

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**“Diseño y Comparación de Desempeño de Marcos  
Arriostrados con y sin Restricción al Pandeo”**

Por

**Oscar Leal Vargas**

Trabajo de Título para optar al grado de Licenciado en  
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Joaquín Valenzuela B.

Mayo, 2015

## *Agradecimientos*

*Agradezco a Dios, a mi familia y a mis amigos por acompañarme durante este proceso y por brindarme su apoyo en todo momento.*

*Agradezco a mi profesor guía por depositar su confianza en mí.*

*Agradezco a una persona muy importante que no está presente, pero sé que su espíritu ha estado siempre conmigo y me ha guiado y tengo la certeza que estaría orgullosa de este gran paso, gracias María José Leal V.*

# Índice

Lista de abreviaturas y símbolos .....	6
Lista de Figuras.....	9
Lista de Tablas.....	12
Lista de Gráficos .....	14
Capítulo I .....	16
1.    Introducción.....	16
1.1    Planteamiento del problema.....	16
1.2    Objetivos .....	17
1.3    Alcances.....	18
1.4    Metodología de trabajo .....	19
Capítulo II .....	20
2.    Antecedentes .....	20
2.1    Marcos arriostrados con diagonales tradicionales.....	20
2.2    Marcos arriostrados con diagonales restringidas al pandeo.....	23
2.3    Modelo analítico para el diseño .....	27
Capítulo III .....	30
3.    Análisis de acuerdo la norma NCh 2369.Of2003.....	30
3.1    Descripción de la estructura.....	30
3.2    Solicitaciones.....	34
3.2.1    Peso propio (D) .....	34
3.2.2    Sobrecarga (L) .....	34
3.2.3    Sísmica (E) según la norma NCh 2369.Of2003.....	34
3.3    Modelo de análisis lineal elástico .....	36
3.3.1    Análisis de marcos arriostrados con diagonales tradicionales .....	36
3.3.2    Análisis de marcos arriostrados con diagonales restringidas al pandeo .....	39
3.4    Esfuerzos en los elementos mas solicitados debido a los estados de carga .....	43
3.4.1    Marcos arriostrados con diagonales tradicionales.....	43
3.4.2    Marcos con diagonales restringidas al pandeo .....	47
Capítulo IV .....	51
4.    Verificación del diseño de marcos con diagonales tradicionales de acuerdo al código AISC 341-10 .....	51
4.1    Combinaciones de carga.....	51
4.2    Generalidades del diseño.....	52
4.2.1    Diseño de diagonales.....	53
4.2.2    Diseño de columnas.....	57

4.2.3	Diseño de vigas.....	62
4.2.4	Conexiones.....	69
4.2.5	Cubicación.....	70
Capítulo V.....		72
5.	Verificación del diseño de marcos con diagonales restringidas al pandeo de acuerdo al código AISC341-10.....	72
5.1	Diseño de diagonales restringidas al pandeo.....	72
5.1.1	Diseño de columnas.....	75
5.1.2	Diseño de vigas.....	79
5.1.3	Conexiones.....	85
5.1.4	Cubicación.....	86
Capítulo VI.....		88
6.	Análisis tiempo historia.....	88
6.1	Modelo de análisis.....	88
6.2	Leyes Constitutivas.....	90
6.2.1	Diagonal tradicional.....	90
6.2.2	Diagonal restringida al pandeo.....	95
6.3	Metodología de análisis.....	97
6.4	Solicitaciones sísmicas.....	97
Capítulo VII.....		101
7.	Análisis de resultados.....	101
7.1	Desplazamientos relativos de entrepisos y aceleraciones absolutas máximas de pisos 101	
7.1.1	Registro sísmico de Constitución.....	102
7.1.2	Registro sísmico de Concepción.....	102
7.1.3	Registro sísmico Viña del Mar.....	102
7.2	Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes.....	105
7.2.1	Registro sísmico de Constitución.....	106
7.2.2	Registro sísmico de Concepción.....	106
7.2.3	Registro sísmico de Viña del Mar.....	106
7.3	Ciclos de histéresis y demandas de ductilidad.....	111
7.4	Disipación de energía SCBF y BRBF.....	116
7.5	Esfuerzos máximos en los elementos.....	119
7.5.1	Esfuerzos para el registro sísmico de Constitución.....	120
7.5.2	Esfuerzos para el registro sísmico de Concepción.....	122
7.5.3	Esfuerzos para el registro sísmico de Viña del Mar.....	123
Capítulo VIII.....		125

8. Conclusiones.....	125
Referencias.....	127

## Lista de abreviaturas y símbolos

$A_g$	Área bruta de la sección
$A_0$	Aceleración del suelo
$A_w$	Área del alma
$c$	Constante torsional de una determinada sección
$C_b$	Factor de modificación del pandeo lateral torsional
$C_{exp}$	Resistencia esperada a compresión para marcos tradicionales
$C'_{exp}$	Resistencia esperada post-pandeo a compresión para marcos tradicionales
$C_{máx}$	Coeficiente sísmico máximo
$C_{mín}$	Coeficiente sísmico mínimo
$C_v$	Coeficiente de corte del alma
$C_w$	Constante de deformación
$E$	Módulo de elasticidad
$E_h$	Energía disipada por histéresis
$E_i$	Energía de entrada del sistema
$E_k$	Energía cinética
$E_s$	Energía disipada por deformación elástica
$E_\xi$	Energía disipada por amortiguamiento inherente
$F_{cr}$	Tensión crítica
$F_{cre}$	Tensión crítica considerando $F_y \cdot R_y$
$F_e$	Tensión crítica de pandeo de Euler
$F_y$	Tensión de fluencia
$g$	Aceleración de gravedad
$G$	Módulo de corte
$h_o$	Distancia entre centroides de alas
$I$	Factor de importancia
$I_{sc}$	Inercia de la carcasa para diagonales restringidas al pandeo
$I_y$	Inercia en la dirección Y
$J$	Constante torsional

K	Factor de longitud efectiva
$K_v$	Coeficiente de pandeo por corte del alma
$L_b$	Distancia entre arriostramientos
$L_p$	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite plástico
$L_r$	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional
$L_{sc}$	Largo de trabajo de la carcasa para diagonales restringidas al pandeo
$M_n$	Resistencia nominal a flexión
$M_p$	Momento de flexión plástico
$P_e$	Carga crítica de pandeo de Euler
$P_n$	Resistencia axial requerida a compresión
$P_{m\acute{a}x}$	Resistencia a compresión ajustada para diagonales restringidas al pandeo
$P_y$	Carga de fluencia en compresión del núcleo para diagonales restringidas al pandeo
PGA	Peak de aceleración de suelo
PSA	Pseudo-aceleración
r	Radio de giro
R	Factor de modificación de respuesta
$r_{ts}$	Radio de giro efectivo
$R_y$	Relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia $F_y$
$T_{exp}$	Resistencia esperada a tracción para diagonales tradicionales
$T_{m\acute{a}x}$	Resistencia ajustada a tracción para diagonales restringidas al pandeo
$T_y$	Carga de fluencia en tracción del núcleo para diagonales restringidas al pandeo
$V_{basal}$	Corte basal
$V_n$	Resistencia nominal a corte
$W_x$	Módulo elástico dirección x
$Z_x$	Módulo plástico dirección x
$\beta$	Factor de ajuste por resistencia a compresión
$\delta_{m\acute{a}x}$	Deformación máxima
$\delta_y$	Deformación de fluencia
$\epsilon$	Deformación unitaria
$\lambda$	Esbeltez

$\lambda_{hd}$	Elemento altamente dúctil
$\lambda_{md}$	Elemento moderadamente dúctil
$\mu$	Ductilidad
$\nu$	Módulo de Poisson
$\xi$	Razón de amortiguamiento
$\phi$	Factor de resistencia para el sistema LRFD

## Lista de Figuras

Figura 1.1 a) Diagonales tradicionales b) Diagonales restringidas al pandeo [Adaptado Tremblay, 2014] .....	16
Figura 1.2 Ley constitutiva diagonal tradicional y diagonal restringida al pandeo [Adaptado Crisafulli, 2013] .....	17
Figura 2.1 Mecanismo plástico de los marcos arriostrados concéntricos [Adaptado Crisafulli 2013] .....	20
Figura 2.2 Diagonal con esbeltez igual a 40 .....	21
Figura 2.3 Diagonal con esbeltez igual a 80 .....	22
Figura 2.4 Diagonal con esbeltez igual a 120 .....	22
Figura 2.5 Comportamiento histerético de una diagonal tradicional [Adaptado Brunneau1998] .....	23
Figura 2.6 Elementos que componen la diagonal restringida al pandeo [Adaptado Watanabe 1988] .....	23
Figura 2.7 Ensayos realizados por Wakabayashi [Adaptado Wakabayashi 1973] .....	24
Figura 2.8 Curvas de histéresis de las diagonales ensayadas [Adaptado Watanabe 1988] .....	26
Figura 2.9 Diagonales ensayadas por Watanabe y sus fallas [Adaptado Watanabe 1988] .....	26
Figura 2.10 Esquema del desacople de esfuerzos.....	27
Figura 2.11 Modelo de análisis para el desacople de esfuerzos.....	27
Figura 2.12 Niveles de tensión en la carcasa.....	28
Figura 2.13 Modelo ETABS de pandeo con carga “Elastic-Buckling” aplicada en su eje .....	28
Figura 2.14 Pandeo en altos modos del núcleo [Core Brace].....	29
Figura 2.15 Diagrama de esfuerzo axial en el núcleo y de flexión para el estado de pandeo.....	29
Figura 3.1 Planta estructural del edificio .....	31
Figura 3.2 Elevación eje 1 y 4 .....	32
Figura 3.3 Elevación eje 2 y 3 .....	32
Figura 3.4 Elevación eje A y D .....	33
Figura 3.5 Elevación eje B y C .....	33
Figura 3.6 Modelo de análisis tridimensional y vista en planta .....	36
Figura 3.7 Elevación del marco arriostrado con diagonales tradicionales.....	37
Figura 3.8 Modos de vibrar en planta del modelo con diagonales tradicionales.....	37
Figura 3.9 Elevación del marco arriostrado con diagonales restringidas al pandeo .....	40
Figura 3.10 Modos de vibrar en planta del modelo con diagonales restringidas al pandeo .....	40
Figura 3.11 Esfuerzos en los ejes 1 y 4: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema tradicional .....	43

Figura 3.12 Esfuerzos en los ejes 2 y 3: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema tradicional .....	44
Figura 3.13 Esfuerzos en los ejes A y D: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema tradicional .....	45
Figura 3.14 Esfuerzos en los ejes B y C: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema tradicional .....	46
Figura 3.15 Esfuerzos en los ejes 1 y 4: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema restringido al pandeo.....	47
Figura 3.16 Esfuerzos en los ejes 2 y 3: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema restringido al pandeo.....	48
Figura 3.17 Esfuerzos en los ejes A y D: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema restringido al pandeo.....	49
Figura 3.18 Esfuerzos en los ejes B y C: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema restringido al pandeo.....	50
Figura 4.1 Orden e importancia en el diseño de los marcos arriostrados [Adaptado Brunneau 1998] .....	51
Figura 4.2 Esquema de dimensiones del marco arriostrado en el primer nivel .....	55
Figura 4.3 Esquema de los esfuerzos esperados para diseñar el marco arriostrado .....	57
Figura 4.4 Fuerzas aplicadas en el marco resistente del sistema tradicional.....	58
Figura 4.5 Evaluación de las fuerzas aplicadas en el marco resistente del sistema tradicional.....	58
Figura 4.6 Diagrama de cuerpo libre de la viga.....	62
Figura 4.7 Esfuerzo de flexión en los cuartos de la viga.....	65
Figura 4.8 Detalle para la conexión de la diagonal tradicional con el gusset [Adaptado AISC341-10] .....	69
Figura 4.9 Detalle de la conexión viga-columna recomendada [Thornton & Muir 2008].....	70
Figura 4.10 Eje resistente del sistema tradicional para realizar la cubicación.....	70
Figura 5.1 Curvas histéresis del ensayo N° 1 realizado por Watanabe [Adaptado Watanabe 1988] .....	74
Figura 5.2 Configuración de la diagonal restringida al pandeo. ....	75
Figura 5.3 Esfuerzos para diseñar el marco con diagonales restringidas al pandeo [Adaptado AISC341-10] .....	75
Figura 5.4 Fuerzas aplicadas en el marco resistente del sistema restringido al pandeo .....	76
Figura 5.5 Evaluación de las fuerzas aplicadas en el marco resistente del sistema restringido al pandeo .....	76
Figura 5.6 Eje resistente del sistema restringido al pandeo para realizar la cubicación. ....	86
Figura 6.1 Masa tributaria del eje 1-1 y de la columna de arrastre. ....	88
Figura 6.2 Modelo de análisis plano con la columna de arrastre para la masa tributaria.....	89

Figura 6.3 Esquema para definir la ley constitutiva de la diagonal tradicional.....	90
Figura 6.4 Esquema del resorte no lineal.....	92
Figura 6.5 Relación de los parámetros del modelo pivot para obtener los ciclos de histéresis. ....	93
Figura 6.6 Ciclos de histéresis de los ensayos realizados por Black et al (1980).....	94
Figura 6.7 Esquema para definir la ley constitutiva de la diagonal restringida al pandeo .....	95
Figura 6.8 Ciclos de histéresis de ensayos realizados por Watanabe .....	97
Figura 7.1 Instante de mayor drift del registro de Constitución.....	103
Figura 7.2 Desplazamientos relativos de entrepiso del primer nivel .....	104
Figura 7.3 Resistencia por nivel .....	115
Figura 7.4 Esquema para explicar la disipación de energía .....	118
Figura 7.5 Deformación de la estructura (curvatura) debido a la acción sísmica. ....	119
Figura 7.6 Esfuerzos máximos en los marcos arriostrados para el registro de Constitución .....	120
Figura 7.7 Esfuerzos máximos en los marcos arriostrados para el registro de Concepción .....	122
Figura 7.8 Esfuerzos máximos en los marcos arriostrados para el registro de Viña del Mar.....	123

## Lista de Tablas

Tabla 2.1 Especímenes ensayados por Watanabe [Adaptado Watanabe 1988].....	25
Tabla 3.1 Resumen de parámetros para el espectro de diseño.....	34
Tabla 3.2 Períodos y masa equivalente del edificio en base a marcos con diagonales tradicionales .....	38
Tabla 3.3 Reacciones totales del edificio en base a marcos con diagonales tradicionales.....	38
Tabla 3.4 Cortes basales del edificio en base a marcos con diagonales tradicionales.....	39
Tabla 3.5 Drift por Nivel del edificio en base a marcos con diagonales tradicionales .....	39
Tabla 3.6 Período y masa equivalente del edificio en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo .....	41
Tabla 3.7 Reacciones totales del edificio en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo .....	41
Tabla 3.8 Cortes basales del edificio en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo ....	42
Tabla 3.9 Drift por nivel del edificio en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo.....	42
Tabla 4.1 Propiedades del acero.....	53
Tabla 4.2 Propiedades del perfil propuesto para la diagonal del sistema tradicional.....	53
Tabla 4.3 Propiedades del perfil propuesto para la columna del sistema tradicional.....	59
Tabla 4.4 Propiedades del perfil propuesto para la viga del sistema tradicional .....	63
Tabla 4.5 Fuerzas de la diagonal tradicional para las conexiones .....	69
Tabla 4.6 Cubicación de perfiles utilizados en el eje resistente 1 en el sistema tradicional.....	71
Tabla 5.1 Propiedades del acero.....	72
Tabla 5.2 Perfil utilizado para la carcasa .....	74
Tabla 5.3 Propiedades del perfil propuesto para la columna del sistema con restricción al pandeo	77
Tabla 5.4 Propiedades del perfil propuesto para la viga del sistema con restricción al pandeo.....	80
Tabla 5.5 Fuerzas de la diagonal restringida al pandeo para las conexiones .....	85
Tabla 5.6 Cubicación de los perfiles utilizados en el eje resistente 1 en el sistema con restricción al pandeo .....	86
Tabla 5.7 Cantidad de acero para cada sistema estructural.....	87
Tabla 5.8 Comparación de costos entre los sistemas arriostrados .....	87
Tabla 6.1 Parámetros para definir la función creciente .....	92
Tabla 6.2 Parámetros del modelo pivot .....	92
Tabla 6.3 Parámetros del modelo plastic-wen .....	96
Tabla 6.4 Datos de los registros sísmicos utilizados .....	99
Tabla 7.1 Aceleraciones por nivel para el diseño .....	101
Tabla 7.2 Deformaciones por nivel para el diseño .....	105

Tabla 7.3 Disipación de energía de los sistemas estructurales .....	118
Tabla 7.4 Resistencia en los marcos tradicionales para el registro de Constitución.....	121
Tabla 7.5 Resistencia en los marcos con restricción al pandeo para el registro de Constitución..	121
Tabla 7.6 Resistencia en los marcos tradicionales para el registro de Concepción .....	122
Tabla 7.7 Resistencia en los marcos con restricción al pandeo para el registro de Concepción ..	122
Tabla 7.8 Resistencia en los marcos tradicionales para el registro de Viña del Mar .....	123
Tabla 7.9 Resistencia en los marcos con restricción al pandeo para el registro de Viña del Mar	123

