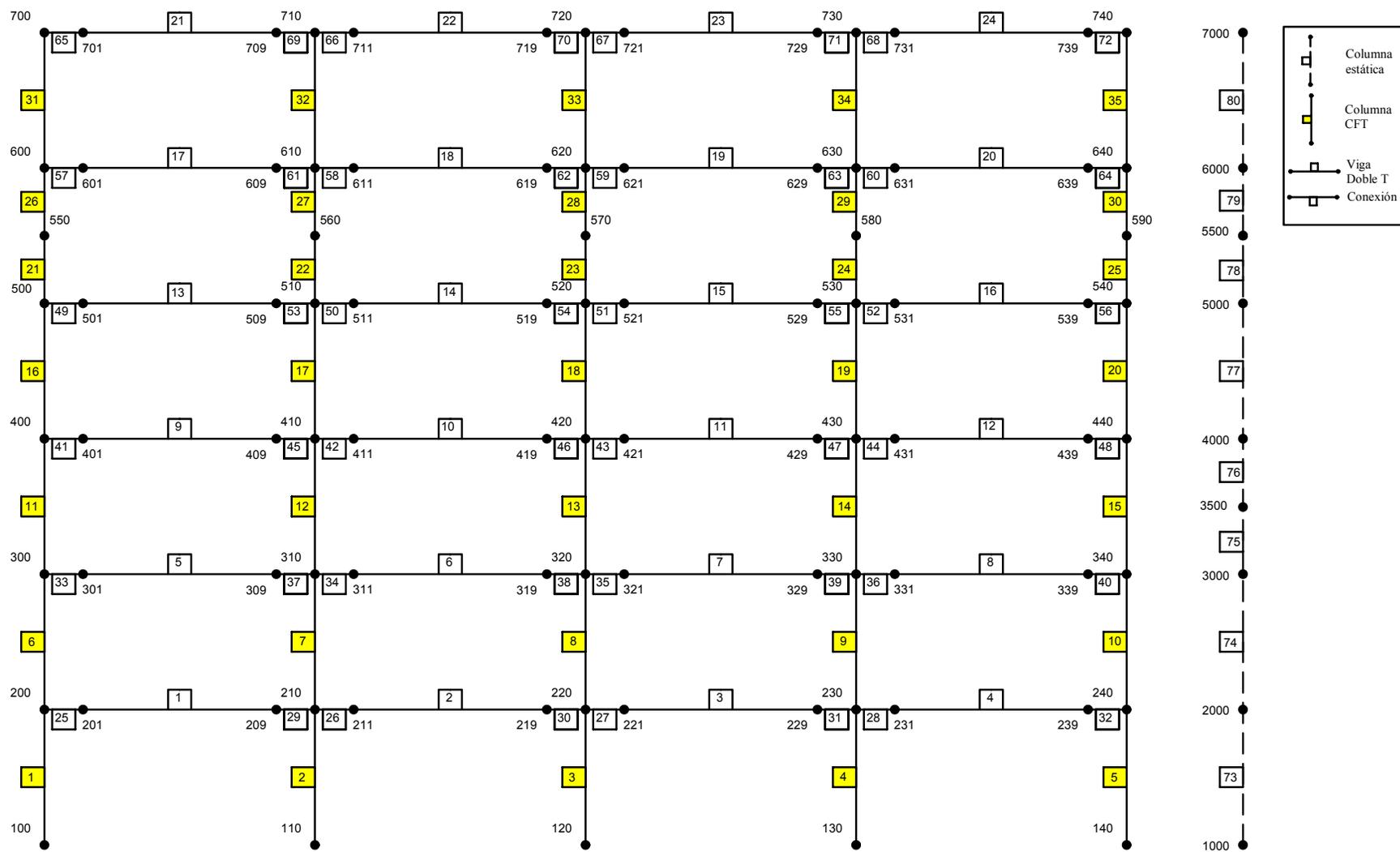


Figura 4.10: Esquema del modelo de la estructura de 6 pisos realizado en Drain-2DX