## Lista de Gráficos

Grafico 3.1 Espectro elástico y de diseño Z3S3 según la norma NCh 2369.Of2003.....	35
Grafico 4.1 Tensión crítica en función de esbeltez de la diagonal en el sistema tradicional.....	56
Grafico 4.2 Tensión crítica en función de esbeltez de la columna en el sistema tradicional.....	60
Grafico 4.3 Resistencia a flexión en función de la longitud no arriostrada de la viga en el sistema tradicional.....	65
Grafico 4.4 Tensión crítica en función de la esbeltez de la viga en el sistema tradicional.....	67
Grafico 5.1 Tensión crítica en función de esbeltez de la columna en el sistema con restricción al pandeo.....	78
Grafico 5.2 Resistencia a flexión en función de la longitud no arriostrada de la viga en el sistema con restricción al pandeo.....	82
Grafico 5.3 Tensión crítica en función de la esbeltez de la viga en el sistema con restricción al pandeo.....	83
Grafico 6.1 Ley constitutiva de la diagonal tradicional.....	91
Grafico 6.2 Desplazamiento senoidal creciente para los ciclos de histéresis.....	92
Grafico 6.3 Ciclos de histéresis del modelo pivot para la diagonal tradicional.....	94
Grafico 6.4 Ley constitutiva de la diagonal restringida al pandeo.....	96
Grafico 6.5 Ciclos de histéresis del modelo Plastic Wen para la diagonal restringida al pandeo....	96
Grafico 6.6 Registro sísmico de Constitución 27 de Febrero de 2010.....	98
Grafico 6.7 Registro sísmico de Concepción 27 de Febrero de 2010.....	98
Grafico 6.8 Registro sísmico de Viña del Mar 27 de Febrero de 2010.....	99
Grafico 6.9 Espectros de respuestas de los registros sísmicos y de la NCh 2369.Of2003.....	99
Grafico 6.10 Espectro Elástico NCh 2369.Of2003 y espectro resultante.....	100
Grafico 7.1 Drift por nivel Constitución.....	102
Grafico 7.2 Aceleraciones por nivel Constitución.....	102
Grafico 7.3 Drift por nivel Concepción.....	102
Grafico 7.4 Aceleraciones por nivel Concepción.....	102
Grafico 7.5 Drift por nivel Viña del Mar.....	102
Grafico 7.6 Aceleraciones por nivel Viña del Mar.....	102
Grafico 7.7 Espectro de respuesta del registro sísmico de Constitución.....	103
Grafico 7.8 Desplazamientos por nivel Constitución.....	106
Grafico 7.9 Deformaciones por nivel Constitución.....	106
Grafico 7.10 Desplazamientos por nivel Concepción.....	106
Grafico 7.11 Deformaciones por nivel Concepción.....	106
Grafico 7.12 Desplazamientos por nivel Viña del Mar.....	106

Grafico 7.13 Deformaciones por nivel Viña del Mar .....	106
Grafico 7.14 Incursiones inelástica de las diagonales del primer nivel en el registro de Constitución .....	108
Grafico 7.15 Incursiones inelásticas de las diagonales del primer nivel en el registro de Concepción .....	109
Grafico 7.16 Incursiones inelásticas de las diagonales del primer nivel en el registro de Viña del Mar .....	110
Grafico 7.17 Ciclos de histéresis y demandas de ductilidad de las diagonales en el registro de Constitución.....	112
Grafico 7.18 Ciclos de histéresis y demandas de ductilidad de las diagonales en el registro de Concepción.....	113
Grafico 7.19 Ciclos de histéresis y demandas de ductilidad de las diagonales en el registro de Viña del Mar .....	114
Grafico 7.20 Energía disipada registro sísmico de Constitución.....	116
Grafico 7.21 Energía disipada registro sísmico de Concepción.....	117
Grafico 7.22 Energía disipada registro sísmico de Viña del Mar.....	117

# Capítulo I

## 1. Introducción

### 1.1 Planteamiento del problema

Las estructuras sismorresistentes de acero destinadas a instalaciones industriales se diseñan según las disposiciones de la norma *NCh 2369.Of2003 "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales"*<sup>[1]</sup>; Cuyo contenido está basado en los códigos internacionales de diseño e investigaciones de ingenieros Chilenos que recogen de la experiencia de sismos pasados.

El capítulo 8 de la norma respecto al diseño sísmico, es una adaptación de la metodología de diseño del *AISC "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings – Part 1: Structural Steel Buildings"* del año 1999. En este código la metodología de diseño de algunos sistemas sismorresistentes nuevos no se encuentra, como por ejemplo los marcos con diagonales restringidas al pandeo. Actualmente estos sistemas son muy utilizados en países como Estados Unidos, Japón y Canadá.

Los sistemas con diagonales restringidas al pandeo empezaron a considerarse recién en el código del año 2005 *AISC341-05 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"*. Pero en este código ni en la actualización del año 2010 *AISC341-10*, se dice explícitamente como diseñar la diagonal restringida al pandeo para que no pandee. Más bien hace referencia a los requisitos que deben cumplir los ensayos y como realizar el análisis del resto de los elementos del marco.

Los marcos con diagonales restringidas al pandeo (*Buckling Restrained-Brace Frames*) pueden considerarse como un caso particular de marcos con arriostramientos tradicionales (*Special Concentrically Brace Frames*), en las que las diagonales son capaces de alcanzar la resistencia a fluencia tanto en tracción como en compresión, a diferencia del caso con diagonales de acero tradicionales las que pueden fluir en tracción pero son susceptibles al pandeo en compresión, como se muestra en el esquema de la figura 1.1.

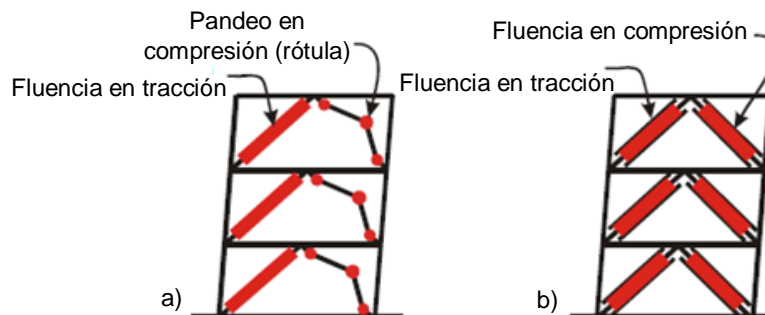


Figura 1.1 a) Diagonales tradicionales b) Diagonales restringidas al pandeo [Adaptado Tremblay, 2014]<sup>[2]</sup>

En ambos sistemas de marcos arriostrados las diagonales son los elementos que se diseñan para disipar energía durante un evento sísmico.

En la actualidad la mayoría de los sistemas con diagonales restringidas al pandeo están patentados, por lo que no hay una norma o código que indique la manera de cómo lograr que la diagonal no sufra pandeo, logrando de esta forma un comportamiento simétrico. En este sentido

existe la incertidumbre de los eventuales beneficios en el desempeño del marco, que se pudiera lograr al utilizar diagonales restringidas al pandeo en lugar de las diagonales tradicionales.

## 1.2 Objetivos

### Objetivo General

Diseñar un edificio con estructuración industrial utilizando como sistema sismorresistente en primer lugar marcos arriostrados tradicionales y en segundo lugar marcos arriostrados con diagonales restringidas al pandeo de acuerdo al código *AISC341-10 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"*<sup>[3]</sup> y finalmente comparar el desempeño sísmico entre ambos sistemas.

### Objetivos Específicos

1. Recopilar antecedentes de ensayos y publicaciones que permitan establecer las bases para el diseño de una diagonal con restricción al pandeo.

2. Realizar el análisis sísmico de un edificio con estructuración industrial utilizando la norma *NCh 2369.Of2003 "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales"*

3. Mostrar cómo se realiza el diseño por capacidad de ambos marcos (con y sin restricción al pandeo) utilizando las disposiciones del código *AISC341-10 "Seismic Provisions for Structural Buildings"*.

4. Realizar un análisis tiempo-historia que considere las incursiones en el rango inelástico de las diagonales. Se utilizara el comportamiento cíclico de las diagonales para definir las leyes constitutivas de ambos sistemas como se ve en el grafico 1.2. Posteriormente comparar el desempeño de ambos sistemas en términos de desplazamientos relativos de entresijos, aceleraciones absolutas de piso, demandas de ductilidad y disipación de energía.

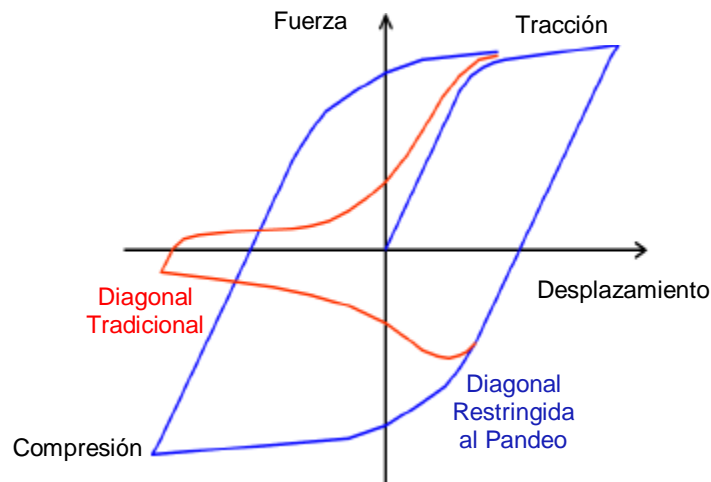


Figura 1.2 Ley constitutiva diagonal tradicional y diagonal restringida al pandeo [Adaptado Crisafulli, 2013]<sup>[4]</sup>

5. Realizar una comparación de costos de los kilogramos de acero utilizados de cada sistema arriostrado.

### 1.3 Alcances

- Para lograr los objetivos planteados, se utiliza una estructuración simplificada de un edificio de características industriales, que su sistema sismorresistente está compuesto por marcos con arriostramientos de acero.

- La sollicitación sísmica se obtiene de acuerdo a la norma *NCh2369.Of2003 "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales"* para una Zona 3 y Suelo Tipo 3.

- Se realizan dos diseños, uno con marcos arriostrados tradicionales y otro con diagonales restringidas al pandeo utilizando a las disposiciones del código *AISC "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings AISC341-10"*.

- Se realiza un análisis tiempo-historia con tres registros distintos del 27 de febrero del año 2010 de la ciudad de Constitución, Concepción y Viña del Mar; considerando el comportamiento no lineal de los elementos que se espera que incursionen en el rango inelástico; en este caso las diagonales.

- Se considera para el análisis tiempo-historia un modelo plano compuesto por uno de los ejes resistentes representativos del edificio con su masa tributaria.

- Se determinan los esfuerzos para el diseño de las conexiones del marco (diagonales, vigas y columnas). No se considera el diseño de las fundaciones de los marcos sismorresistentes.

## 1.4 Metodología de trabajo

1. Recopilar información bibliográfica de las disposiciones constructivas y de diseño con énfasis en el comportamiento histerético observado en los ensayos de los sistemas en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo.

2. Recopilar información bibliográfica del comportamiento inelástico de los sistemas en base a marcos arriostrados tradicionales, donde las diagonales fluyen en tracción pero pandean en compresión.

3. Realizar el análisis sísmico de acuerdo a la norma *NCh 2369.Of2003 "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales"* para obtener la sollicitación sísmica. Para obtener la resistencia lateral mínima y cumplir con los desplazamientos especificados.

4. Realizar el diseño de los elementos del marco (columnas, vigas y diagonales) de acuerdo a las disposiciones del código *AISC341-10 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"*.

5. Utilizar las características de los ciclos de histéresis encontrados en la recopilación bibliográfica de los elementos sismorresistentes que van a incursionar en el rango inelástico.

6. Realizar el análisis de ambos diseños en el tiempo considerando la incursión no lineal de las diagonales.

7. Síntesis y comparación de los resultados.

# Capítulo II

## 2. Antecedentes

### 2.1 Marcos arriostrados con diagonales tradicionales

Los marcos con arriostramientos concéntricos son una solución estructural que se remonta al siglo XIX para puentes y construcciones industriales, pero que a comienzos del siglo XX se comenzaron a aplicar en edificios industriales.

Los marcos arriostrados representan una solución estructural eficiente en términos de proporcionar al sistema alta rigidez lateral y resistencia. Los ejes de los elementos en una unión se intersectan en un punto (reticulado vertical) y como consecuencia las cargas laterales ya sea de viento o eventos sísmicos, producen esfuerzos en los elementos que limitan los desplazamientos laterales, rotaciones de vigas y columnas.

Las diagonales en los marcos arriostrados son los elementos que principalmente se diseñan para que puedan trabajar durante un sismo en el rango elástico e inelástico, esperando que los otros elementos de mantengan elásticos, por ello es necesario conocer su comportamiento. Las diagonales son elementos de acero están sometidos a grandes solicitaciones de compresión y tracción. Esto deriva en estados límites de resistencia por pandeo debido a la compresión produciéndose un mecanismo plástico como se ve en el esquema de la figura 2.1.

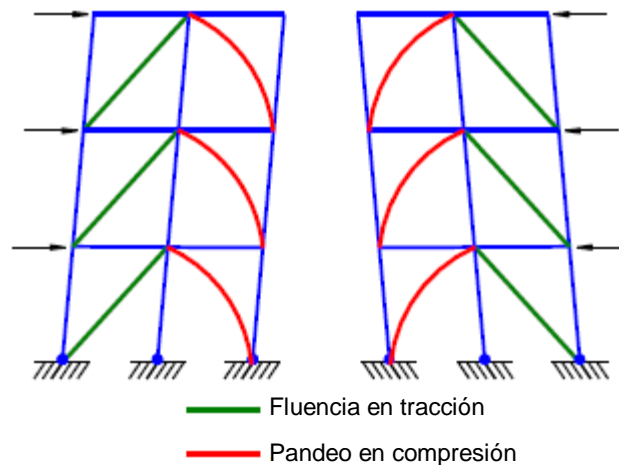


Figura 2.1 Mecanismo plástico de los marcos arriostrados concéntricos [Adaptado Crisafulli 2013]<sup>[4]</sup>

Los ensayos cíclicos han mostrado que mediante un diseño adecuado, es posible tener una respuesta dúctil y estable. Para alcanzar los objetivos mencionados es necesario:

- La configuración de las diagonales.
- El diseño de todos los elementos del marco (diagonales, columnas y vigas).
- Los detalles para las conexiones y empalmes.

Para configurar adecuadamente las diagonales se recomienda que la inclinación debe estar comprendida entre un ángulo de 30 y 60°. Si la inclinación es muy pronunciada, es decir, el ángulo es mayor que 60° respecto del piso, se desarrollan esfuerzos internos en la diagonal que son muy desproporcionados y el sistema pierde eficiencia.

Los marcos arriostrados son muy utilizados en las grandes industrias ya que representan una solución estructural económica y segura ante sismos de gran magnitud. Esto se debe a que los elementos fusibles (diagonales) se diseñan con el objeto de que desarrollen altas deformaciones inelásticas por medio del pandeo y la fluencia, mientras que los otros elementos se espera que se mantengan en el rango elástico.

Las conexiones y los anclajes deben ser diseñados y detallados adecuadamente, ya que en los ensayos realizados y la experiencia observada en sismos de gran magnitud, se ha demostrado que se producen fallas en estas zonas. Para evitar estas fallas es necesario que las conexiones tengan una resistencia a tracción, compresión y flexión suficiente, de tal manera que puedan soportar los máximos esfuerzos que pueda transmitir la diagonal. Esto se puede lograr realizando un diseño por capacidad, en el cual se utilizan esfuerzos que desarrollen toda la capacidad resistente de las conexiones.

Los factores fundamentales que influyen en la respuesta estructural de las diagonales son: la esbeltez, sus condiciones de vínculo con los otros elementos del sistema y la forma de la sección utilizada.

La forma de la sección influye en la respuesta ya que según su compacidad pueden proporcionar mayor disipación de energía y evitar fracturas como resultado de grandes deformaciones localizadas que puede inducir el pandeo local. Elementos como las diagonales con un eje de simetría, como son los perfiles T o doble ángulos, pueden desarrollar pandeo por flexotracción. Es recomendable utilizar perfiles con ejes de doble simetría como los perfiles doble T.

La esbeltez es el parámetro más influyente en la resistencia que proporcionan las diagonales. Las investigaciones realizadas por Black et al (1980) demostraron la evidente degradación de resistencia y rigidez al aumentar la esbeltez del elemento bajo cargas cíclicas axiales, como se ve en las figuras 2.2, 2.3 y 2.4 para una esbeltez de 40, 80 y 120 respectivamente.

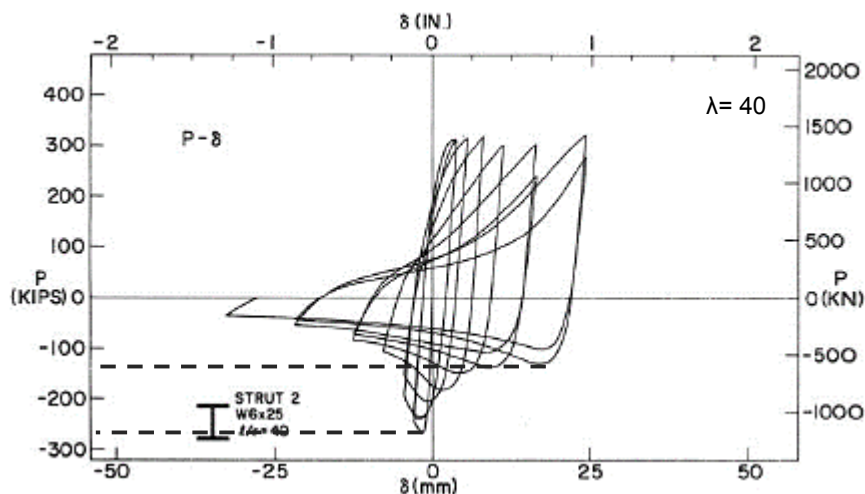


Figura 2.2 Diagonal con esbeltez igual a 40 [4]

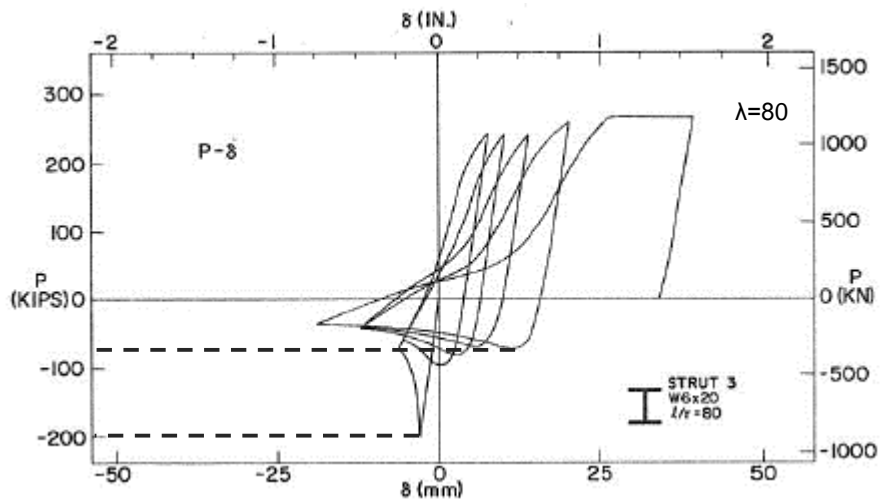


Figura 2.3 Diagonal con esbeltez igual a 80 [4]

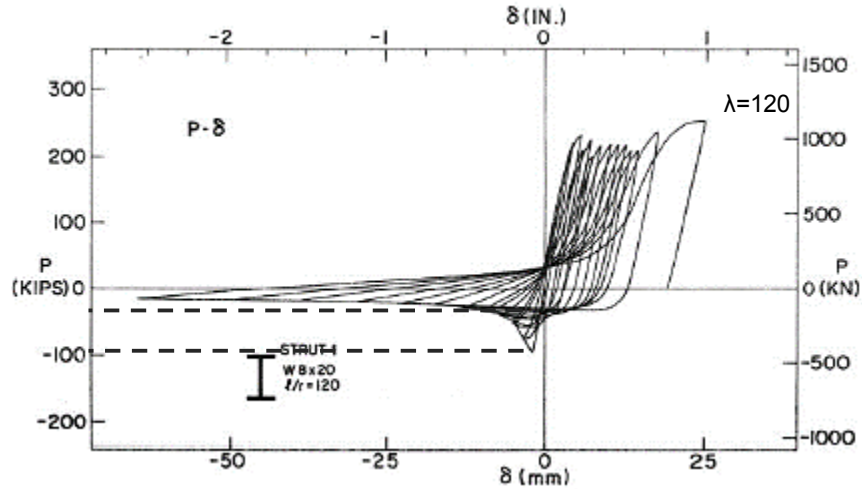


Figura 2.4 Diagonal con esbeltez igual a 120 [4]

El comportamiento histerético de las diagonales tradicionales según los ensayos cíclicos realizados se puede resumir en el esquema de la figura 2.5. Donde es importante destacar que el punto de resistencia residual mínima a compresión post-pandeo  $P'_{cr}$ , puede llegar hasta un 20% de la resistencia de pandeo inicial a compresión  $P_{cr}$  dependiendo de la esbeltez, Walpole y Remmenikov (1998) [4].

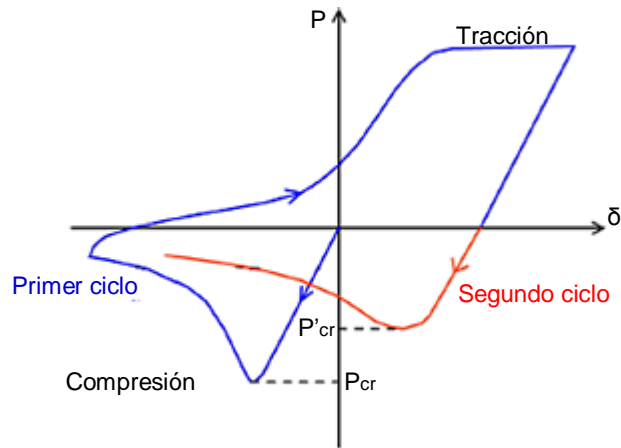


Figura 2.5 Comportamiento histerético de una diagonal tradicional [Adaptado Brunneau1998] [5]

## 2.2 Marcos arriostrados con diagonales restringidas al pandeo

En ingeniería sismorresistente existen distintos tipos de disipadores de energía para la protección sísmica de las estructuras. Uno de estos dispositivos son los llamados disipadores de energía por fluencia de metales, que corresponden a sistemas pasivos de disipación de energía activados por desplazamiento. Estos se diseñan para asegurar una respuesta mucho más dúctil que los sistemas arriostrados tradicionales. Uno de estos sistemas son las diagonales restringidas al pandeo.

Los marcos con diagonales restringidas al pandeo "*Buckling-Restrained Braces Frames*" comenzaron a investigarse en Japón como una solución estructural para tener edificaciones más seguras y resistentes. Las diagonales son dispositivos que están compuestos por un núcleo de acero, con un perfil de acero tubular llamado carcasa, relleno con mortero que cubre el núcleo y una capa antiadherente que está entre el núcleo y el mortero para que no se produzcan transferencias de esfuerzos del núcleo a la carcasa y que el núcleo solo trabaje a esfuerzo axial, ver figura 2.6.

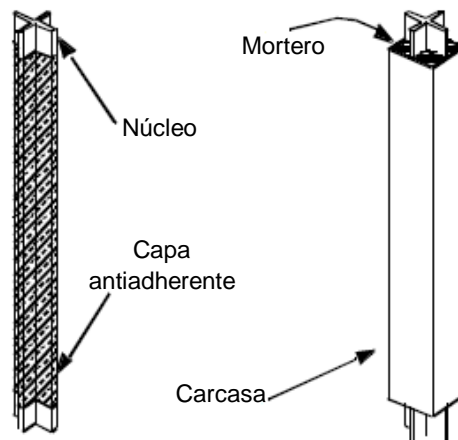


Figura 2.6 Elementos que componen la diagonal restringida al pandeo [Adaptado Watanabe 1988] [6]

Estos sistemas estructurales comenzaron a ser investigados en el año 1971 por Yoshino, T. y Karino Y. El estudio que se basó en dos muestras de una placa de acero plana confinada por paneles de hormigón armado con un material antiadherente entre ellos y que mostró una alta deformación y capacidad para disipar energía de las placas utilizadas. En el año 1973 Wakabayashi<sup>[7]</sup> continuó con un análisis similar al del año 1971 en base a placas de acero entre paneles de hormigón armado en el cual se observó un comportamiento histerético estable de la configuración estudiada, ver esquema de la figura 2.7.

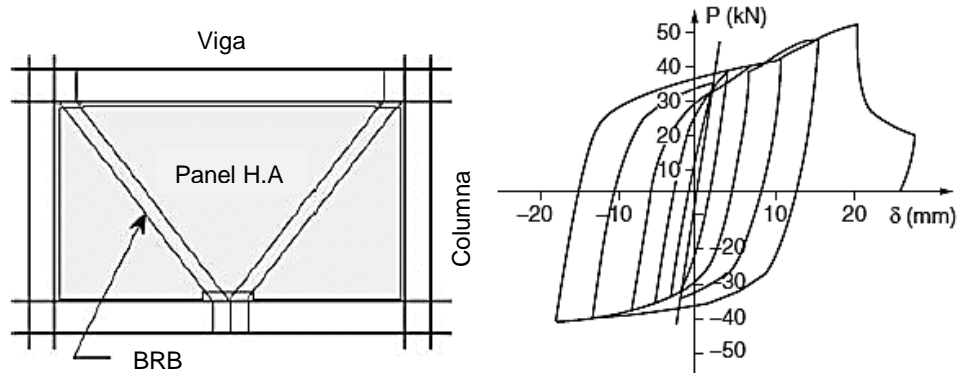


Figura 2.7 Ensayos realizados por Wakabayashi [Adaptado Wakabayashi 1973]

Estos sistemas se han implementado en muchos países como Estados Unidos, Japón y Canadá. Estableciéndose protocolos de ensayos y diseño de estos nuevos sistemas estructurales. Uno de estos códigos internacionales es por ejemplo *AISC341-10 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"*. En este código se encuentran todas las disposiciones para realizar el diseño adecuado de estos sistemas y los requerimientos de los ensayos para las diagonales y conexiones.

### Ensayos que marcaron precedentes para el diseño.

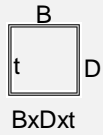
En el año 1988 Watanabe buscaba encontrar la relación que existe entre la carga de fluencia del núcleo  $P_y$  y la carga crítica de pandeo de la carcasa que envuelve el núcleo  $P_e$ , para que la diagonal no sufra pandeo. En esta investigación se utilizó solo una configuración de diagonal con las dimensiones del núcleo constante y variando los perfiles para evaluar el comportamiento de la camisa (carcasa más mortero).

Esta investigación dejó conclusiones muy importantes para ser analizadas, ya que servirán como base para realizar el diseño de las diagonales restringidas al pandeo en los siguientes capítulos.

Watanabe mediante el análisis numérico recomienda, en base a los 5 especímenes estudiados que se ven en la tabla 2.1, que la carga crítica de pandeo de la carcasa  $P_e$  debe ser a lo menos 1,5 veces la carga de fluencia del núcleo  $P_y$  para evitar el pandeo de las diagonales.

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1,5 \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Tabla 2.1 Especímenes ensayados por Watanabe [Adaptado Watanabe 1988]

Elementos 	Resistencia calculada					Resistencia experimental				
	Tubo de acero		Núcleo		Pe/Py	Fluencia tracción		Pandeo		
	Momento de inercia [cm <sup>4</sup> ]	Carga de Euler Pe[tonf]	Área de la sección [cm <sup>2</sup> ]	Carga fluencia Py[tonf]		Carga Pt[tonf]	Pt/Py	Carga Pcr [tonf]	Pcr/Py	Pcr/Pe
150x150x4,5	896	171	16,84	48,5	3,53	48,6	1	-	-	-
150x100x4,5	352	67,4	16,84	48,5	1,39	48,3	1	-	-	-
150x100x3,2	262	50,2	16,84	48,61	1,03	47,6	0,98	-	-	-
150x75x4,5	183	35	16,88	48,5	0,72	48,3	1	46,5	0,96	1,33
150x75x3,2	137	36,2	16,62	17,87	0,55	47,9	1	43,1	0,9	1,65

Donde:

Pe: Es la carga crítica de pandeo de Euler (tonf)

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sc}}{L_{sc}^2} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

I<sub>sc</sub>: Momento de inercia de la carcasa (cm<sup>4</sup> )

Py: Carga de fluencia del núcleo (tonf)

Pt: Carga de fluencia en tracción experimental (tonf)

Pcr: Carga crítica de compresión experimental (tonf)

L<sub>sc</sub>: Largo de trabajo de la carcasa en la diagonal (cm)

Esta recomendación posiblemente es un factor de seguridad para que la diagonal no pandee.

El comportamiento histerético de las diagonales ensayadas y las fallas que hubo en las diagonales números 4 y 5 se pueden ver en la figura 2.8 y 2.9 respectivamente.

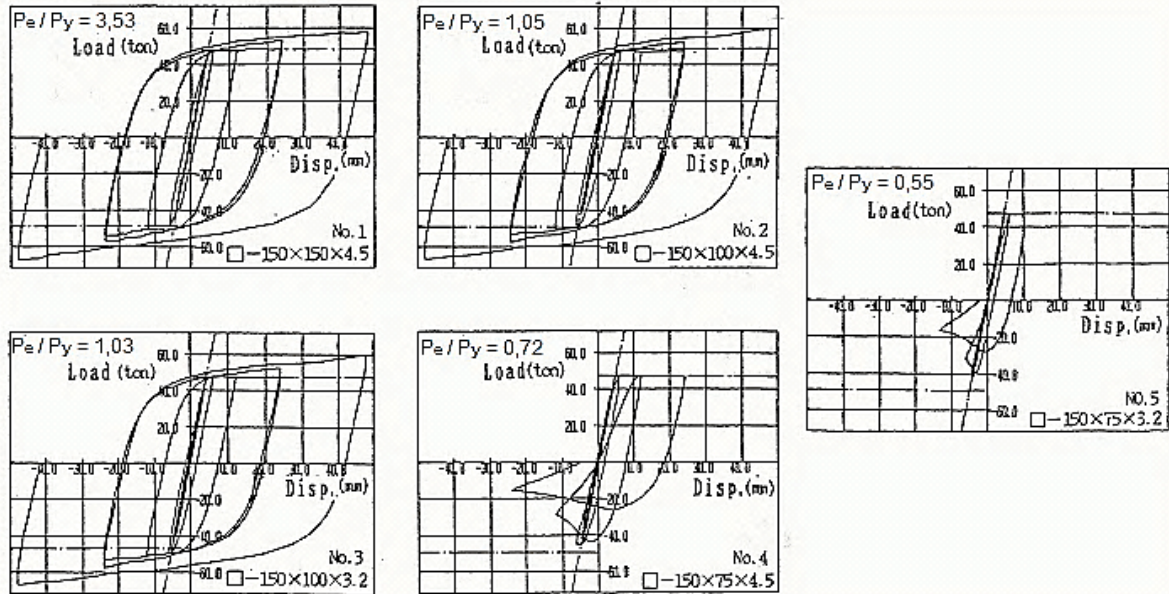


Figura 2.8 Curvas de histéresis de las diagonales ensayadas [Adaptado Watanabe 1988]

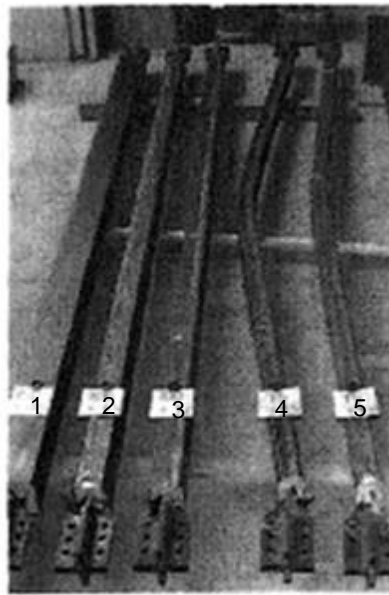


Figura 2.9 Diagonales ensayadas por Watanabe y sus fallas [Adaptado Watanabe 1988]

Watanabe en este estudio enfocado en el análisis numérico de las diagonales restringidas al pandeo, pudo desacoplar los esfuerzos que se producen en ésta cuando están sometidas a una carga axial en su eje resistente. La relación entre la carga crítica de pandeo de la carcasa  $P_e$  de no ser menor que 1,5 veces la carga de fluencia del núcleo  $P_y$ , permite que la carcasa aporte a la rigidez en flexión (de la cual depende el pandeo) y que el núcleo trabaje sólo a esfuerzo axial. Esta recomendación se analizará en detalle en el modelo analítico para el diseño.

## 2.3 Modelo analítico para el diseño

Para diseñar la diagonal restringida al pandeo basándose en las recomendaciones formuladas por Watanabe y desacoplar los esfuerzos que se producen en las diagonales como se muestra el esquema de la figura 2.10. Se utiliza un modelo simplificado de la diagonal para entender los criterios de análisis de los investigadores y poder desacoplar los esfuerzos.