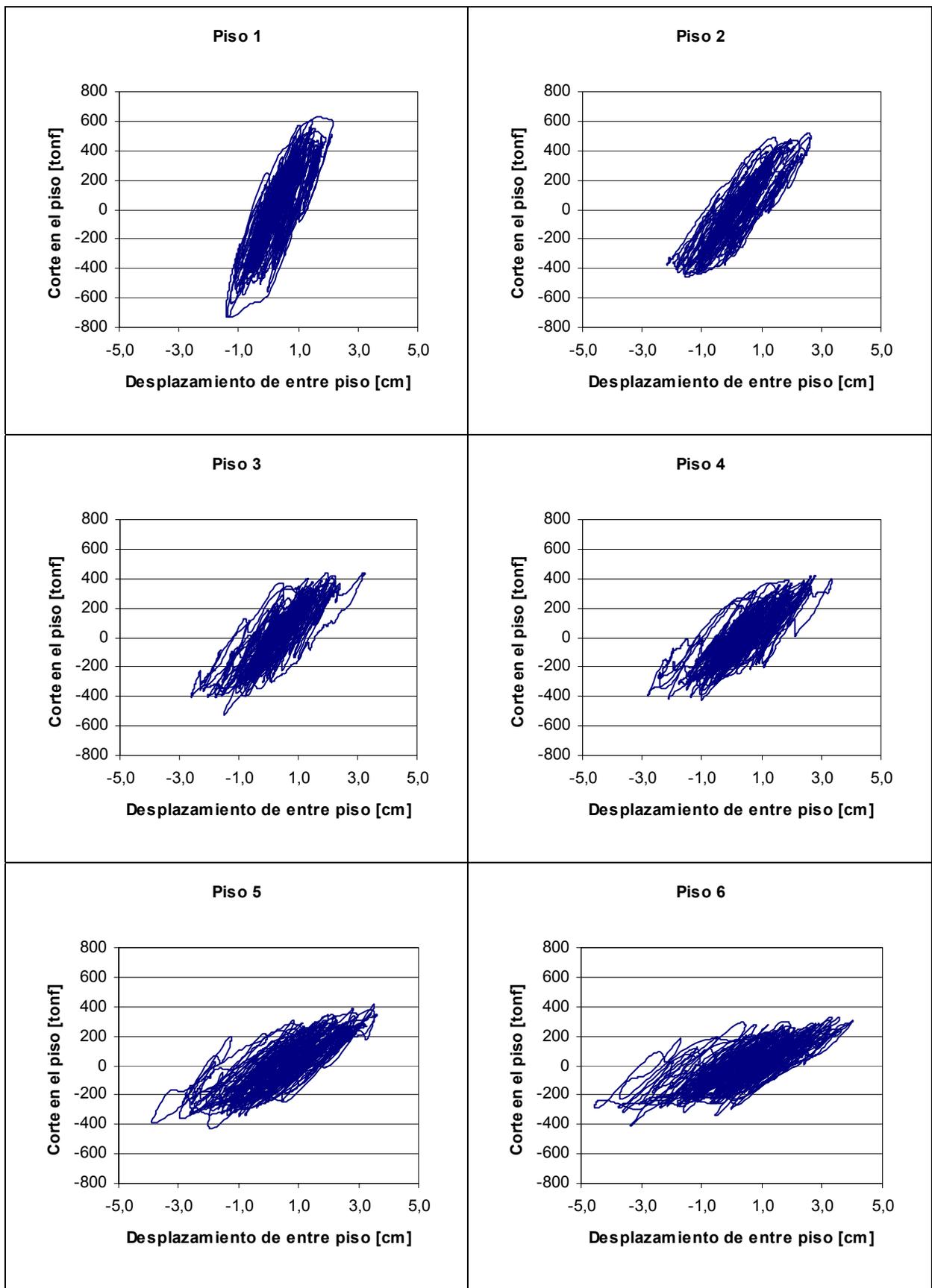


Figura 4.11: Gráficos desplazamiento v/s corte por piso registro de Lolloe

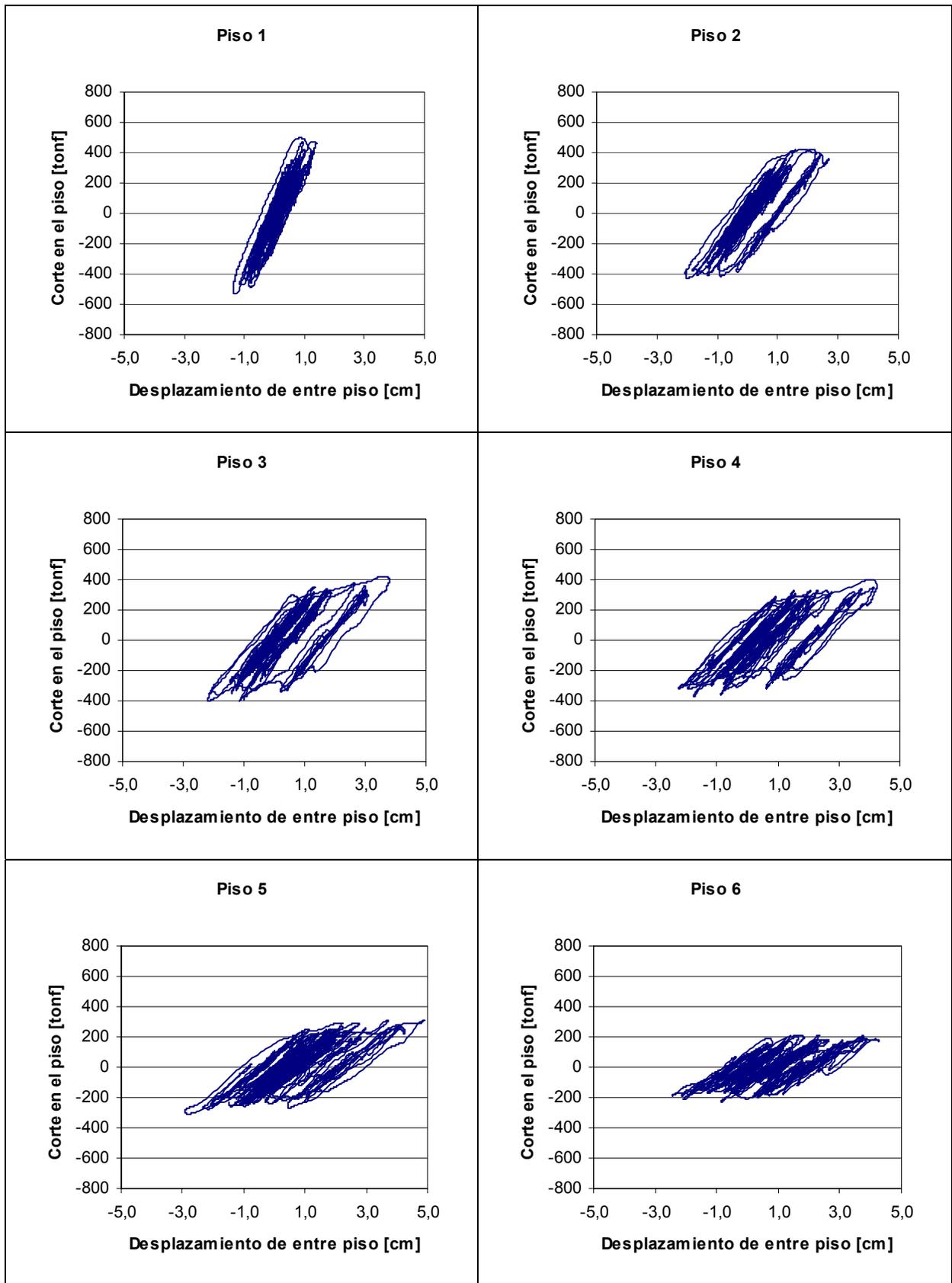


Figura 4.12: Gráficos desplazamiento v/s corte por piso registro de Viña

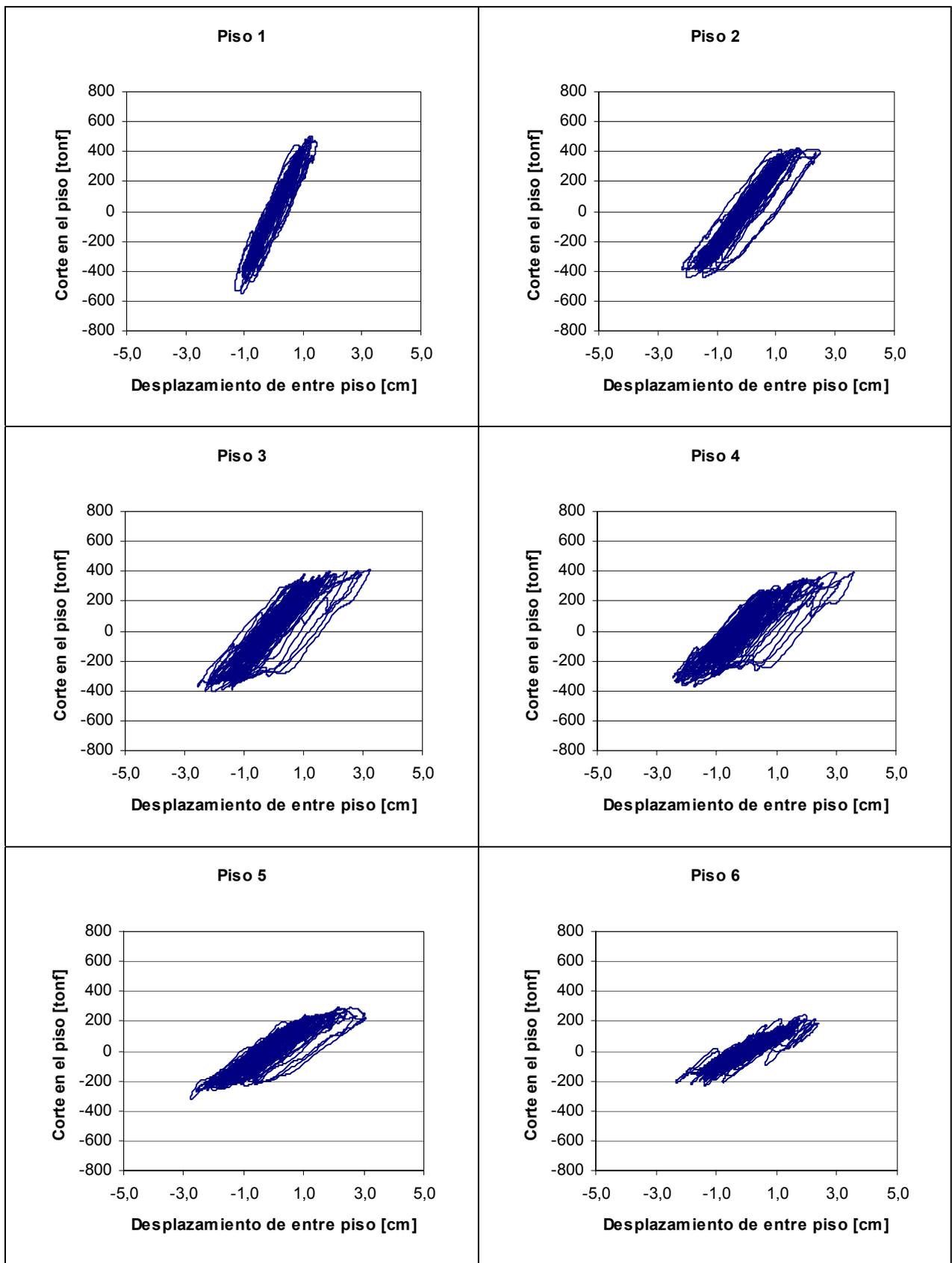


Figura 4.13: Gráficos desplazamiento v/s corte por piso registro de Ventanas