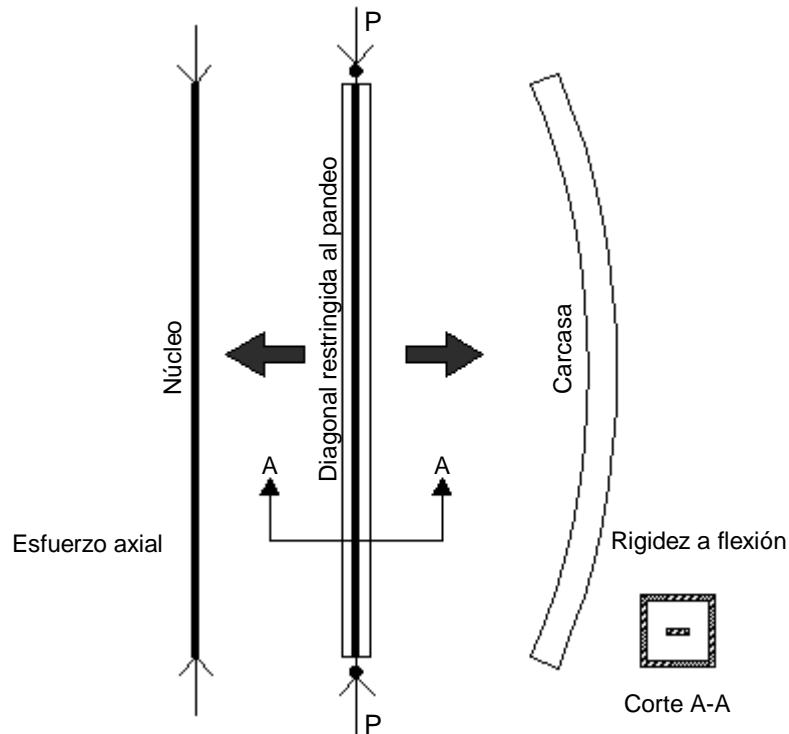


Figura 2.10 Esquema del desacople de esfuerzos

Este modelo consiste en la unión del núcleo y la carcasa con elementos bi-rotulados y con un apoyo fijo y deslizante en los extremos inferior y superior respectivamente, como se ve en el esquema de la figura 2.11.

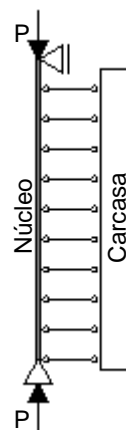


Figura 2.11 Modelo de análisis para el desacople de esfuerzos

El supuesto de este modelo es que el esfuerzo axial que pasa por la carcasa es bajo manteniéndose ésta en el rango elástico Tremblay (1999)<sup>[7]</sup>. Como los esfuerzos que se producen en la carcasa son muy pequeños no aplica la teoría del módulo tangente, que supone que a un nivel determinado de tensiones ( $\approx 0,7F_y$ ) se producen tensiones residuales para las cuales la carga de pandeo de Euler no aplica. Por esto es posible diseñar la carcasa con la carga crítica de pandeo de Euler, ver figura 2.12.

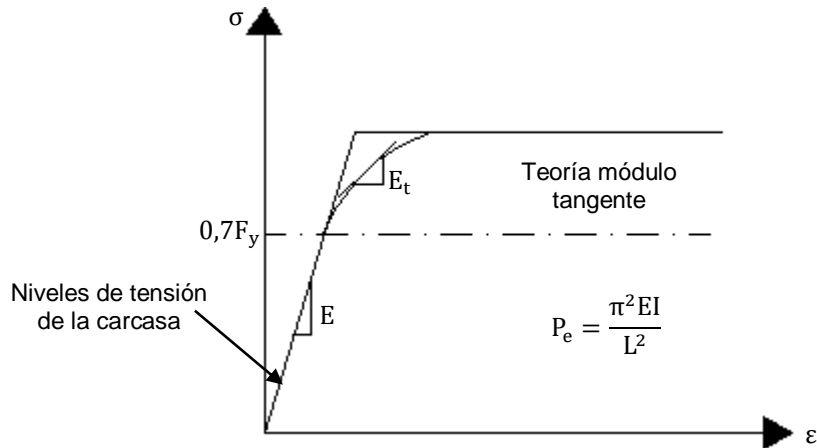


Figura 2.12 Niveles de tensión en la carcasa

Al modelo analítico mostrado se le aplicó una carga unitaria y se realizó un análisis “Elastic-Buckling”. Este tipo de análisis considera en la matriz de rigidez los efectos de segundo orden y a esta matriz se le denomina “Matriz de estabilidad elástica”. Cuando el determinante de la matriz se hace cero, entrega infinitas soluciones distintas de cero, convirtiendo dichas soluciones en un problema de valores y vectores propios, ver figura 2.13.

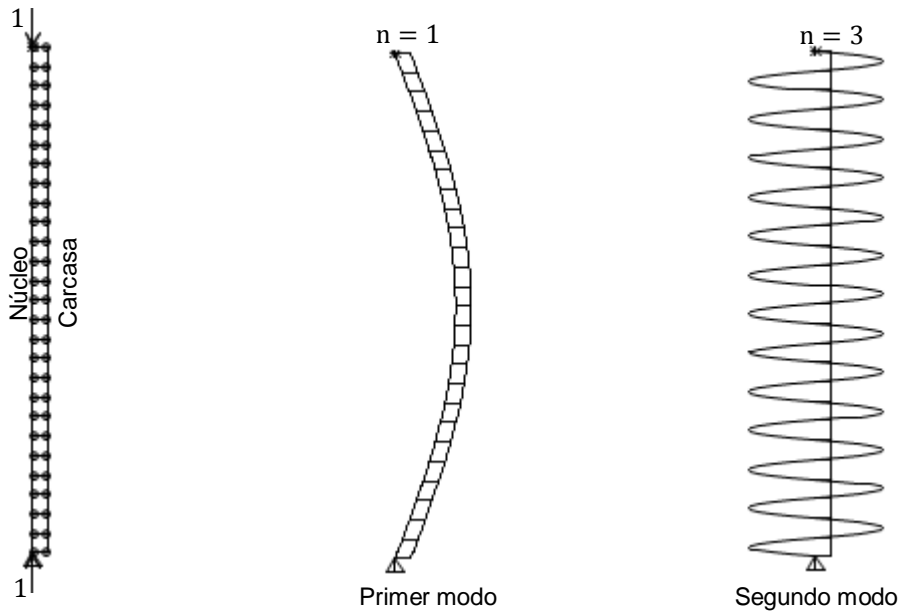


Figura 2.13 Modelo ETABS de pandeo con carga “Elastic-Buckling” aplicada en su eje

Se puede observar en la figura 2.13 que para el primer modo de pandeo elástico, la carcasa pandea junto con el núcleo globalmente, lo que no es deseable para este tipo de dispositivos. Para

el segundo modo de pandeo el núcleo pandea, mientras la carcasa se mantiene elástica sin pandear, debido a que los apoyos laterales fuerzan al núcleo a desarrollar modos superiores con cargas mayores. Para el segundo modo, el estado límite de resistencia del núcleo denominado pandeo en altos modos es uno de los estados límites más observados en los ensayos que se realizan en los laboratorios, ver figura 2.14.



Figura 2.14 Pandeo en altos modos del núcleo [Core Brace]

El desacople y la distribución de esfuerzo axial en el núcleo y el esfuerzo de flexión en la carcasa para el estado de pandeo se puede ver en la figura 2.15.

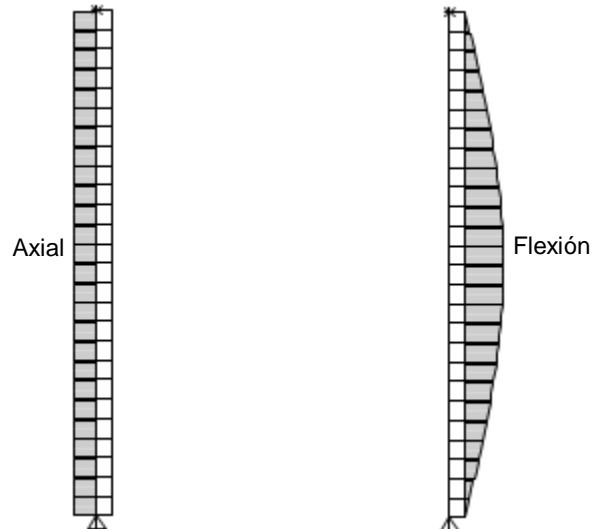


Figura 2.15 Diagrama de esfuerzo axial en el núcleo y de flexión para el estado de pandeo

Como conclusión de este modelo analítico se puede decir que la carcasa es la encargada de aportar a la rigidez a la flexión, de la cual depende el pandeo mientras el núcleo solo trabaja a esfuerzo axial logrando el desacople de esfuerzos.

## Capítulo III

### 3. Análisis de acuerdo la norma NCh 2369.Of2003

Uno de los sistemas estructurales sismorresistentes más utilizados actualmente en Chile en la industria son los marcos arriostrados de acero, que se encuentran en el capítulo 8 de la norma “*Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*”.

La norma tiene como principios e hipótesis que las disposiciones de diseño estén orientadas al cumplimiento de los siguientes objetivos:

- Protección de la vida en la industria.
- Continuidad de operación de la industria.

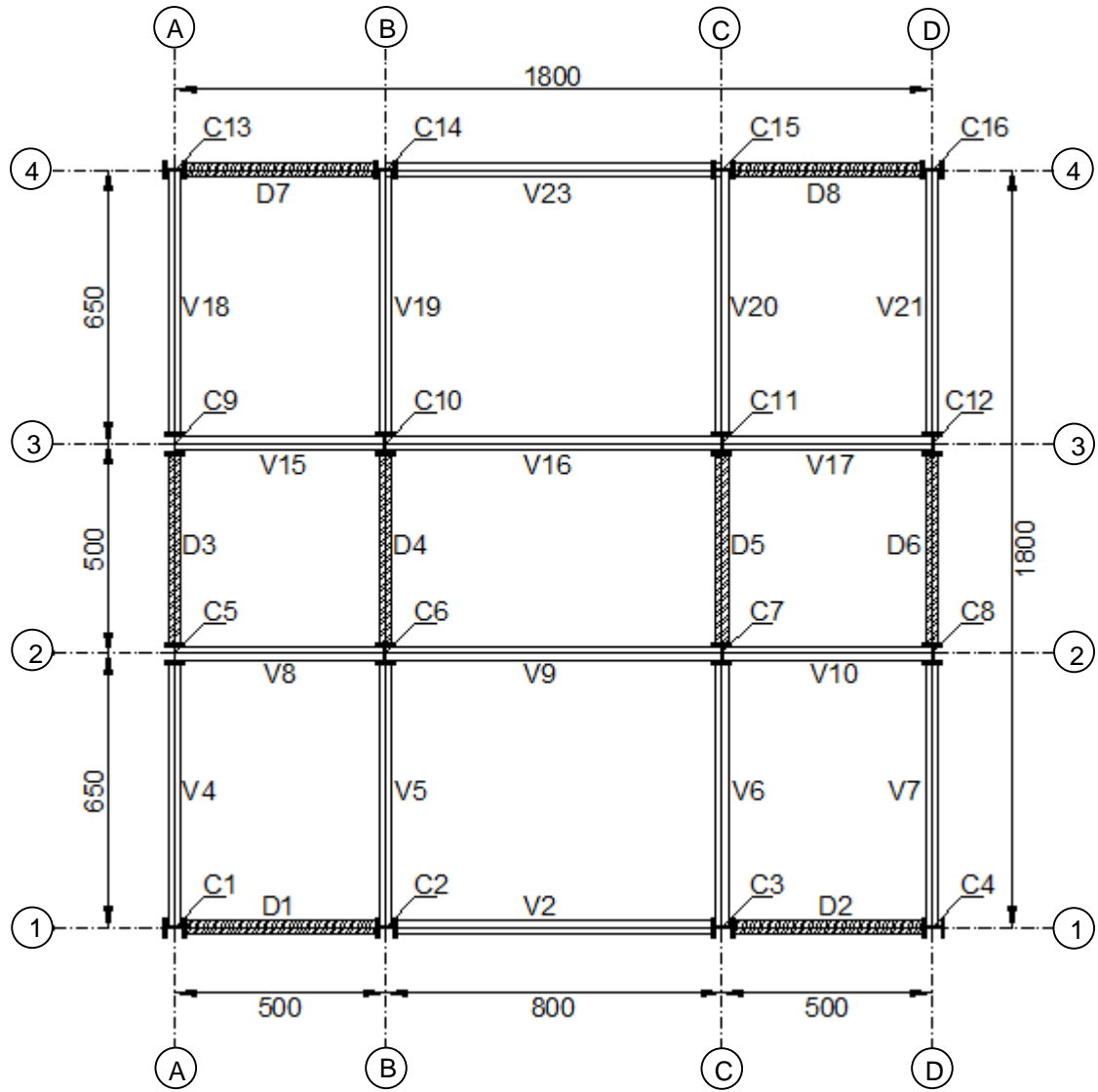
Para esto la norma exige una resistencia mínima de diseño, sin embargo ésta no garantiza que los objetivos anteriormente mencionados se cumplan. Para ello es necesario realizar el diseño por capacidad, que en general la norma no lo considera.

#### 3.1 Descripción de la estructura

El caso de estudio corresponde a un edificio industrial regular con dimensiones similares a la realidad. El edificio se ubica en una Zona 3 y Suelo Tipo 3 según la *NCh 2369*. La altura total es de 16 metros con 4 niveles de 4 metros cada uno y cada nivel tiene un sistema de pisos con losa colaborante de 324 metros cuadrados. Este sistema de pisos posee características de diafragma rígido.

Los arriostramientos se dispusieron de tal forma de que se cumplan los requerimientos de la norma *NCh 2369*, que establece que la resistencia proporcionada por las diagonales en tracción para cada sentido de la acción sísmica, debe ser como mínimo un 30% del esfuerzo de corte de la línea resistente en el nivel correspondiente. Se considera la estructura con conexiones simples para que el corte basal producto de la acción sísmica lo resistan sólo las diagonales.

En la figura 3.1 se muestra la planta estructural del edificio para este caso de estudio.



Nota: Todas las dimensiones están en centímetros      Simbología elevaciones

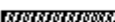


	Diagonales	V 1-2: Viga piso 1 tipo 2
	Vigas tipo IN	C 1-2: Columna piso 1 tipo 2
	Pilares tipo HN	