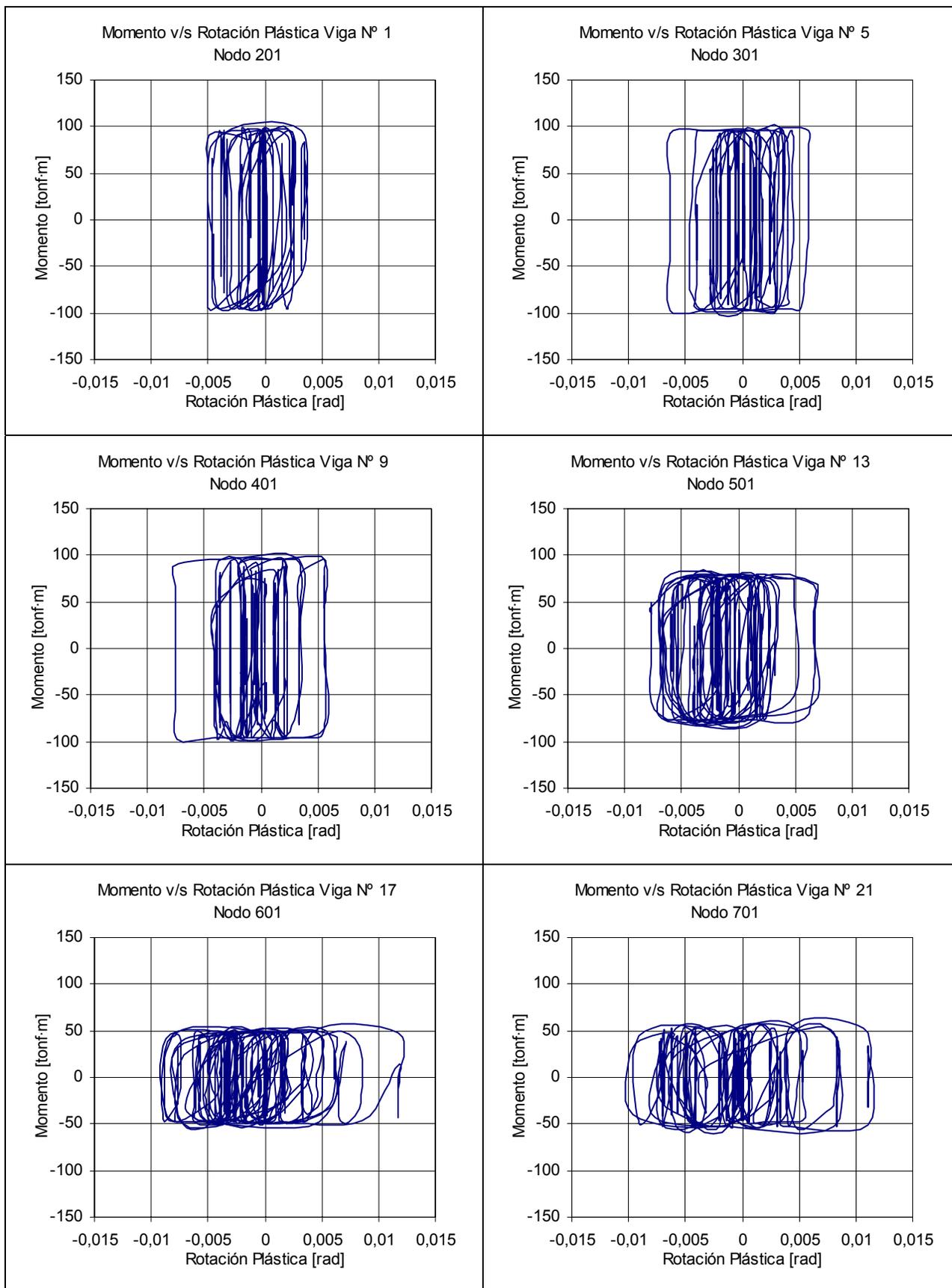


Figura 4.14: Momento v/s Rotación Plástica en vigas registro de Llolejo

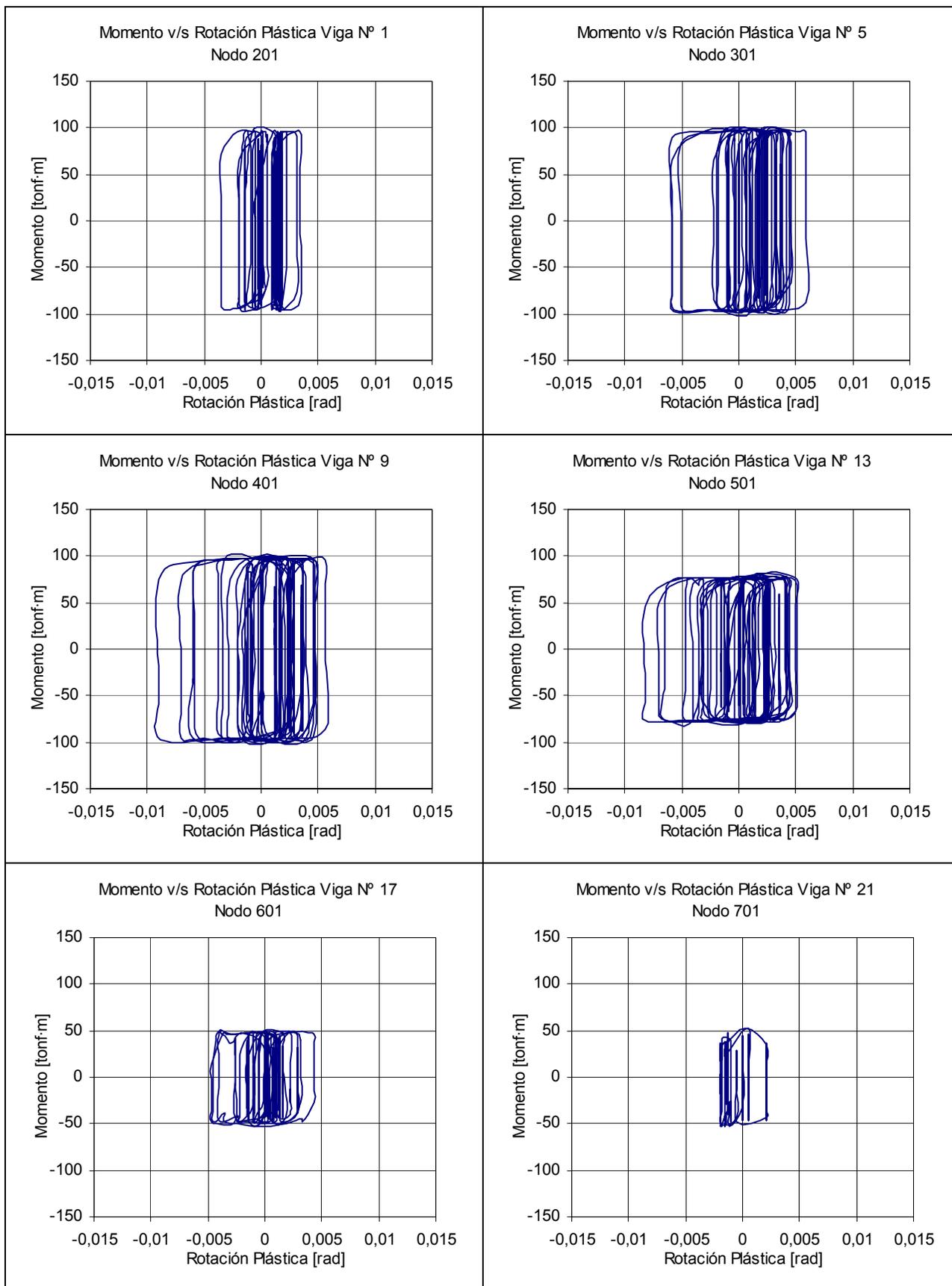


Figura 4.15: Momento v/s Rotación Plástica en vigas registro de Ventanas

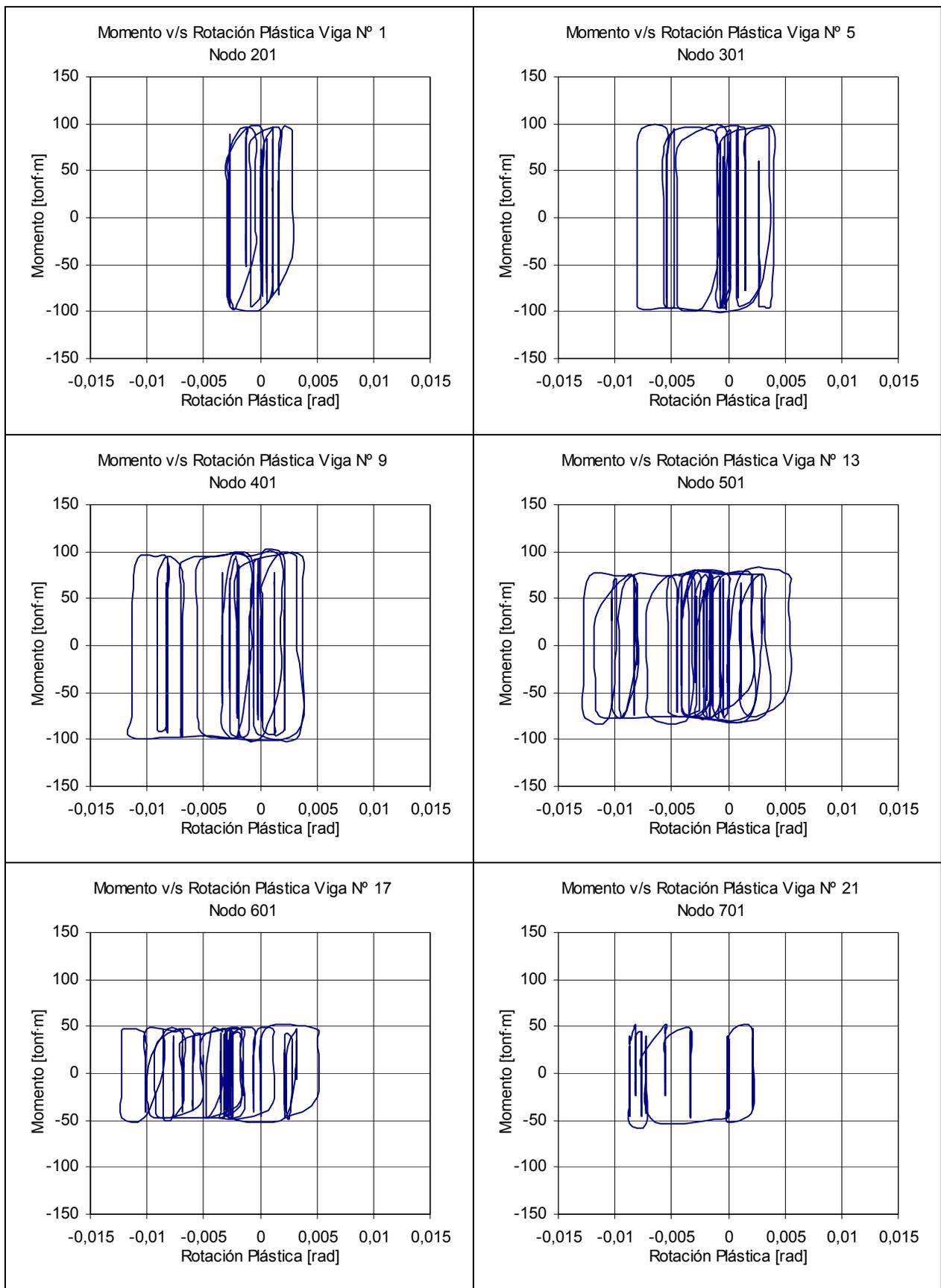


Figura 4.16: Momento v/s Rotación Plástica en vigas registro de Viña

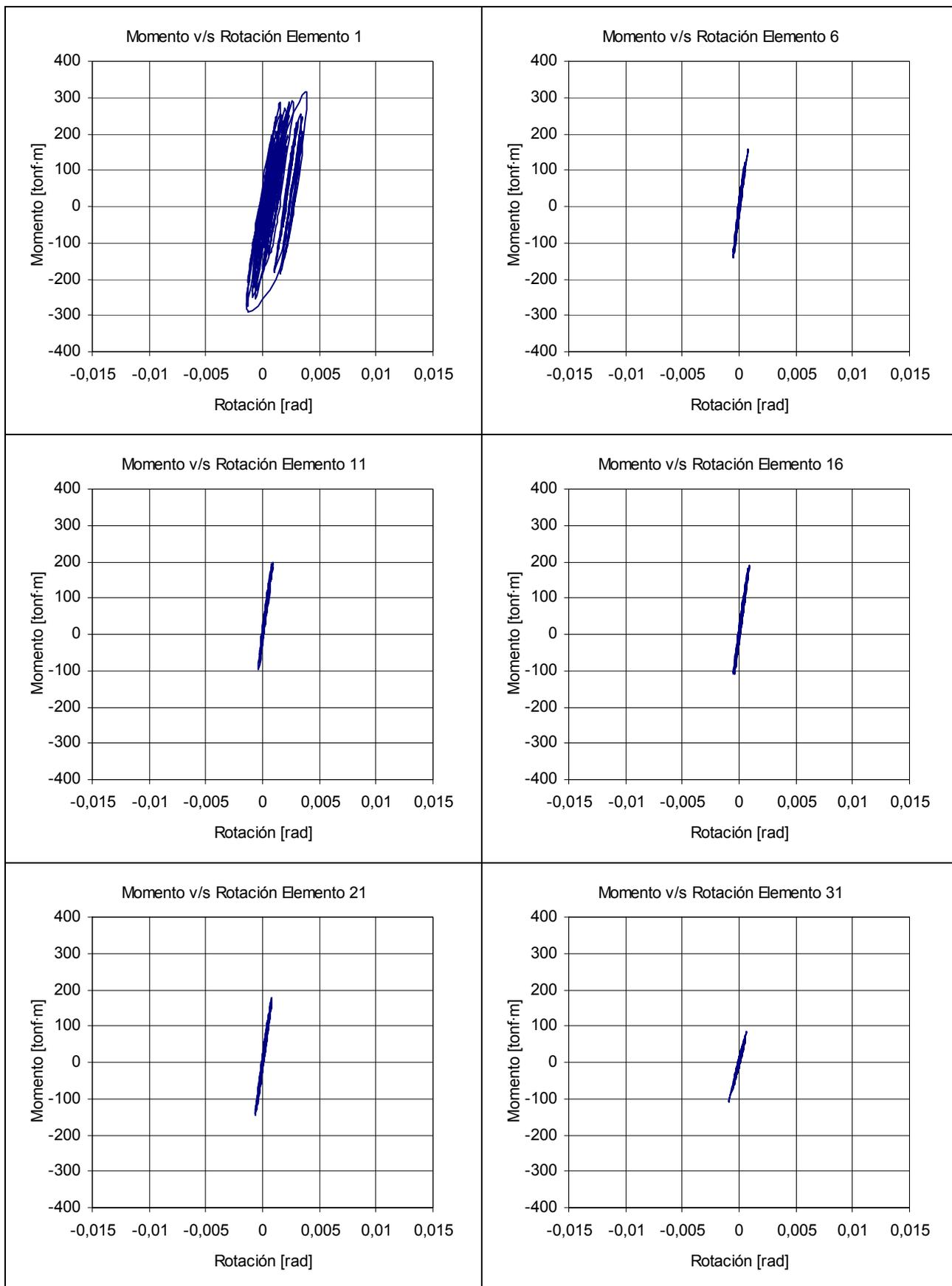


Figura 4.17: Momento v/s Rotación en la base de columnas CFT registro de Lilloe.

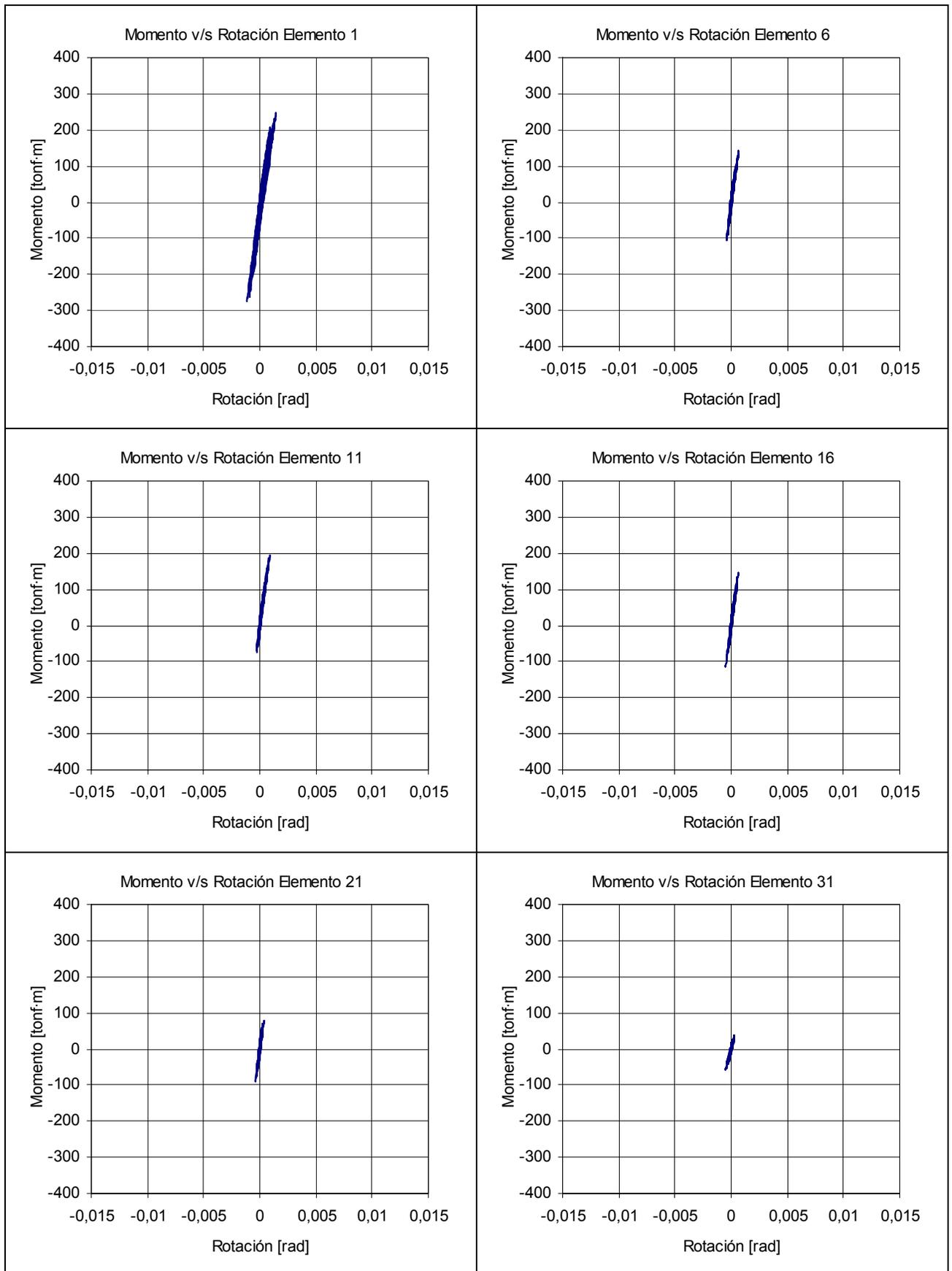


Figura 4.18: Momento v/s Rotación en la base de columnas CFT registro de Ventanas.

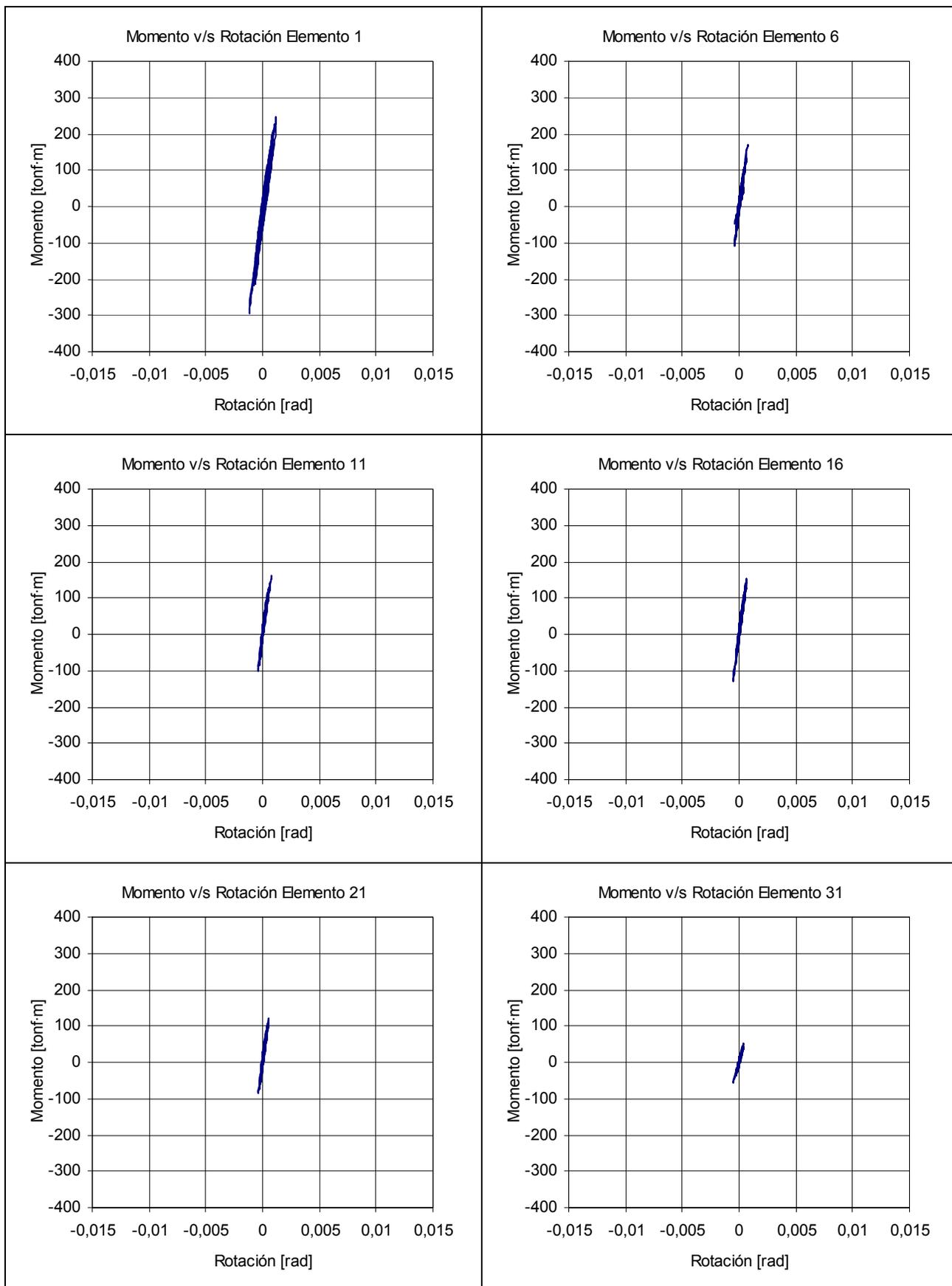


Figura 4.19: Momento v/s Rotación en la base de columnas CFT registro de Viña.