Figura 3.1 Planta estructural del edificio

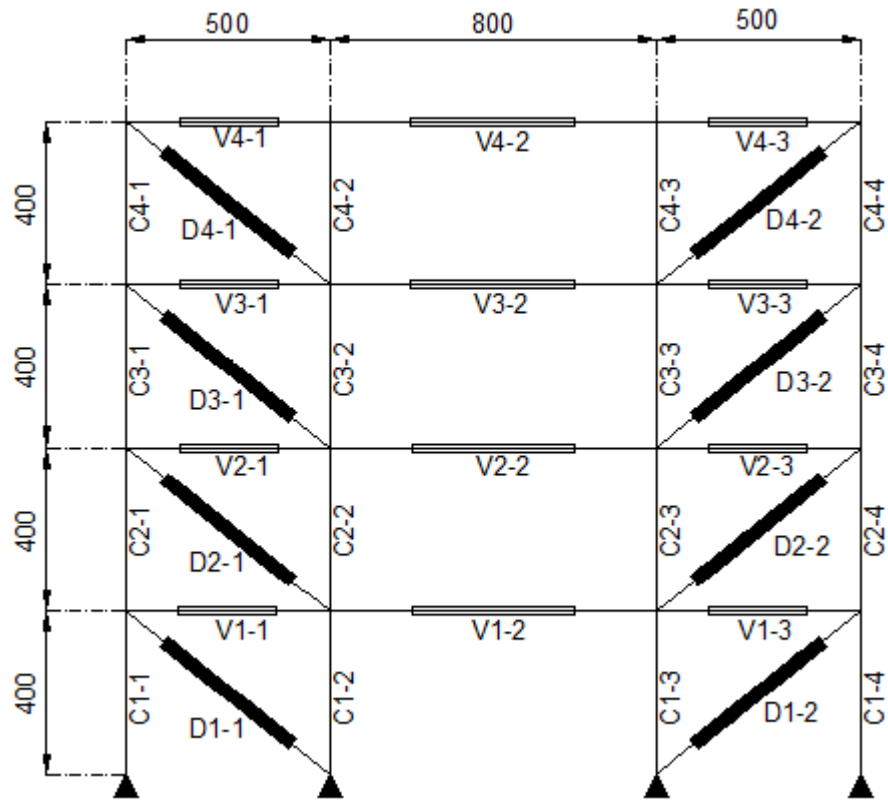


Figura 3.2 Elevación eje 1 y 4

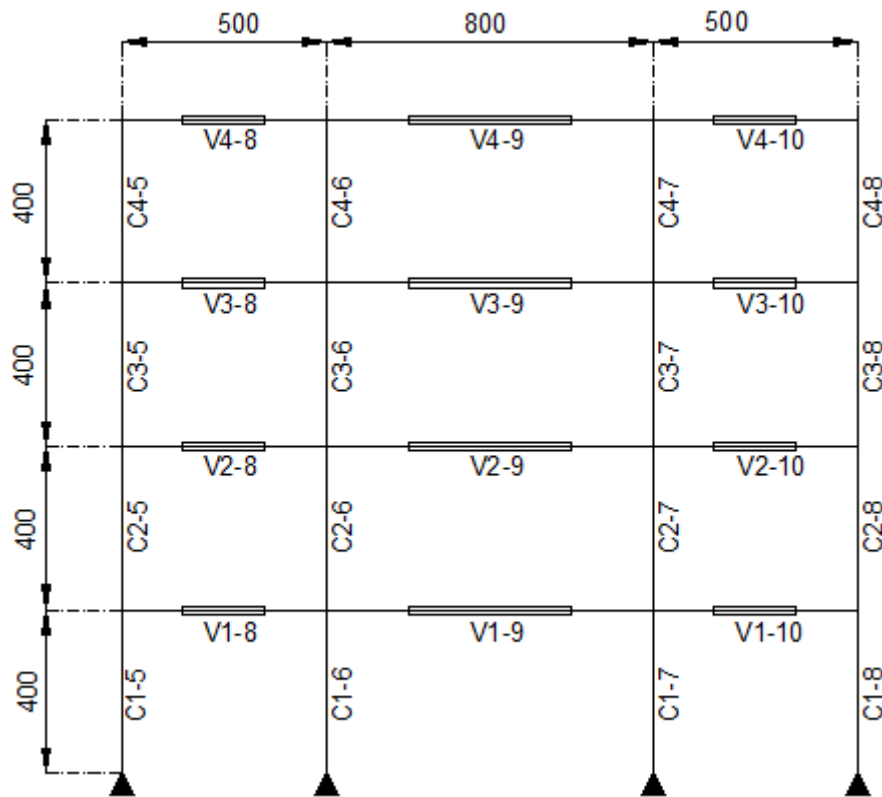


Figura 3.3 Elevación eje 2 y 3

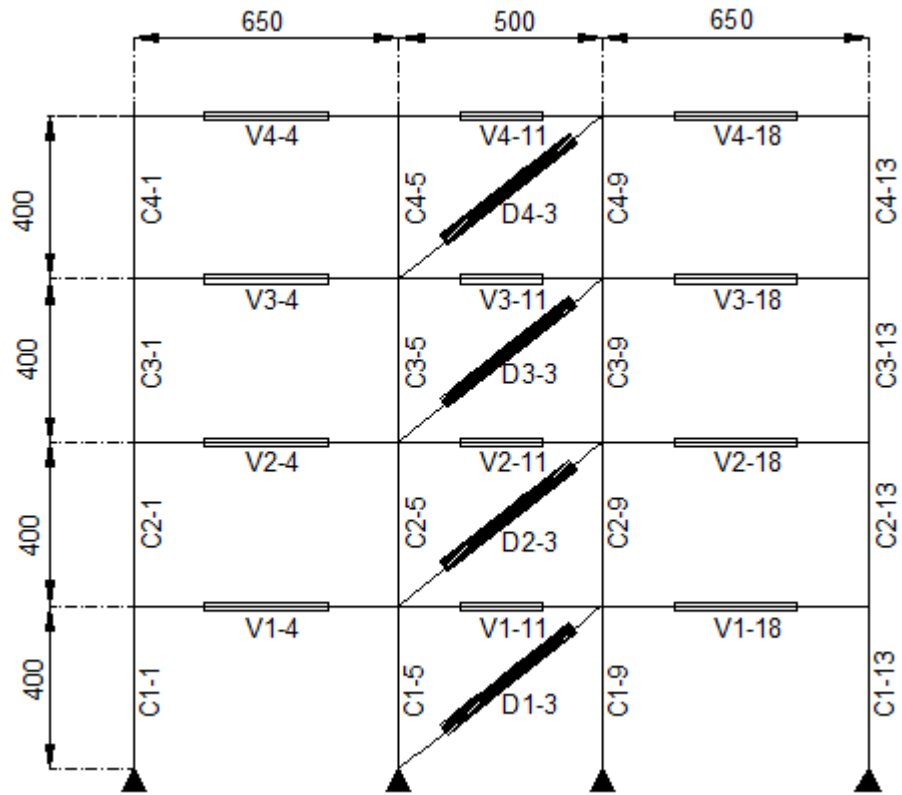


Figura 3.4 Elevación eje A y D

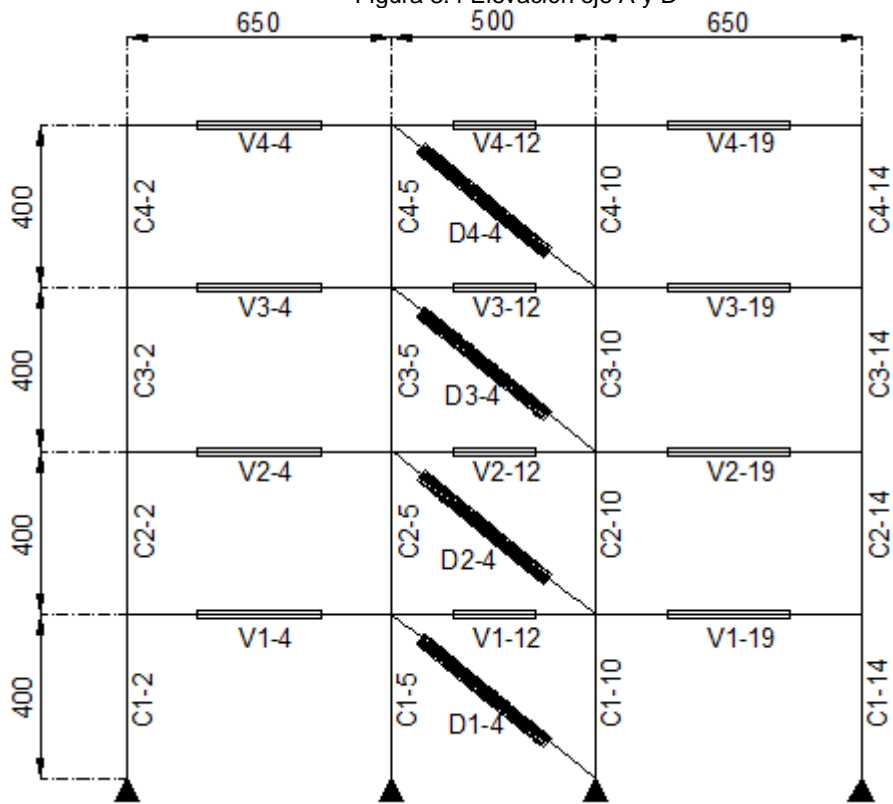


Figura 3.5 Elevación eje B y C

## 3.2 Solicitaciones

### 3.2.1 Peso propio (D)

La estructura tiene una carga de peso propio igual a  $250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ , porque corresponde a un sistema de losa con placa colaborante.

### 3.2.2 Sobrecarga (L)

La estructura tiene una sobrecarga igual a  $500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$  de la cual se considera un 50% como masa sísmica debido a anclajes de equipos pesados.

### 3.2.3 Sísmica (E) según la norma NCh 2369.Of2003

**Zonificación Sísmica:** La estructura esta ubicada en una Zona Sísmica 3 y su valor de aceleración máxima es  $A_0 = 0,4g$  según tabla 5.2 de la norma.

**Tipo de suelo:** Se clasifica como Tipo 3 y esto implica parámetros  $T' = 0,62$  y  $n = 1,8$  según tabla 5.4 de la norma.

**Configuración de la estructura:** El factor de modificación de respuesta corresponde a edificios y estructuras de marcos arriostrados de acero  $R = 5$  según la tabla 5.6. Una razón de amortiguamiento para uniones de terreno apernadas  $\xi = 0,03$  según la tabla 5.5. Con estos dos parámetros es posible obtener el valor del coeficiente sísmico máximo de la tabla 5.7 de la norma que es igual a 0,23.

El coeficiente sísmico mínimo se determina como:

$$C_{\min} = \frac{0,25 \cdot A_0}{g} = \frac{0,25 \cdot 0,4g}{g} = 0,1$$

**Nivel de importancia:** categoría C2 obras normales, que pueden tener fallas menores susceptibles de reparación rápida  $I = 1,0$ .

Tabla 3.1 Resumen de parámetros para el espectro de diseño.

Zona Sísmica	3
Tipo de suelo	III
$A_0$	0,4g
I	1
$T'$	0,62
n	1,8
$\xi$	0,03
R	5
$C_{\min}$	0,1
$C_{\max}$	0,23

### Espectro de pseudo-aceleración

$$S_a = \frac{2,75 \cdot A_o \cdot I}{R} \cdot \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4}$$

Donde:

T\*: Período de vibración del modo considerado.

I: Nivel de importancia.

$\xi$ : Nivel de amortiguamiento.

R: Factor de modificación de respuesta.

A<sub>o</sub>: Aceleración máxima del suelo.

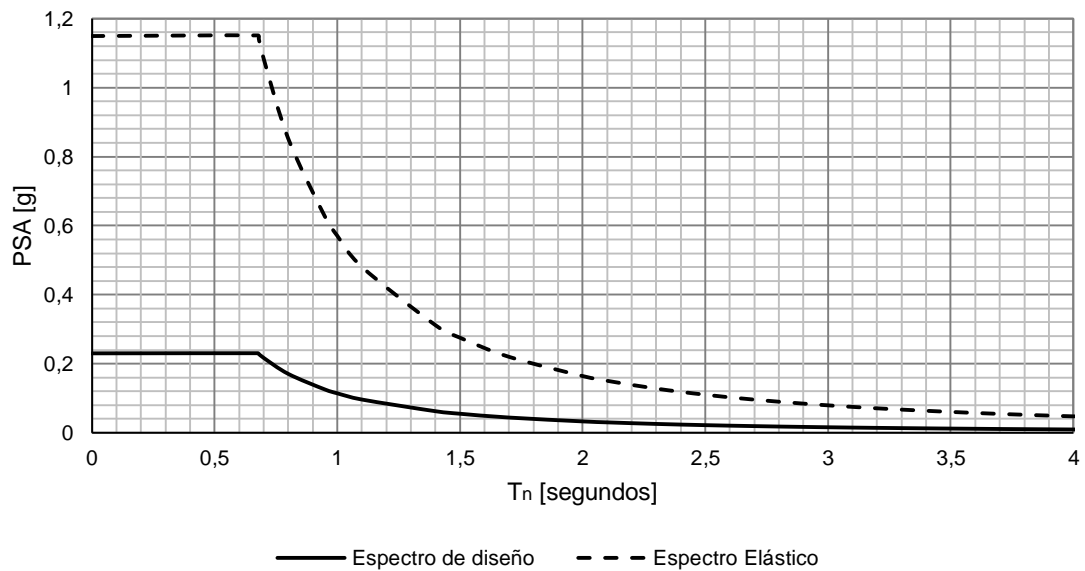


Gráfico 3.1 Espectro elástico y de diseño Z3S3 según la norma NCh 2369.Of2003

### 3.3 Modelo de análisis lineal elástico

El modelo de análisis tridimensional y su vista en planta se pueden ver en el esquema de la figura 3.6

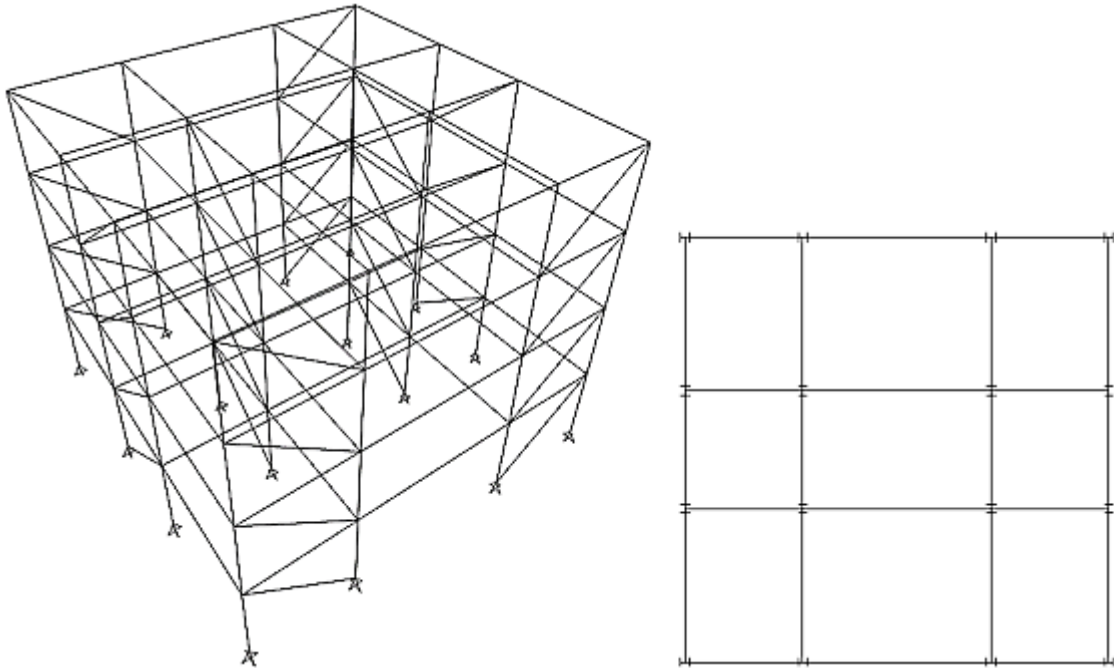


Figura 3.6 Modelo de análisis tridimensional y vista en planta

El modelo tridimensional geoméricamente es igual para ambos sistemas arriostrados, pero los perfiles que componen para cada sistema son diferentes.

El modelo tridimensional tiene conexiones simples en las diagonales y vigas para todo el edificio, de tal manera que las diagonales resistan todo el corte debido a la acción sísmica en la dirección de análisis considerada.

Se considera un diafragma rígido en cada nivel ya que existe un sistema de losa con placa colaborante. Las columnas se consideran con apoyos simples en la base, para que no hayan desplazamientos pero si rotación en la base.

#### 3.3.1 Análisis de marcos arriostrados con diagonales tradicionales

Para realizar el análisis de acuerdo a la norma, se toma la elevación de un eje representativo de la estructura. Para identificar los perfiles utilizados en todo el edificio se muestra el esquema de la figura 3.7.

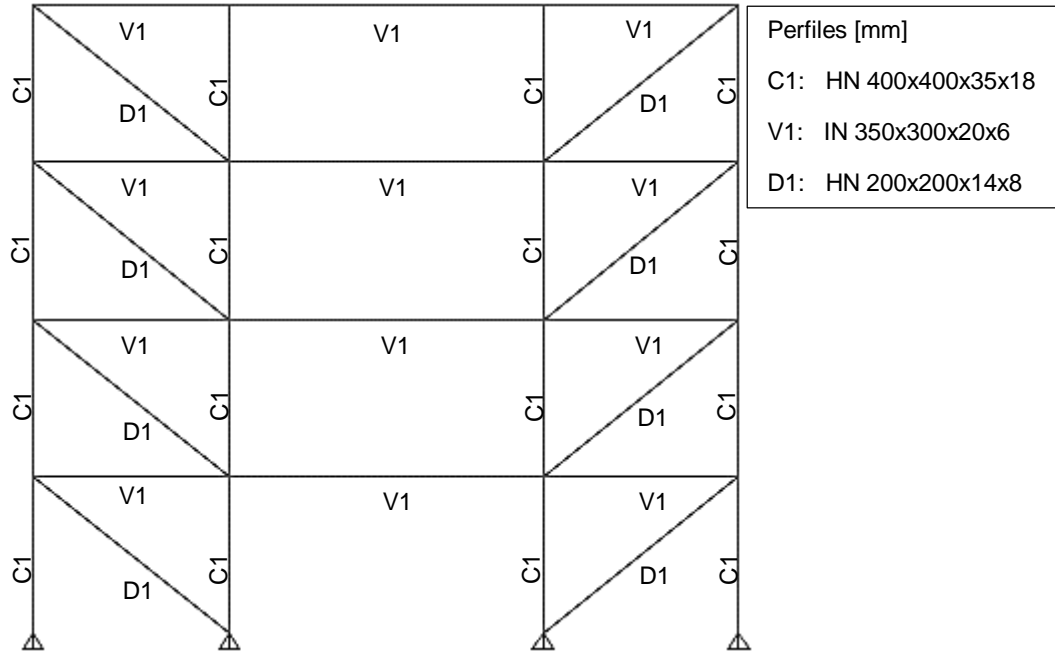


Figura 3.7 Elevación del marco arriostrado con diagonales tradicionales

Los perfiles utilizados para el sistema tradicional se obtuvieron de forma iterativa, de tal manera que la relación demanda/capacidad de los elementos sean aproximadamente igual 1 en el primer nivel. La resistencia del primer nivel se replica en los otros niveles. La verificación de la resistencia proporcionada por los perfiles de este sistema se verá en el capítulo 4.

A partir del modelo lineal elástico tridimensional, considerando los perfiles mostrados en la figura 3.7, se realiza el análisis según la norma *NCh 2369* para obtener el período fundamental de la estructura y su deformada, el corte basal de diseño, las reacciones y los esfuerzos axiales, de corte y flexión de cada elemento. Se utiliza el programa de análisis estructural ETABS 2013.