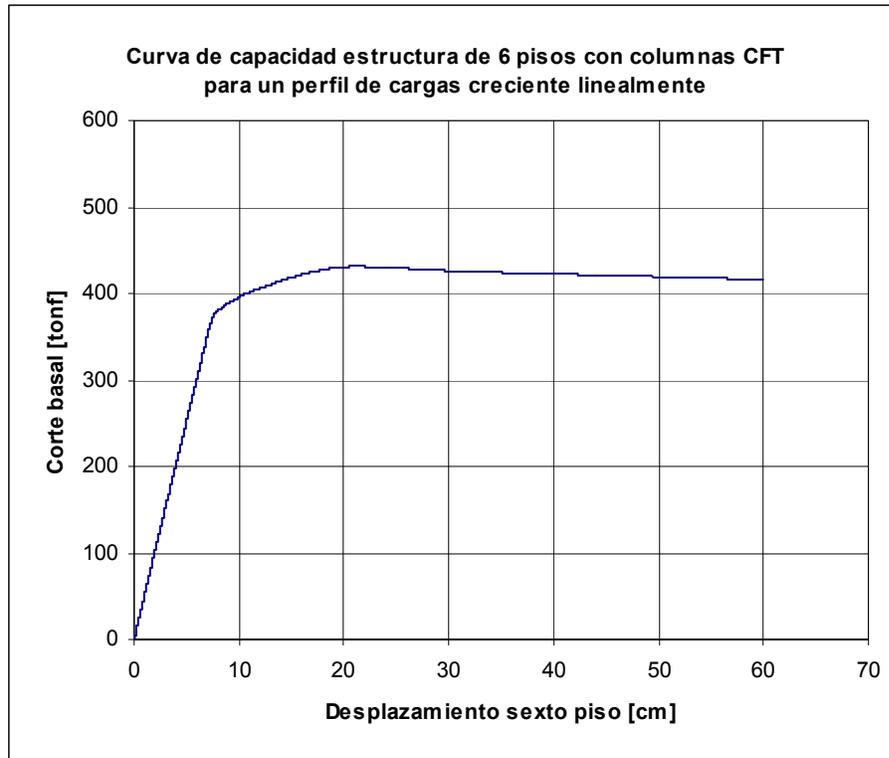


Figura 4.20: Curva de capacidad estructura de 6 pisos con columnas CFT para un perfil de cargas triangular

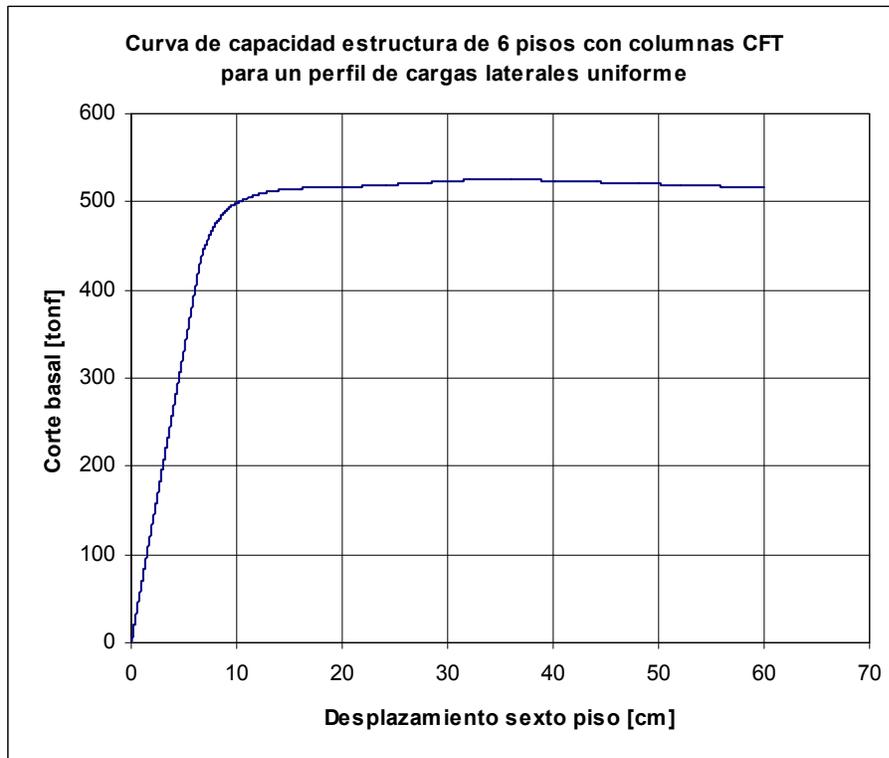
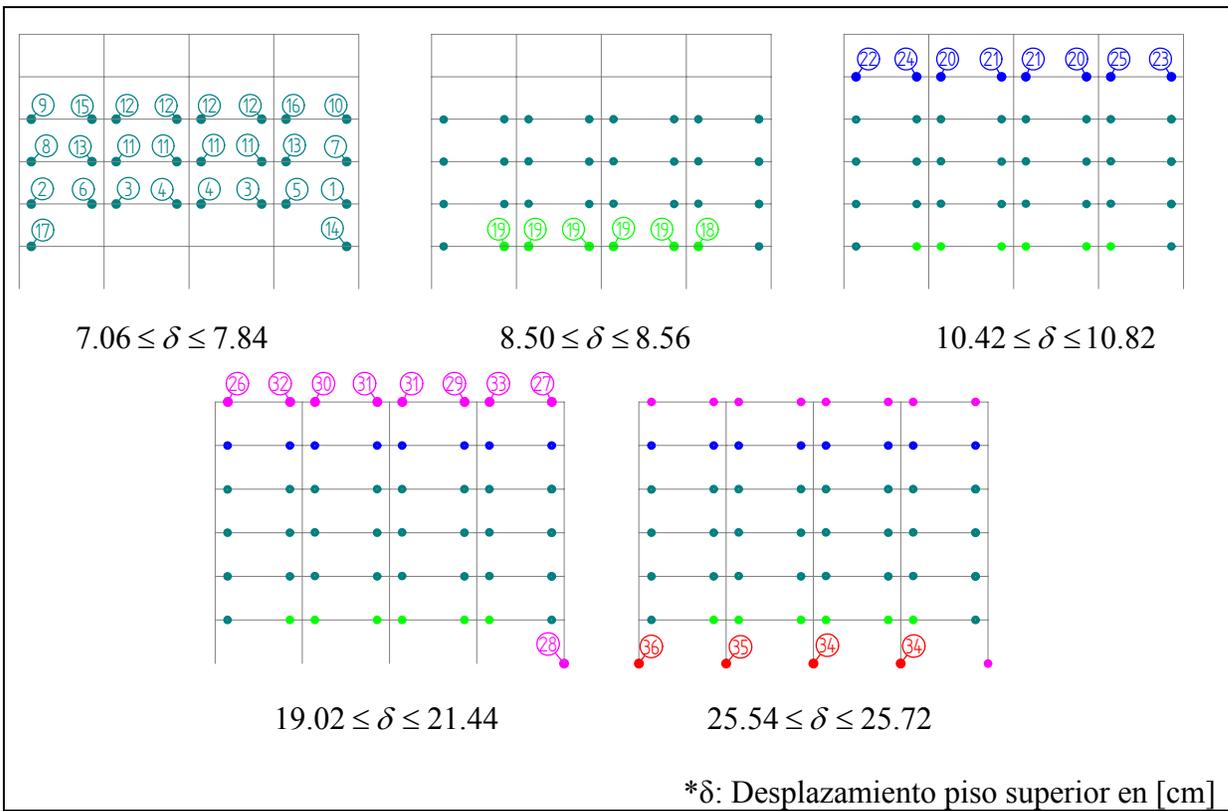


Figura 4.21: Curva de capacidad estructura de 6 pisos con columnas CFT para un perfil de cargas uniforme



Distribución de rótulas plásticas estructura de 6 pisos con columnas CFT para un perfil de cargas creciente linealmente

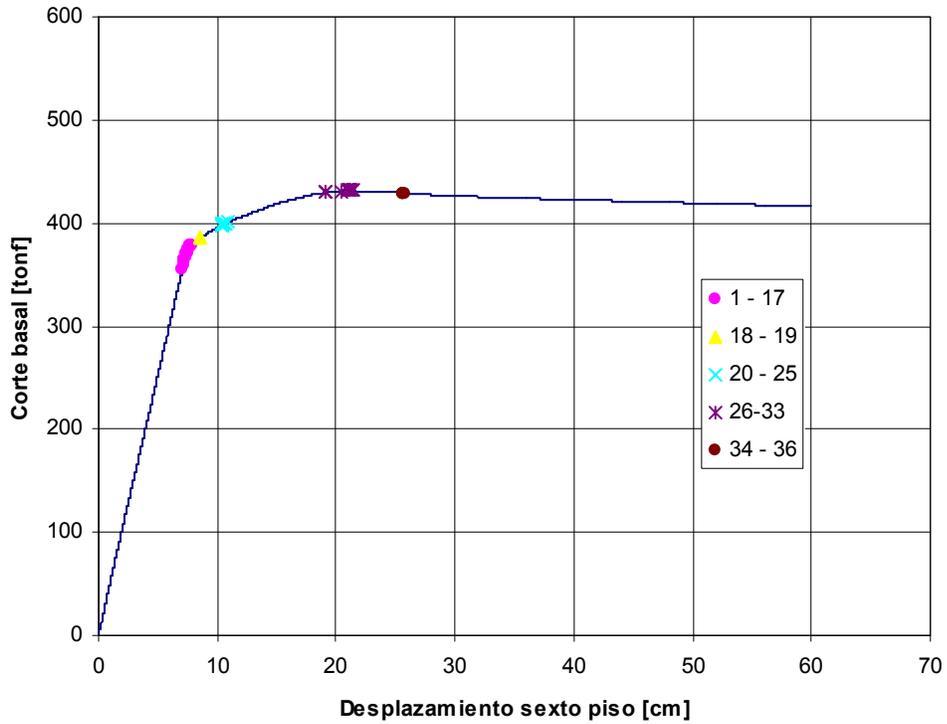


Figura 4.22: Distribución de rótulas plásticas pushover con patrón de cargas triangular

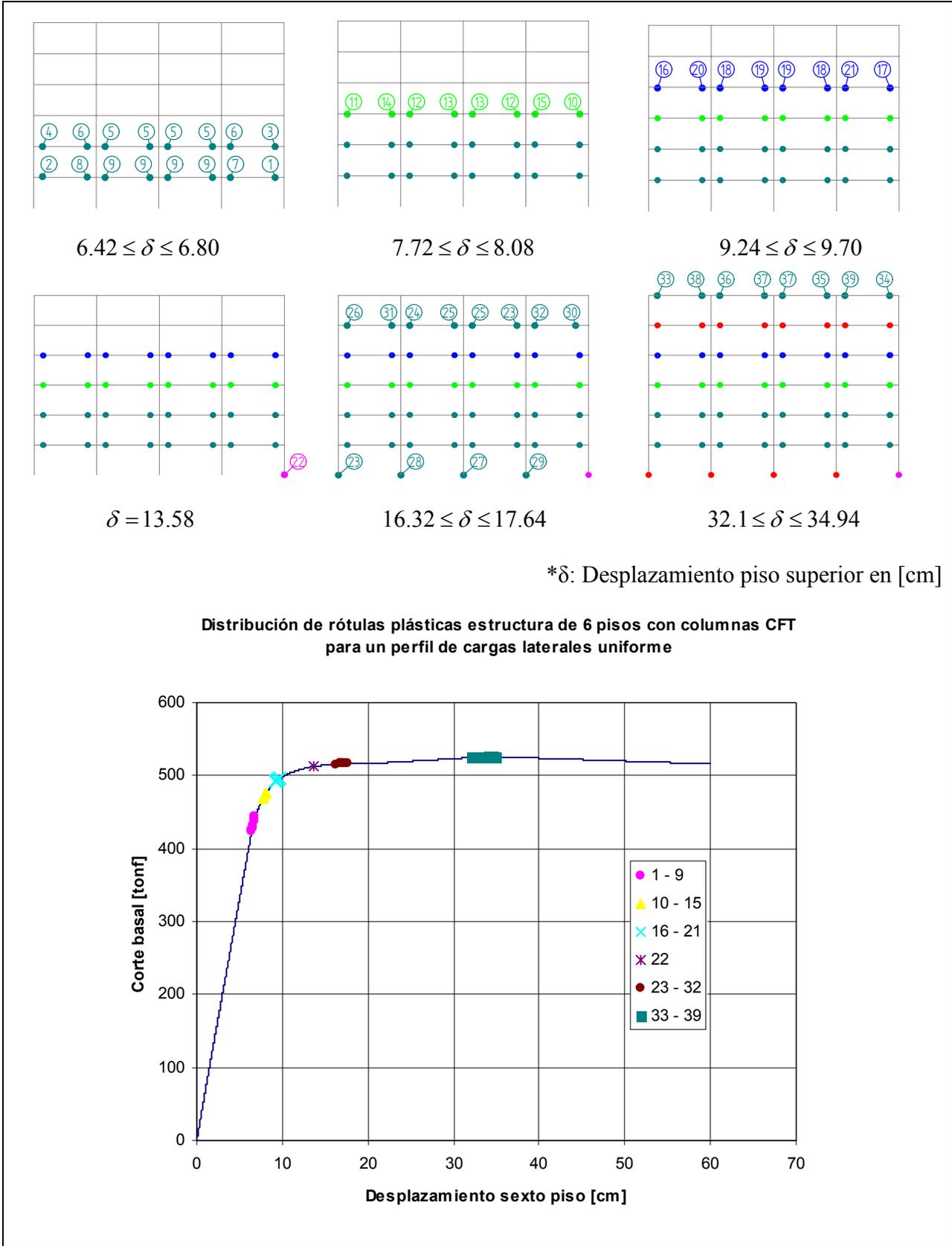


Figura 4.23: Distribución de rótulas plásticas pushover con patrón de cargas uniforme

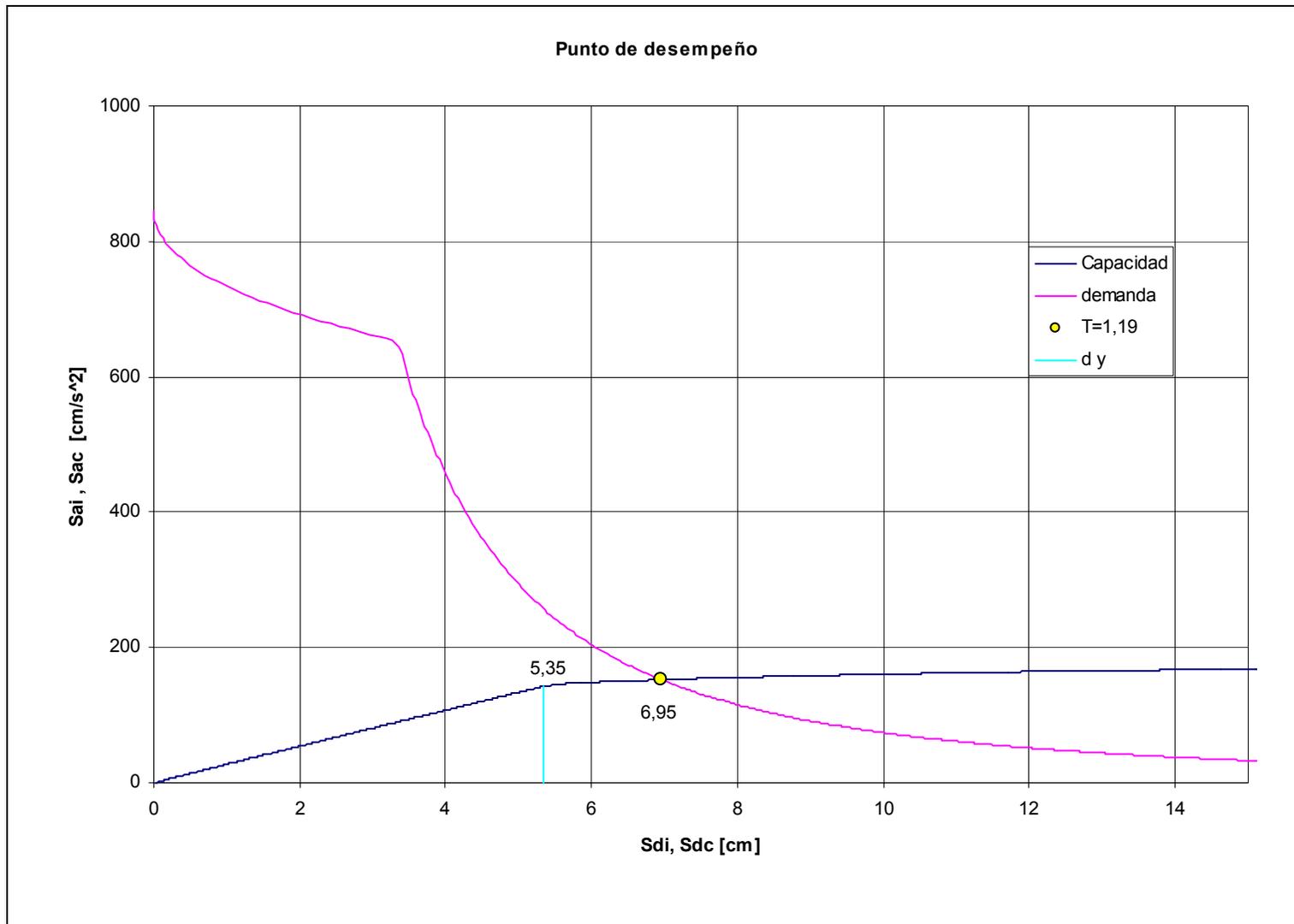


Figura 4.24: Punto de desempeño sísmico

5.- Conclusiones

A continuación se presentan las principales conclusiones obtenidas a partir del trabajo de título realizado.

5.1.- Conclusiones referidas al diseño

Tal como puede apreciarse en la Figura 3.28, el período fundamental de las estructuras diseñadas en base a columnas CFT resulta ser ligeramente superior al de las estructuras diseñadas en base a columnas de sección doble T.

En la Figura 3.29 se puede apreciar que el peso sísmico de las estructuras diseñadas en base a columnas CFT es mayor que el de los edificios de acero tradicional, esta diferencia se hace más pronunciada al aumentar el número de pisos y se debe al aumento de peso provocado por el relleno de hormigón de las columnas. Este efecto causa que el corte basal de diseño tenga el mismo comportamiento, tal como se muestra en la Figura 3.30.

Como puede apreciarse en la Tabla 3.27, la diferencia entre la cantidad de acero utilizado en las estructuras prototipo diseñadas en base a columnas de acero y las diseñadas con columnas CFT es irrelevante, lo cual marca una diferencia importante con los resultados obtenidos por Zhang (8) (ver punto 2.10). Esta diferencia se debe por un lado a que en dicho estudio los edificios analizados poseen una estructuración distinta a la utilizada para efectos de este trabajo de titulación, la otra razón que explica esta diferencia es que en el estudio citado la resistencia del hormigón es de 55MPa mientras que la tensión de fluencia del acero de las columnas CFT es de 317MPa, ambas superiores a los 25MPa y 250MPa respectivamente usados en este trabajo de titulación.