**Períodos fundamentales de la estructura y porcentaje de masa equivalente.**

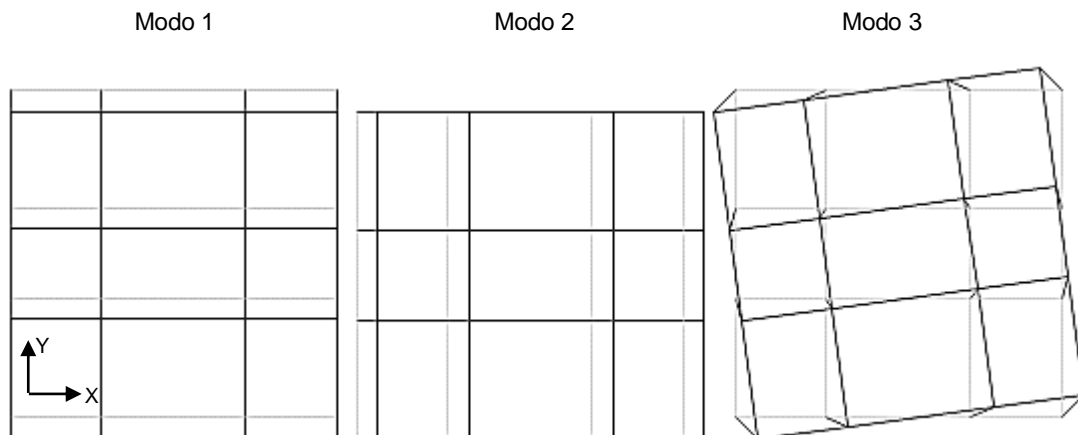


Figura 3.8 Modos de vibrar en planta del modelo con diagonales tradicionales

Tabla 3.2 Períodos y masa equivalente del edificio en base a marcos con diagonales tradicionales

Modo	Período [segundos]	% Masa equivalente dirección X	% Masa equivalente dirección Y	% Suma masa equivalente dirección X	% Suma masa equivalente dirección Y
1	0,46	85	0	85	0
2	0,46	0	85	85	85
3	0,34	0	0	85	85
4	0,15	0	13	85	98
5	0,15	13	0	98	98

### Reacciones y corte basal

En la tabla 3.3 se muestran las reacciones en la base del edificio para los distintos estados de carga representados en las solicitudes.

Tabla 3.3 Reacciones totales del edificio en base a marcos con diagonales tradicionales

Cargas	F <sub>x</sub> [tonf]	F <sub>y</sub> [tonf]	F <sub>z</sub> [tonf]
Peso propio (D)	0	0	466
Sobrecarga (L)	0	0	648
Sísmica (E)	153	153	0

Para el cálculo del peso sísmico total del edificio se considera el 100% de la carga de peso propio y el 50% de la sobrecarga.

$$\text{Peso sísmico} = D + 0,5 \cdot L = 466 + 0,5 \cdot 648 = 790 \text{ tonf}$$

El corte basal de diseño de la estructura se obtiene con el espectro reducido de diseño mostrado en el gráfico 3.1 y analizado con la combinación CQC para el análisis modal.

$$V_{\text{basal diseño}} = 153 \text{ tonf}$$

Porcentaje del peso respecto al peso sísmico

$$\frac{153}{790} = 0,19 \cdot 100 = 19\%$$

Corte basal mínimo

$$V_{\text{basal mín}} = C_{\text{mín}} \cdot I \cdot P$$

Donde:

P: Peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal.

$$V_{\text{basal mín}} = 0,1 \cdot 1 \cdot 790 = 79 \text{ tonf} \rightarrow (10\% \text{ del peso sísmico})$$

Corte basal máximo

$$V_{\text{basal máx}} = C_{\text{máx}} \cdot I \cdot P$$

$$V_{\text{basal máx}} = 0,23 \cdot 1 \cdot 790 = 182 \text{ tonf} \rightarrow (23\% \text{ del peso sísmico})$$

El corte basal de diseño se encuentra dentro de los límites, por tanto no requiere de modificaciones adicionales.

$$V_{\text{basal mín}} \leq V_{\text{basal diseño}} \leq V_{\text{basal máx}}$$

Tabla 3.4 Cortes basales del edificio en base a marcos con diagonales tradicionales

Peso sísmico estructura	790	[tonf]	% Peso de la estructura
Corte basal mínimo	79	[tonf]	10
Corte de diseño	153	[tonf]	19
Corte basal máximo	182	[tonf]	23

### Máximos desplazamientos relativos de entrepisos (drift)

La norma *NCh 2369* establece que el drift no debe ser mayor que:

$$D \cdot R < 0,015$$

Donde:

D: Drift en la dirección de análisis considerada.

R: Factor de modificación de respuesta.

Tabla 3.5 Drift por Nivel del edificio en base a marcos con diagonales tradicionales

Nº Nivel	Dx·R	Dy·R	
1	0,0052	0,0052	Cumple
2	0,0055	0,0055	Cumple
3	0,0050	0,0050	Cumple
4	0,0040	0,0040	Cumple

### 3.3.2 Análisis de marcos arriostrados con diagonales restringidas al pandeo

Para realizar el análisis de acuerdo a la norma, se toma la elevación de un eje representativo de la estructura. Para identificar los perfiles utilizados en todo el edificio se muestra el esquema de la figura 3.9.

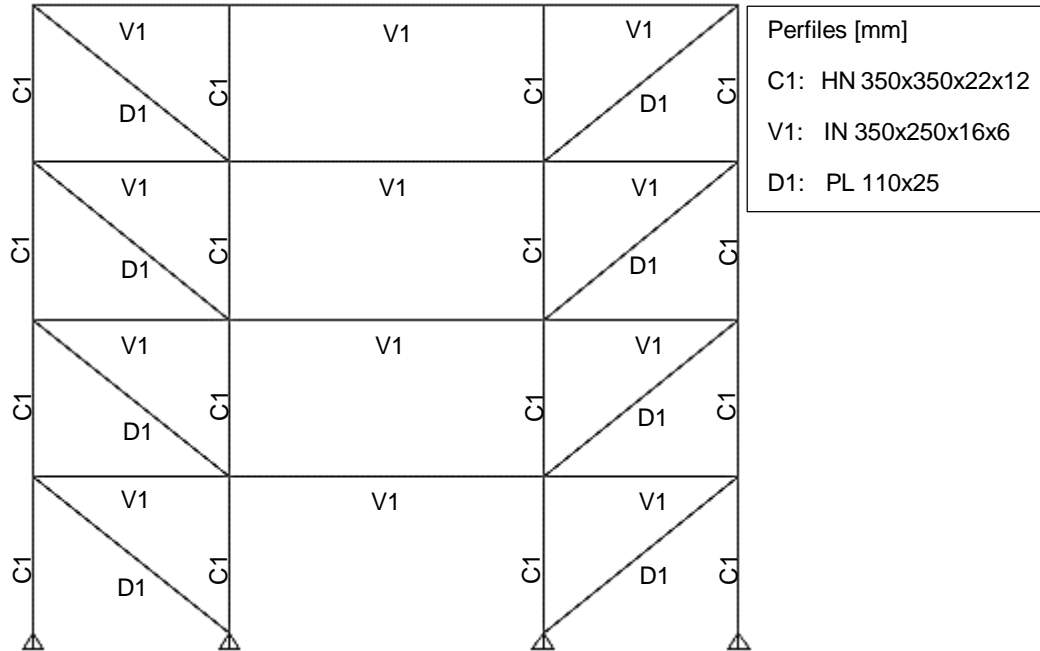


Figura 3.9 Elevación del marco arriostrado con diagonales restringidas al pandeo

Los perfiles utilizados para el sistema restringido al pandeo se obtuvieron de forma iterativa, de tal manera que la relación demanda/capacidad de los elementos sean aproximadamente igual 1 en el primer nivel. Para la diagonal de este sistema arriostrado solo se utilizó el núcleo en el análisis, por ende es más flexible. La resistencia del primer nivel se replica en los otros niveles. La verificación de la resistencia proporcionada por los perfiles de este sistema se verá en el capítulo 5.

**Períodos fundamentales de la estructura y porcentaje de masa equivalente.**

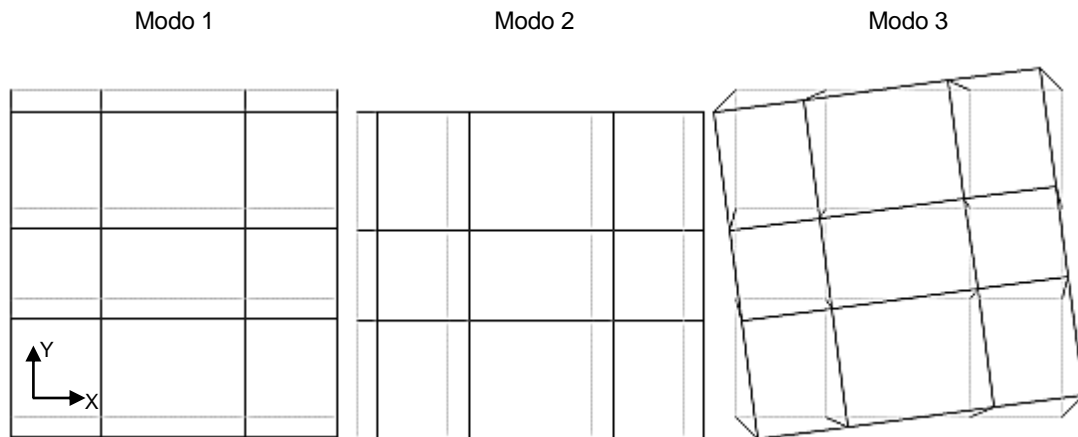


Figura 3.10 Modos de vibrar en planta del modelo con diagonales restringidas al pandeo

Tabla 3.6 Período y masa equivalente del edificio en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo

Modo	Período [segundos]	% Masa equivalente dirección X	% Masa equivalente dirección Y	% Suma masa equivalente dirección X	% Suma masa equivalente dirección Y
1	0,66	0	86	0	86
2	0,66	86	0	86	86
3	0,48	0	0	86	86
4	0,22	0	11	86	97
5	0,22	11	0	97	97

### Reacciones y cortes basales

En la tabla 3.7 se muestran las reacciones totales del edificio para los distintos estados de carga representados en las solicitudes.

Tabla 3.7 Reacciones totales del edificio en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo

Cargas	F <sub>x</sub> [tonf]	F <sub>y</sub> [tonf]	F <sub>z</sub> [tonf]
Peso propio (D)	0	0	411
Sobrecarga (L)	0	0	648
Sísmica (E)	146	146	0

$$\text{Peso sísmico} = D + 0,5 \cdot L = 411 + 0,5 \cdot 648 = 735 \text{ tonf}$$

$$V_{\text{basal diseño}} = 146 \text{ tonf}$$

Porcentaje del peso respecto al peso sísmico

$$\frac{146}{735} = 0,2 \cdot 100 = 20\%$$

Corte basal mínimo

$$V_{\text{basal mín}} = C_{\text{mín}} \cdot I \cdot P$$

Donde:

P: Peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal.

$$V_{\text{basal mín}} = 0,1 \cdot 1 \cdot 735 = 74 \text{ tonf} \rightarrow (10\% \text{ del peso})$$

Corte basal máximo

$$V_{\text{basal máx}} = C_{\text{máx}} \cdot I \cdot P$$

$$V_{\text{basal máx}} = 0,23 \cdot 1 \cdot 735 = 169 \text{ tonf} \rightarrow (23\% \text{ del peso})$$

El corte basal de diseño se encuentra dentro de los límites, por tanto no requiere de modificaciones adicionales.

$$V_{\text{basal mín}} \leq V_{\text{basal diseño}} \leq V_{\text{basal máx}}$$

Tabla 3.8 Cortes basales del edificio en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo

Peso sísmico estructura	735	[tonf]	% Peso de la estructura
Corte basal mínimo	74	[tonf]	10
Corte de diseño	146	[tonf]	20
Corte basal máximo	169	[tonf]	23

### Máximos desplazamientos relativos de entrepiso (drift)

La norma *NCh 2369* establece que el drift no debe ser mayor que:

$$D \cdot R < 0,015$$

Tabla 3.9 Drift por nivel del edificio en base a marcos con diagonales restringidas al pandeo

N° Nivel	Dx-R	Dy-R	
1	0,0116	0,0116	Cumple
2	0,0113	0,0113	Cumple
3	0,0098	0,0098	Cumple
4	0,0073	0,0073	Cumple

### 3.4 Esfuerzos en los elementos mas solicitados debido a los estados de carga

#### 3.4.1 Marcos arriostrados con diagonales tradicionales

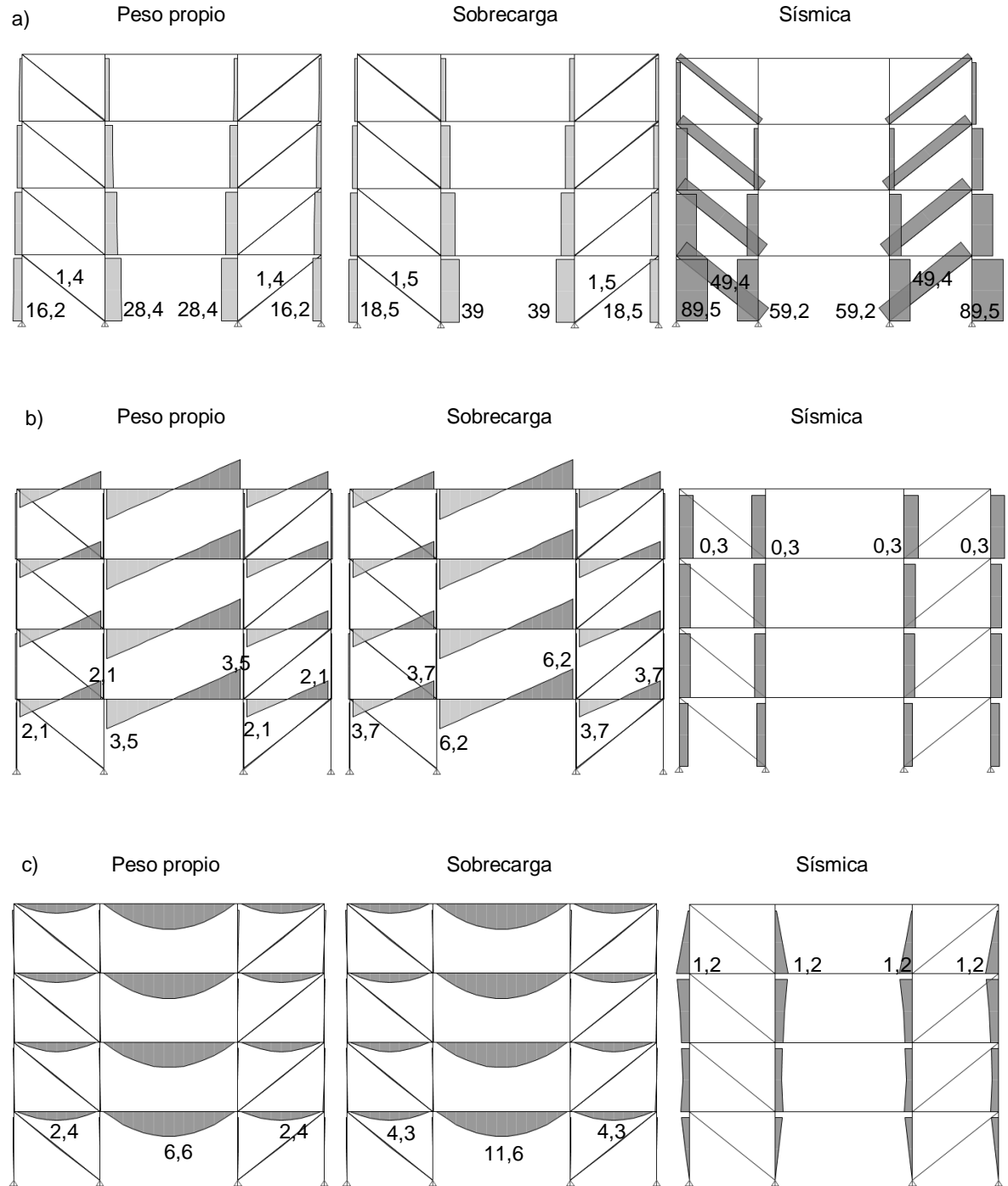


Figura 3.11 Esfuerzos en los ejes 1 y 4: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf-m) del sistema tradicional

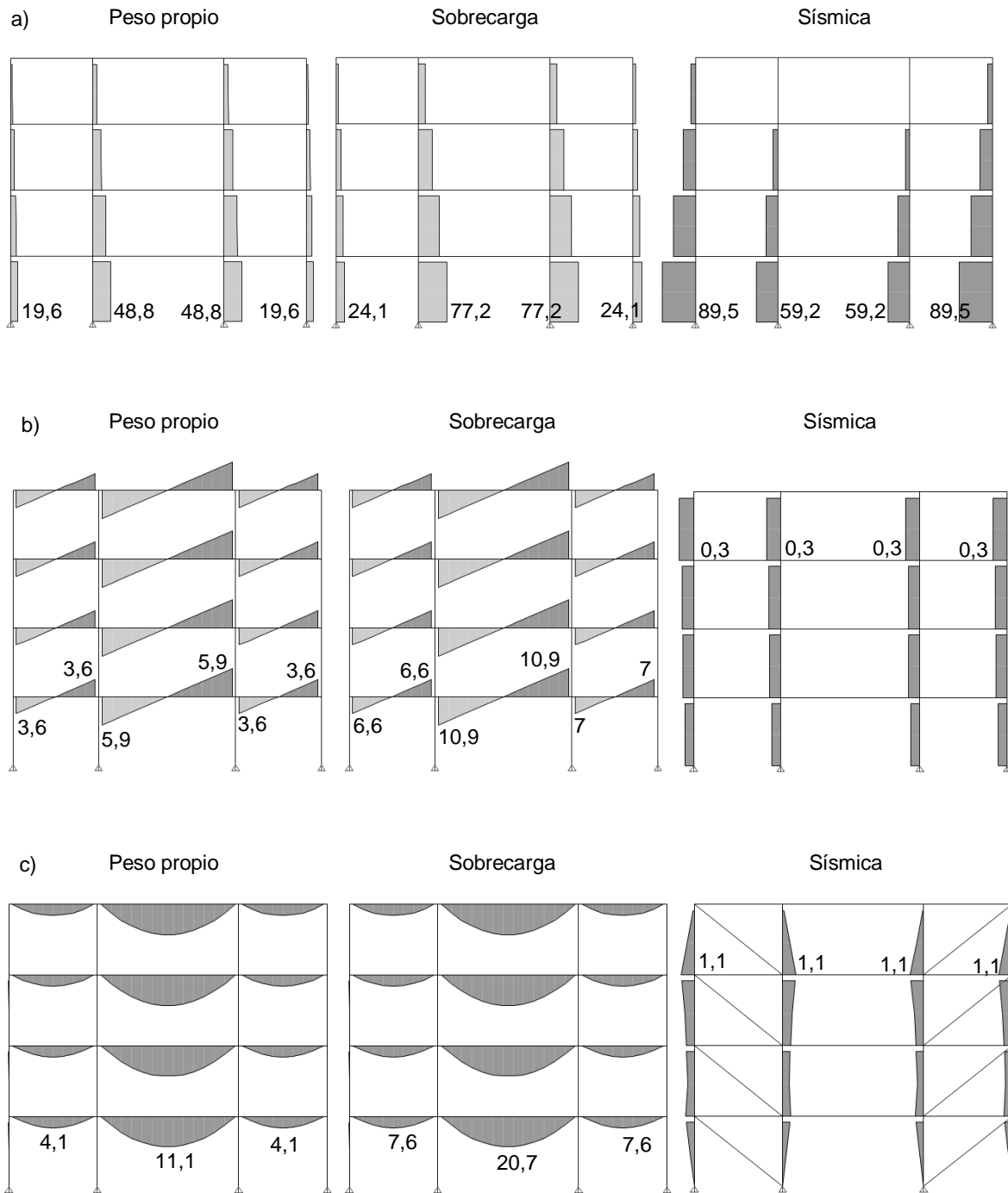


Figura 3.12 Esfuerzos en los ejes 2 y 3: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf-m) del sistema tradicional

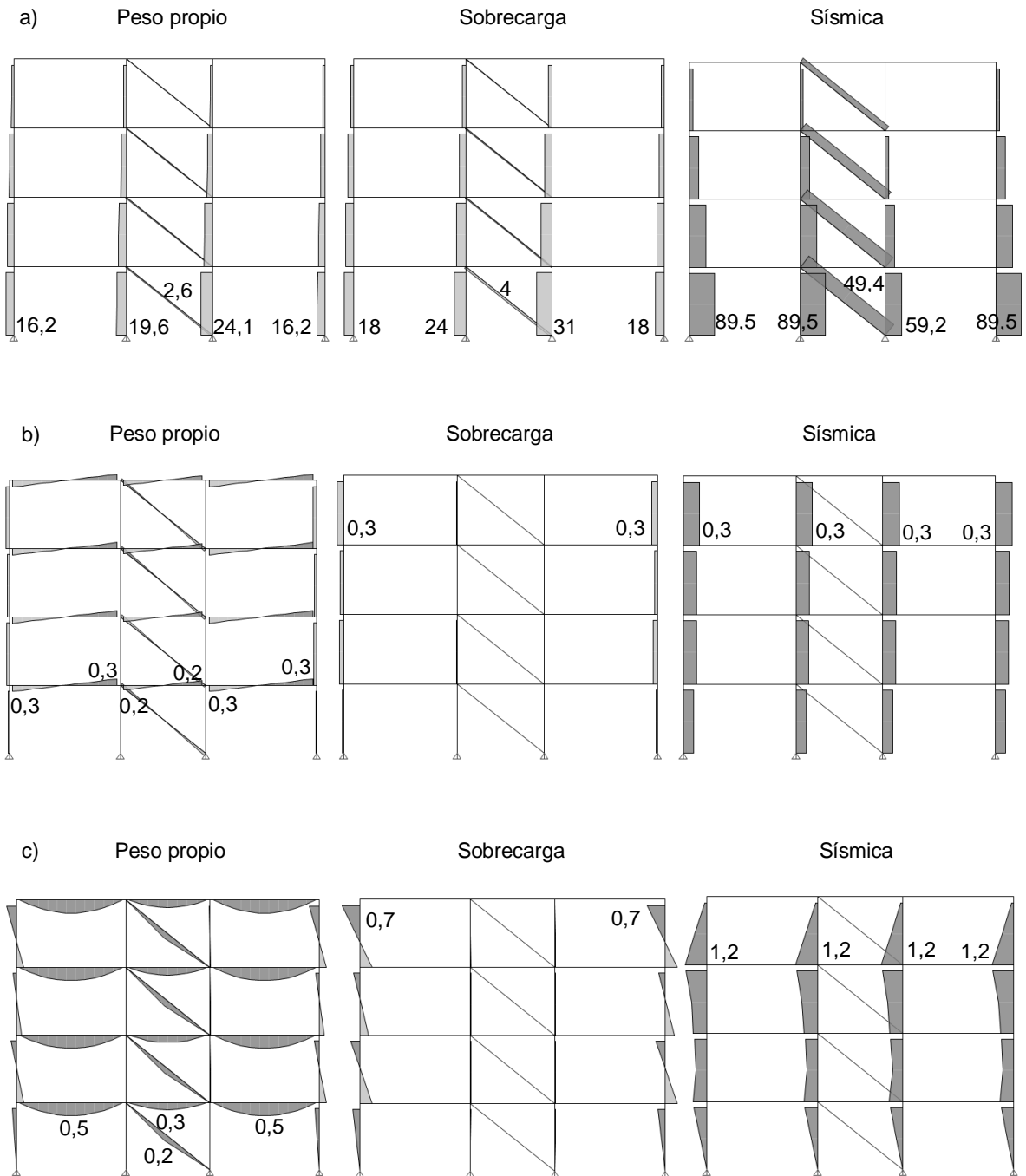


Figura 3.13 Esfuerzos en los ejes A y D: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema tradicional

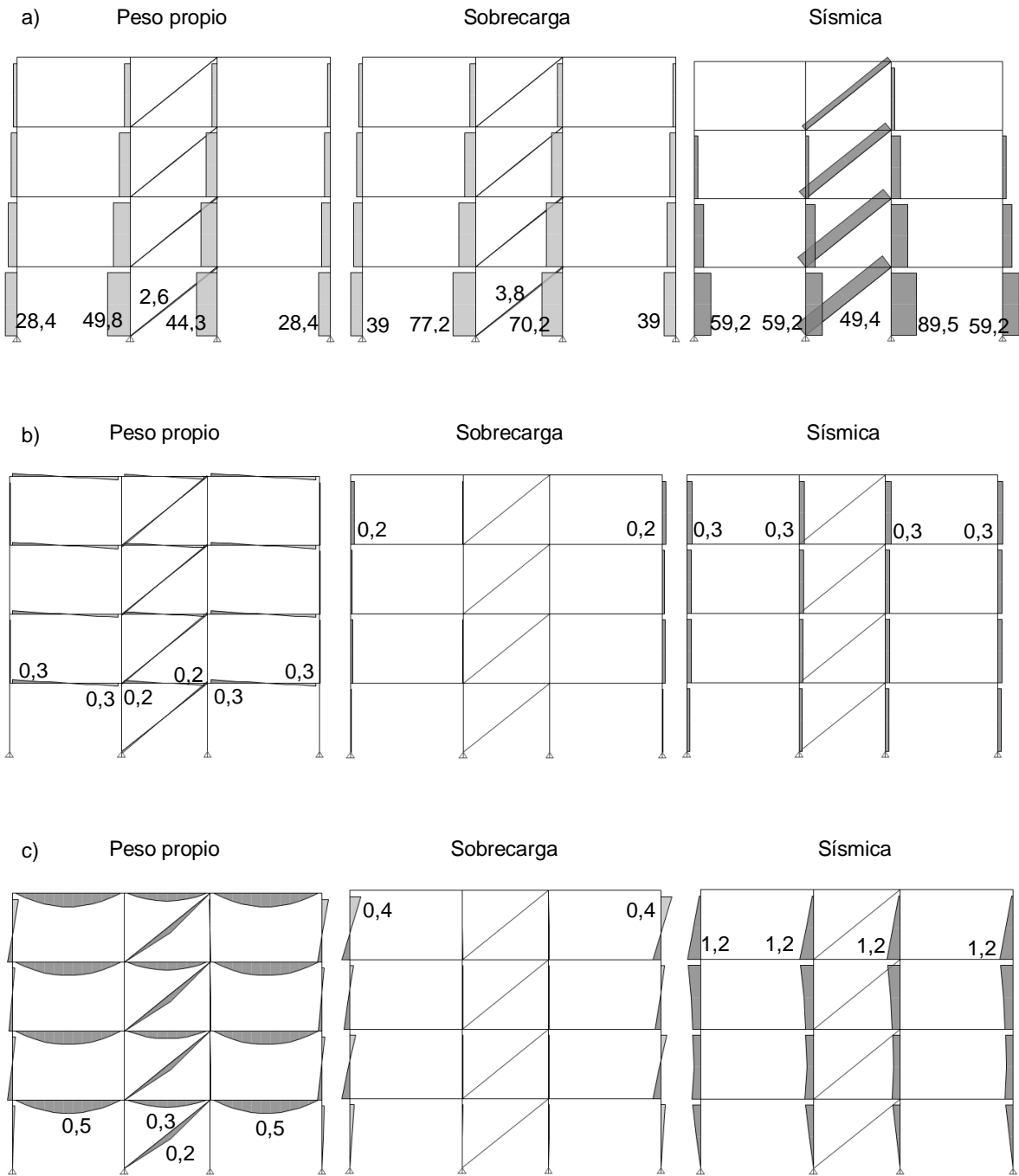


Figura 3.14 Esfuerzos en los ejes B y C: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema tradicional

### 3.4.2 Marcos con diagonales restringidas al pandeo

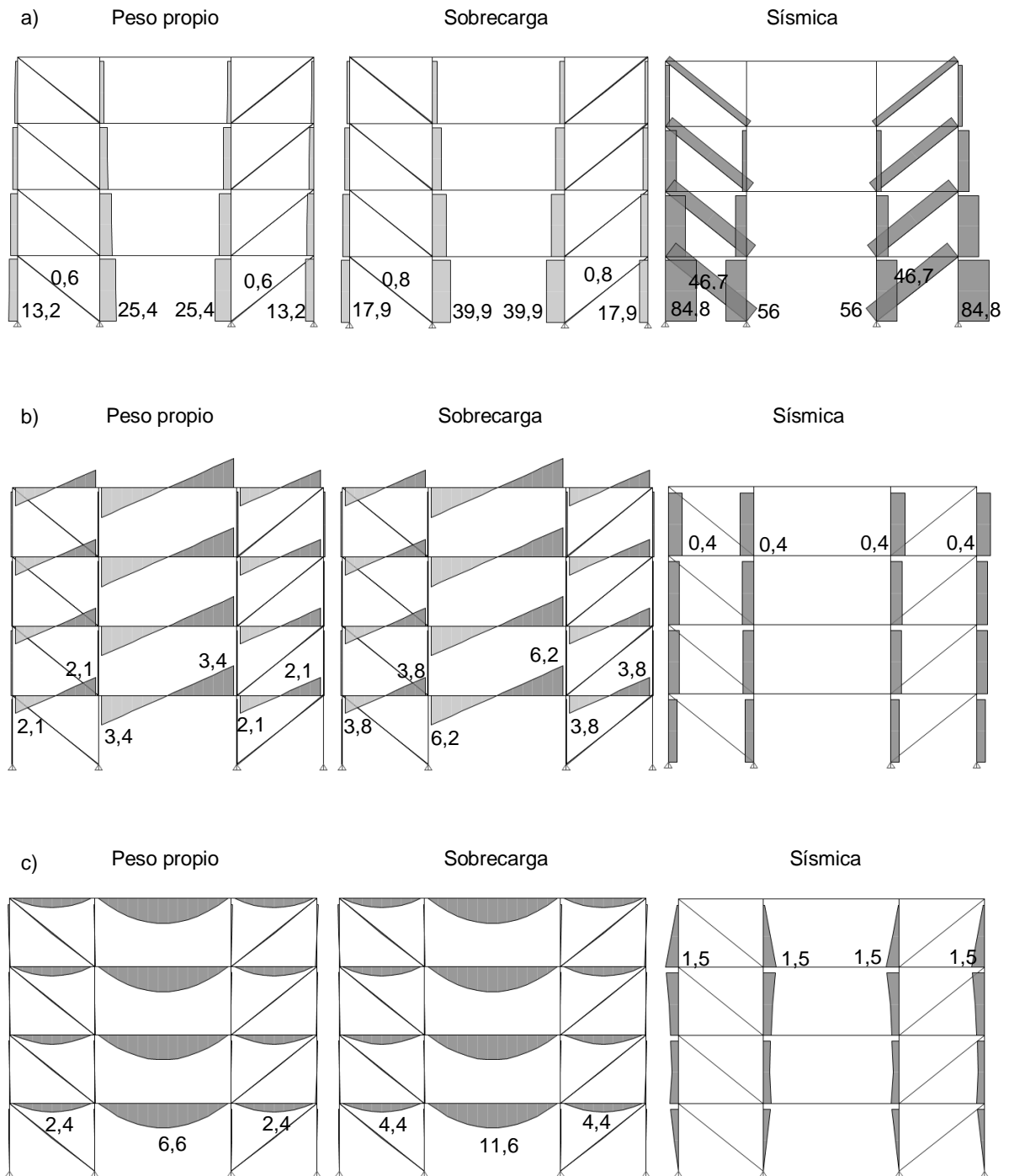


Figura 3.15 Esfuerzos en los ejes 1 y 4: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf-m) del sistema restringido al pandeo

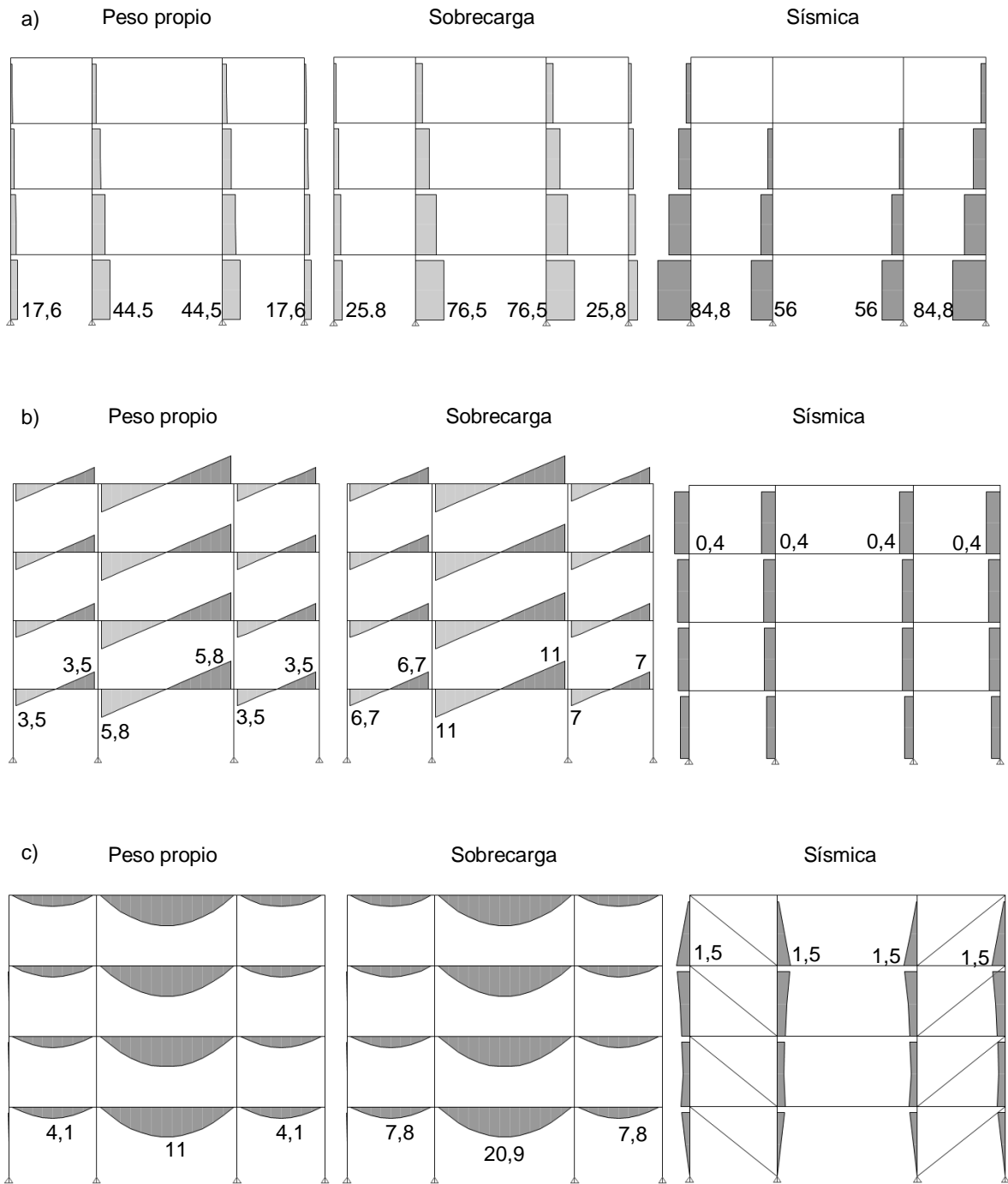


Figura 3.16 Esfuerzos en los ejes 2 y 3: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema restringido al pandeo