5.2.- Conclusiones referidas al comportamiento de la estructura modelada en Drain 2DX

La deformación de entrepiso máxima obtenida de los análisis Tiempo-Historia realizados equivale al 1,4% de la altura de piso. Por otro lado al amplificar la deformación admisible de la norma NCh 433.Of96 (6) (2% de la altura de piso) por el factor de reducción de respuesta estructural R_0 , que tal como se aprecia en el punto 3.3 del presente trabajo de título puede ser considerado igual a 11 para estructuras diseñadas en base a columnas CFT, resulta una deformación admisible frente a un sismo de diseño equivalente al 2,2% de la altura de entrepiso, la cual es un 57% mayor a la máxima deformación obtenida de los análisis Tiempo-Historia realizados.

El corte basal de la estructura para el caso del registro de Llolleo equivale a 4,9 veces el corte basal de diseño, mientras que para los registros de Viña y Ventanas el corte basal es, respectivamente, 3,5 y 3,7 veces el corte de diseño. El corte basal máximo, como era de esperarse, se obtiene para el registro de Llolleo, el cual presenta un valor de aceleración máximo mucho mayor al de los otros dos registros. Por otro lado el corte basal obtenido a partir del espectro de Viña es menor al obtenido a partir del espectro de Ventanas, lo anterior puede parecer contradictorio pues el registro de Viña posee un valor peak de aceleración mayor al del registro de Ventanas, pero por otro lado el período fundamental de la estructura se encuentra muy cercano al período correspondiente al mayor contenido de energía del registro de Ventanas, con lo que en este caso el traspaso de energía hacia la estructura es mayor que para el registro de Viña, lo que explica el mayor corte basal al que queda sometida la estructura con un registro menor en amplitud.

El corte basal obtenido para el registro de Llolleo corresponde al 170% de la capacidad obtenida a partir del pushover con un patrón de cargas triangular. Este porcentaje para los registros de Viña y Ventanas corresponde a 124% y 128% respectivamente. Por otro lado el corte basal obtenido a partir de los registros de Llolleo, Viña y Ventanas equivale, respectivamente, a un 139%, 101% y 105% de la capacidad obtenida a partir del pushover con un perfil de cargas uniforme.

Al observar los diagramas de plastificación de vigas (Figura 4.14, 4.15 y 4.16) es posible afirmar que, como era de esperarse la mayor plastificación se produce para el registro de Llolleo. Por otro lado, al observar las curvas de momento rotación para las columnas (Figura 4.17, 4.18 y 4.19) es posible apreciar cierto grado de plastificación sólo en la base de las columnas del primer piso para el registro de Llolleo, mientras que las demás columnas para el resto de los registros presentan un comportamiento prácticamente lineal elástico. Con lo anterior se verifica el correcto desempeño sísmico proporcionado por el criterio de columna fuerte-viga débil.

El corte basal máximo que puede resistir la estructura modelada de acuerdo al análisis de pushover con un patrón de cargas lineal es 2,9 veces el corte de diseño. Mientras que la capacidad obtenida a partir del análisis de pushover con un patrón de cargas uniforme es 3,5 veces el corte de diseño. Esta sobre resistencia se explica debido a que el diseño queda determinado por el criterio de deformaciones máximas estipulado por la norma NCh 433 Of96 (6) y no por un criterio de resistencia.

Los valores que representan el desempeño sísmico global de la estructura, obtenidos a partir del procedimiento de demanda capacidad aplicado, son los siguientes:

Ductilidad global: $\mu = 1.3$

Desplazamiento: $\delta^* = 9.5\text{cm} \Rightarrow \frac{\delta^*}{H} = 0.0045$

Donde H corresponde a la altura total del edificio.

Analizando los rangos propuestos por Guendelman (15) (Tabla 4.10) es posible observar que la estructura analizada se encuentra muy cercana al nivel de desempeño de servicio aún cuando la sollicitación sísmica está dada por el espectro elástico de pseudos aceleraciones de la norma NCh 2369.Of2003 (7), por lo que puede afirmarse que existe un sobre-dimensionamiento importante puesto que para dicha sollicitación el nivel de ductilidad esperado es de 3 y no 1,3 como se obtuvo.

5.3.- Ventajas evidenciadas de estructuras con columnas CFT

A partir de los resultados obtenidos no es posible afirmar que se logre un ahorro considerable del acero al utilizar columnas CFT en estructuras sismo-resistentes pues las diferencias encontradas son marginales. Por otro lado el beneficio económico asociado a una menor cantidad de acero debe ser comparado con otros factores como lo son el costo del hormigón de las columnas compuestas, las diferencias en los costos y plazos de construcción, el posible ahorro en protección contra el fuego entre otros.

El comportamiento frente al fuego de las columnas CFT es mucho mejor que el de un perfil de acero tradicional. Lo anterior se debe a que el hormigón al interior de las columnas CFT hace que el perfil de acero exterior se caliente más lentamente y por consiguiente su pérdida de resistencia sea más lenta.

No es difícil darse cuenta de que el proceso constructivo de las estructuras con columnas CFT tratadas en este trabajo de titulación es más rápido que la construcción en hormigón armado, pues en este caso no se necesita la instalación de moldaje ni tampoco de armaduras. Dicha ventaja no es tan evidente al comparar estructuras con columnas CFT y estructuras de acero tradicional, pues en este caso hay que considerar el proceso de hormigonado de las columnas CFT, el cual queda controlado principalmente por tres factores:

- Capacidad de bombeo del hormigón.
- Resistencia de la estructura durante el proceso constructivo.
- Resistencia del perfil exterior de acero frente a las cargas ocasionadas por el hormigón en su estado fresco.

Otra ventaja importante es la que tiene relación con el aspecto estético de las columnas CFT, las cuales pueden ser dejadas a la vista a diferencia de las columnas doble T que en edificios no industriales, ya sea por requisitos de resistencia al fuego o bien arquitectónicos, son revestidas con tabiques con el fin de lograr columnas con una apariencia cuadrada o rectangular.

5.4.- Recomendaciones de diseño

Para efectos del diseño de estructuras en base a columnas CFT se recomienda la utilización de las normativas emitidas por el AISC del año 2005, “Specification for Structural Steel Buildings” (2) o bien “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” (3), dependiendo de si se trata de elementos sometidos a cargas de origen estático o sísmico. La recomendación anterior se debe a que, a juicio del autor de este trabajo de titulación, dichos documentos son más completos en lo que respecta a columnas CFT sometidas a esfuerzos de flexo-compresión que el código de diseño del ACI (4). Además los documentos analizados provenientes del AISC son más conservadores en todas sus expresiones, a excepción de las relativas al pandeo de columnas CFT, pues como se puede apreciar en el punto 2.1.4 de este trabajo, el código de diseño del ACI (4) es más conservador que las especificaciones del AISC (2) en lo relativo al cálculo de la esbeltez global de columnas CFT, dado que éste considera una menor colaboración del hormigón que la indicada por las especificaciones del AISC. Por lo tanto, en el caso de columnas sometidas a cargas axiales importantes y que pudieran presentar problemas de inestabilidad lateral, se recomienda la utilización de la expresión propuesta por el código de diseño del ACI para el cálculo del radio de giro efectivo de un perfil compuesto (ecuación 2.19), pues con eso se logra un diseño más seguro.

Las especificaciones del AISC (2) plantean dos métodos para determinar la resistencia de perfiles compuestos: el método de distribución de tensiones plásticas y el método de compatibilidad de deformaciones, adhiriendo a lo expresado por diversos autores (Zhang y Ricles (8) y Varma (9)) se recomienda el uso del método de compatibilidad de deformaciones, que por otro lado es equivalente al método de diseño del código de diseño ACI318 del año 2005 (4).

Como se aprecia en el capítulo 2 del presente trabajo de titulación, tanto las especificaciones del AISC (2) como las provisiones sísmicas del mismo instituto (3) indican que para el cálculo de la resistencia al corte de columnas CFT se debe considerar por separado la resistencia proporcionada por el hormigón o bien por el acero. Al observar los resultados obtenidos en la Tabla 2.3 se recomienda el uso de la resistencia al corte del perfil de acero exterior pues, para los ejemplos analizados en dicha tabla, la resistencia al corte al ser calculada a partir de este material es, en el peor de los casos, más de 6 veces la resistencia calculada a partir del hormigón.

Para sacar un mayor provecho de las columnas CFT se propone el uso de estructuraciones en las que estos elementos trabajen sísmicamente en ambas direcciones, un ejemplo de este tipo de estructuración es el entregado la Figura 5.1. Como se puede apreciar en dicha figura, las columnas que se encuentran en la intersección entre dos marcos sísmicos deben trabajar en dos direcciones, con lo que al compararlo con la misma estructuración pero en base a columnas de sección doble T existe una importante ventaja pues es sabido que estas últimas tienen una rigidez y resistencia mucho menores en el eje débil que en el eje fuerte, a diferencia de las columnas CFT de sección cuadrada que, debido a su simetría, poseen la misma resistencia y rigidez en ambas direcciones.

Los estudios internacionales muestran un comportamiento sumamente ventajoso al considerar materiales de alta resistencia en la conformación de columnas tipo CFT, lo cual es una gran diferencia con respecto a lo realizado en este trabajo de titulación, en el que se analizan columnas CFT diseñadas en base a materiales comúnmente utilizados en las construcciones chilenas, los cuales poseen una resistencia baja en comparación con aceros u hormigones de alta resistencia. Por lo que se recomienda analizar el uso de materiales de alta resistencia en el diseño de columnas CFT.

Tal como se aprecia en el punto 2.6 del presente trabajo de titulación, tanto la resistencia del hormigón como la deformación para la cual se obtiene dicha resistencia aumentan notablemente al considerar el confinamiento de éste. Si bien es cierto en este trabajo de título tal efecto no es considerado en los modelos ni tampoco en la determinación de la resistencia de una columna CFT, se recomienda su uso en aquellos elementos que pudieran estar controlados por un criterio de resistencia, mientras que en estructuras controladas por un criterio de deformaciones la aplicación de este concepto se hace innecesaria pues la rigidez de estos elementos no cambia al considerar su confinamiento.

Luego de analizar los resultados obtenidos del modelo realizado para la estructura de 6 pisos en base a columnas CFT, es posible afirmar que el criterio de deformaciones de la norma NCh433.Of96 (6) hace que resulte una estructura sobredimensionada.

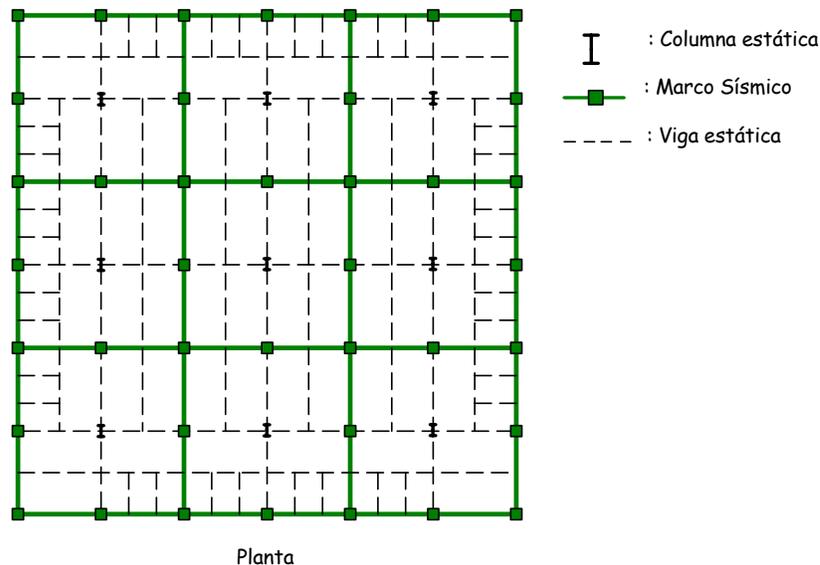


Figura 5.1: Ejemplo de estructuración recomendada

5.5.- Conclusiones Generales

Analizando los resultados obtenidos para la resistencia de los perfiles utilizados, se puede observar que, tanto en el caso de elementos materializados en base a secciones doble T como en elementos conformados a partir de secciones compuestas CFT, la sollicitación del perfil es mucho menor que la resistencia de éstos. Por otro lado las deformaciones sísmicas de entrepiso medidas en el centro de gravedad son levemente menores a las deformaciones admisibles especificadas en la norma NCh 433 Of.96 (6). Juntando ambas observaciones es posible afirmar que el diseño de estos edificios queda controlado casi completamente por el límite de deformaciones impuesto por la normativa sísmica aplicada. Con respecto a este punto es importante mencionar que tal como se ha evidenciado en trabajos anteriores (19) esta limitación de deformaciones se encuentra pensada en edificios de hormigón y resulta ser muy restrictiva para edificios de acero. Si se siguiera el criterio expresado en la norma NCh 2369 Of.2003 (7) se podría llegar a que la deformación admisible en el caso de estructuras controladas por el corte mínimo debería ser amplificada aproximadamente 3.5 veces, lo cual sería sumamente ventajoso para estas estructuras.

Los resultados obtenidos en este trabajo de titulación indican que al diseñar estructuras con columnas CFT de acuerdo a la norma NCh 433.Of96 (6), éstas resultan con una sobre resistencia muy alta, lo cual si bien es cierto asegura un buen comportamiento sísmico trae consigo el poco aprovechamiento de este tipo de elementos.

A partir del trabajo desarrollado no es posible evaluar si el amortiguamiento y el factor de reducción de la respuesta estructural utilizados en este trabajo de titulación son los indicados pues estos parámetros de diseño pasan a segundo plano debido a la limitación de desplazamientos impuesta por la norma NCh 433.Of96 (6).

5.6- Estudios Futuros

Para comenzar es importante hacer notar que éste es el primer estudio sobre la aplicabilidad de columnas compuestas CFT a la realidad sísmica nacional, por lo tanto no se pretenden abarcar todas las posibles aristas relacionadas con el tema. Una vez hecha la aclaración anterior se procede a mencionar una serie de aspectos que no fueron considerados en la realización de este trabajo de titulación y que pueden ser considerados en estudios posteriores.

Al revisar los antecedentes se nota una falta de información sobre la rigidez efectiva de las columnas CFT frente a cargas laterales, por lo que sería interesante realizar ensayos que permitieran evaluar de manera realista los desplazamientos experimentados por una columna CFT que forma parte de un marco sísmico. Lo dicho anteriormente cobra una gran importancia al considerar que, debido a la normativa aplicable a edificios no industriales, el diseño de las estructuras con períodos altos queda controlado principalmente por las deformaciones de entrepiso que éstas sufren.

En este trabajo de titulación el efecto de las conexiones en el comportamiento sísmico de las estructuras es considerado sólo en lo referido a la ubicación de las posibles rótulas plásticas, por lo que sería importante analizar distintos tipos de conexiones ya sean parcial o totalmente restringidas comparando el efecto que éstas traerían en el comportamiento sísmico de las estructuras y las ventajas de cada tipo de conexión.

Tal como se aprecia en la revisión de los antecedentes, el comportamiento de las columnas tipo CFT frente al fuego es mucho mejor que el de una sección de acero, por tal razón sería importante analizar el impacto económico que podría ocasionar el uso de secciones compuestas CFT en vez de secciones de acero tradicionales.

Como se puede apreciar en el punto 5.1.1, en el caso de estructuras controladas por el corte basal mínimo, los desplazamientos de entrepiso admisibles impuestos por la norma NCh 433 Of96 resultan ser mucho menores a las que se obtendrían al considerar la norma NCh 2369 Of2003. Con lo que un estudio importante podría ser analizar el efecto de utilizar las limitaciones de desplazamientos impuestas por la normativa asociada a estructuras industriales y no las de estructuras habitacionales.

Tal como se aprecia en las especificaciones extranjeras, por falta de antecedentes el cálculo de la resistencia al corte de las columnas CFT no considera la acción conjunta del acero y del hormigón. El punto anterior da pie a la realización de ensayos que permitan analizar dicho efecto.

En este trabajo de titulación se deja de lado el análisis económico de utilizar columnas compuestas CFT, por lo que un interesante estudio futuro sería conocer los costos asociados a estas estructuras, de más está decir que estos costos no sólo deben considerar los materiales de construcción sino también el costo asociado a la construcción y a la mantención posterior.

Bibliografía y referencias

- 1.-Prakash V., Powell G., and Campbell S, (1993), “DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide-Version 1.10”, Report No. UCB/Semm-93/17 and 18, Structural Engineering Mechanics and Materials, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA, December.
- 2.-AISC (2005b) “Specification for Structural Steel Buildings” American Institute of Steel Construction.
- 3.-AISC (2005a), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” American Institute of Steel Construction.
- 4.- ACI Committee 318 (2005), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05)”, American Concrete Institute.
- 5.-INN-Chile (1986), “NCh 1537.Of 86 Diseño Estructural de Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”, Instituto Nacional de Normalización, Chile.
- 6.-INN-Chile (1996), “NCh 433.Of 96: Diseño Sísmico de Edificios”, Instituto Nacional de Normalización, Chile.
- 7.-INN-Chile (2003), “NCh 2369.Of 2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, Instituto Nacional de Normalización, Chile.
- 8.-Zhang H. y Ricles J.M. (1996) “An analytical Study of Seismic Resistant CFT Moment Resisting Frame Systems”, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University.
- 9.-Varma A. (2000), “Seismic Behavior, analysis, and design of high strength square concrete filled tube (CFT) columns”, Tesis de Doctorado para la obtención del título de Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Lehigh University.
- 10.- FEMA (2000), “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings” Federal Emergency Management Agency, USA.
- 11.- Morino S. y Tsuda K. (2003), “Design and Construction of Concrete-Filled Tube Column System in Japan”, International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 4., No. 1, 51-73.
- 12.- Herrera R., Ricles J., Sause R.y Lewis B.(2003), “Seismic Performance Evaluation Of Steel Moment Resisting Frames With Concrete Filled Tube Columns”, International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction (IWSCCC-2003), Taipei, Taiwan, 143-152.
- 13.- AISC (1993), “Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design”, American Institute of Steel Construction, USA.

- 14.- Collins M. (1992) "Stress-Strain Relationships of High-Strength Concrete for Use in Structural Design", Network of Centres of Excellence on High-Performance Concrete April 26-28, Canadá.
- 15.- Guendelman T. (2004), Apuntes de clase del curso Análisis Estructural Avanzado, Escuela de Ingeniería, Universidad de Chile, Capítulo 13: Procedimiento Capacidad-Demanda.
- 16 .- Chopra A. y Goel R. (1999), "Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems", PEER Report 1999/02.
- 17.- Yin J., Zha X. y Li L. (2006), "Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns", Journal of constructional steel research, Vol.Nº62, pp 723-729.
- 18.-Hahn J. (1966), "Vigas Continuas, Pórticos y Placas", Gustavo Gili, Barcelona.
- 19.- Carrasco P. (2006), "Diseño sísmico de marcos con arriostramientos de pandeo restringido" Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Chile.
- 20.- Cosmos Virtual Data Center, <http://db.cosmos-eq.org/>, Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems, actualización 19-10-2006, consulta: 19-10-2006.