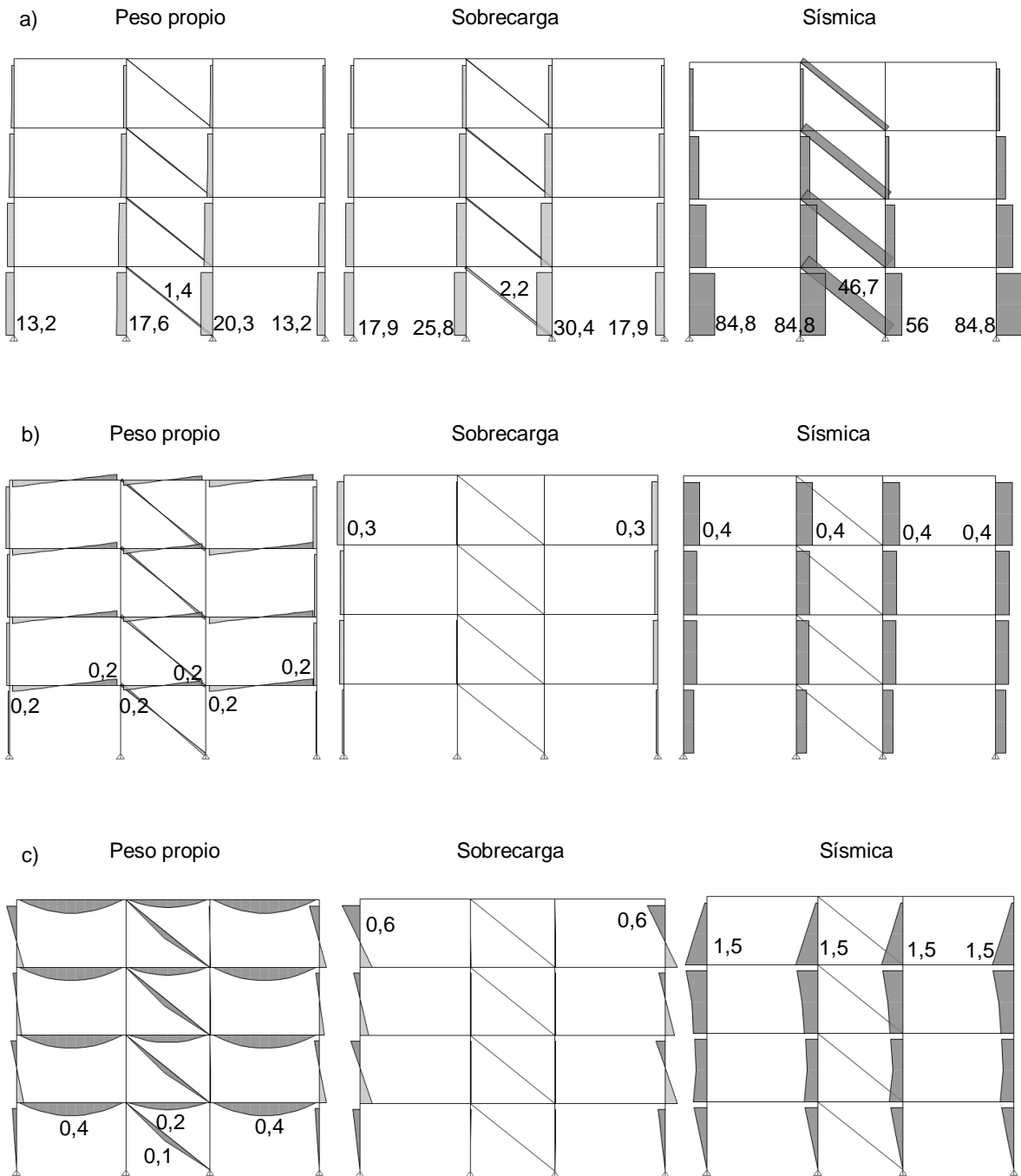


Figura 3.17 Esfuerzos en los ejes A y D: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema restringido al pandeo

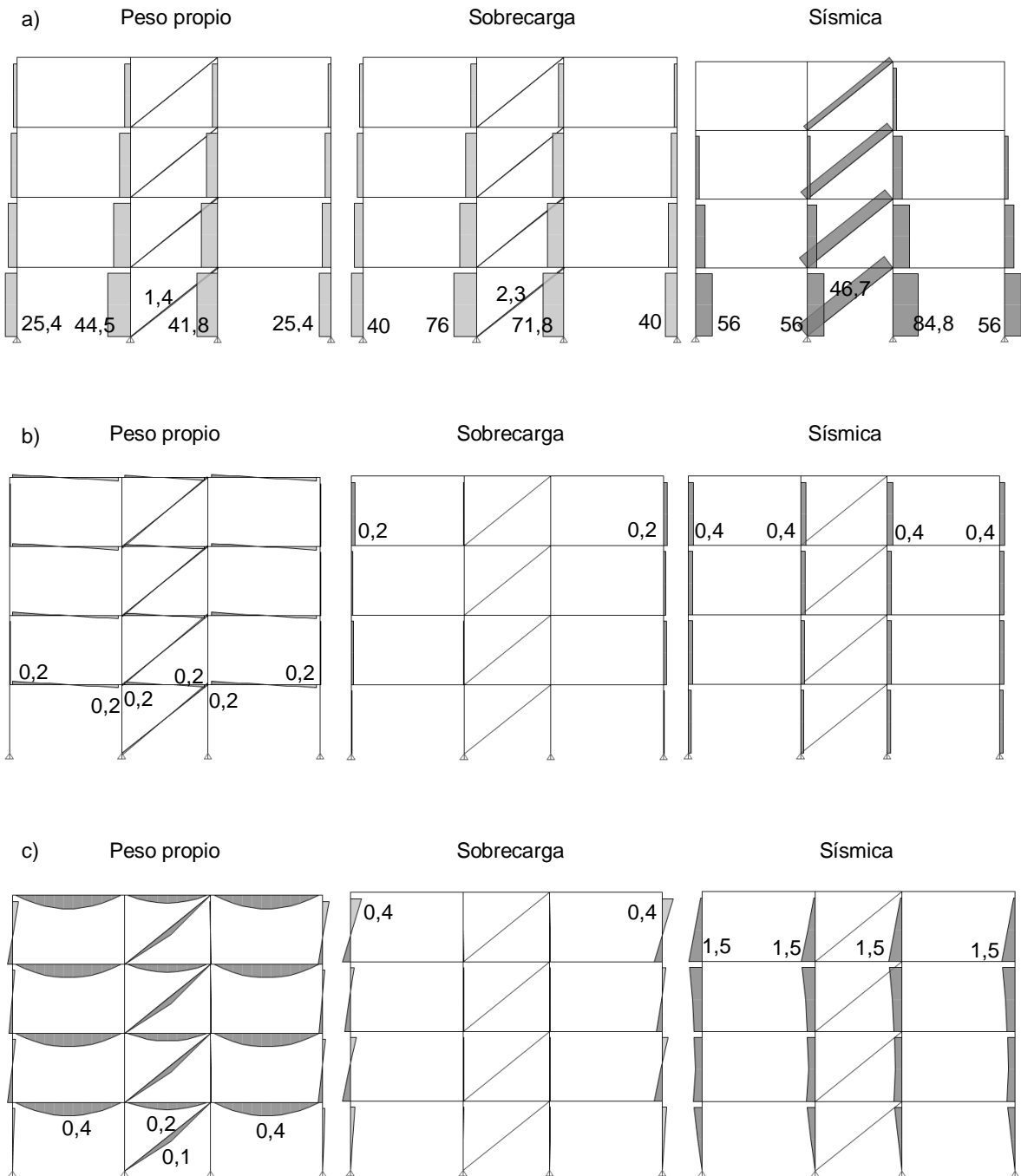


Figura 3.18 Esfuerzos en los ejes B y C: a) axial (tonf), b) corte (tonf) y c) flexión (tonf·m) del sistema restringido al pandeo

## Capítulo IV

### 4. Verificación del diseño de marcos con diagonales tradicionales de acuerdo al código AISC 341-10

En este capítulo se realiza la verificación del diseño de acuerdo al código *AISC341-10 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"*, en base al diseño por capacidad que está implícito en el código. También se deben cumplir algunos principios de la norma *NCh 2369.Of2003* como por ejemplo los límites de esbeltez para que no haya una contraposición.

Esta metodología de diseño consiste principalmente en diseñar algunos elementos que se espera que fluyan, en este caso las diagonales. Estos tienen por objeto disipar la mayor cantidad de energía durante un evento sísmico de gran magnitud manteniendo a los otros componentes (vigas y columnas) en el rango elástico. Para esto se requiere la determinación real de la resistencia esperada de los elementos que van a fluir, por tanto el diseño por capacidad se traduce en determinar la resistencia esperada que van a desarrollar las diagonales y diseñar los otros elementos del sistema para que se mantengan elásticos. Para diseñar la diagonal se utiliza el esfuerzo sísmico máximo que se obtuvo en el capítulo 3, con el espectro de diseño de la norma *NCh 2369* y los otros elementos se diseñan considerando las cargas gravitacionales y la carga proveniente de la resistencia esperada de la diagonal. La figura 4.1 muestra de forma esquemática el procedimiento de diseño del sistema. El paso más importante en el diseño es la diagonal vertical.

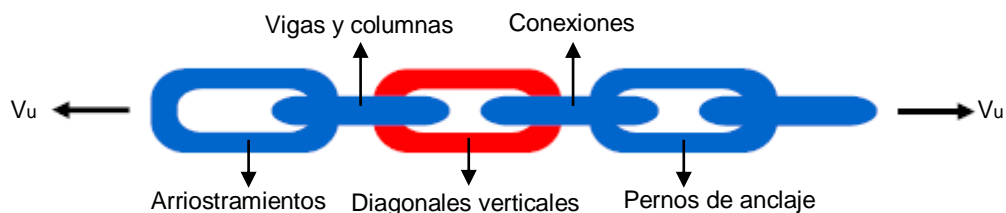


Figura 4.1 Orden e importancia en el diseño de los marcos arriostrados [Adaptado Brunneau 1998]

#### 4.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas utilizadas en el diseño corresponden a la norma *NCh 3171 "Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de carga"*<sup>[9]</sup>. Se consideran los estados de carga de peso propio, sobrecarga y sísmica.

Combinaciones sistema *LRFD (Load Resistance Factor Design)*:

- 1)  $1,2D + 1,6L$
- 2)  $1,2D + 1,0L \pm 1,4E$
- 3)  $0,9D \pm 1,4E$

Donde:

D: Peso propio.

L: Sobrecarga.

E: Carga sísmica.

La carga sísmica E se obtiene de acuerdo espectro de la norma *NCh 2369* y con esta se realiza el diseño de la resistencia esperada de la diagonal. Para diseñar los otros elementos del sistema donde se considere la carga sísmica se utilizara una fuerza igual a la resistencia esperada de la diagonal.

## 4.2 Generalidades del diseño

- La resistencia esperada a tracción de las diagonales ( $T_{exp}$ ) se determina como  $R_y \cdot F_y \cdot A_g$  y para las diagonales comprimidas ( $C_{exp}$ ) se adopta como  $1,14 \cdot F_{cre} \cdot A_g$  (donde  $F_{cre}$  es la el esfuerzo crítico  $F_{cr}$  determinado para una tensión igual a  $R_y \cdot F_t$ ). La resistencia post-pandeo  $C'_{exp}$  se determina como 0,3 veces la resistencia esperada a compresión. Esta disminución de la resistencia al 30% podría ser consecuencia del efecto Bauschinger (Hassan and Goel 1991).

Donde:

$R_y$ : Relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia  $F_y$ .

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia

$A_g$ : Área bruta de la sección

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico  $F_{cre}$  que se determina según las especificaciones del capítulo E del *AISC360-10 "Specification for Structural Steel Buildings"* considerando  $R_y \cdot F_y$ .

- A lo largo de una línea arriostrada, las diagonales deben ser dispuestas de manera alternada para cualquier dirección de fuerza paralela a la línea de arriostramientos, al menos el 30% pero no más del 70% de la fuerza total horizontal a lo largo de esta línea es resistida por las diagonales en tracción.

- Columnas y diagonales deberán satisfacer los requerimientos de la sección D.1.1 del código *AISC341-10* para miembros altamente dúctiles  $\lambda_{hd}$ .

- La relación de esbeltez de las diagonales debe ser menor a 200. En la norma *NCh 2369* el límite de esbeltez debe ser menor o igual a  $1,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ . Hay que destacar que la versión anterior de las disposiciones *AISC341-05*, el límite de esbeltez debía ser menor a  $4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ . Este cambio se debe a que investigaciones recientes han mostrado que la falla por fractura bajo cargas cíclicas es menos probable en la medida que aumenta la esbeltez, *AISC341-10*.

Las vigas se deben diseñar para resistir las cargas gravitacionales y además deben cumplir con los requerimientos de la sección D1.1 del *AISC341-10* para elementos moderadamente dúctiles  $\lambda_{md}$ .

### 4.2.1 Diseño de diagonales

Las diagonales más solicitadas son las del primer nivel (D 1-1 y D 1-2) debido a la acción sísmica como se vio en la descripción de la estructura en la figura 3.2 del eje 1.

$$P = 49,4 \text{ tonf}$$

Utilizando el sistema de combinación de carga *LRFD (Load Resistance Factor Loading)* la carga sísmica debe amplificarse por 1,4 según la norma *NCh 3171*.

$$P_u = 1,4 \cdot 49,4 = 69 \text{ tonf}$$

Las propiedades del acero de los perfiles utilizados para verificar el diseño se resumen en la tabla 4.1.

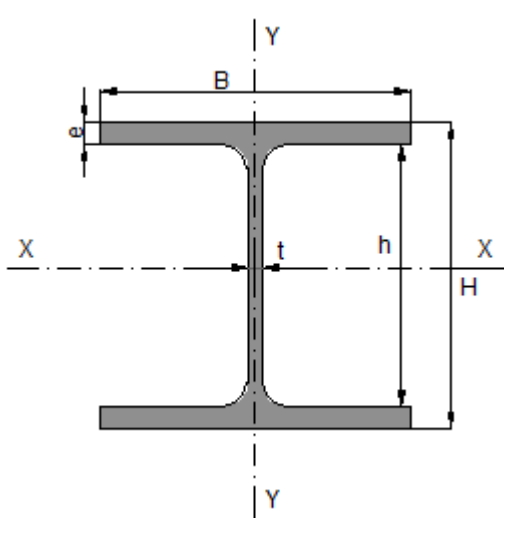
Tabla 4.1 Propiedades del acero

Acero ASTM A-36	
Módulo de elasticidad E	2000000 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
Esfuerzo de fluencia F <sub>y</sub>	2530 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
Esfuerzo último F <sub>u</sub>	4200 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de Poisson Elástico u	0,3
Módulo de Poisson Plástico u	0,5
Módulo de corte G	807692 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
Relación entre Fluencia esperada/F <sub>y</sub> R <sub>y</sub>	1,5

El perfil propuesto para verificar el diseño de la diagonal se muestra en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Propiedades del perfil propuesto para la diagonal del sistema tradicional

Perfil	HN 200x200x14x8
H	20 [cm]
B	20 [cm]
E	1,4 [cm]
T	0,8 [cm]
Peso	54,8 [kgf/m]
Área	69,8 [cm <sup>2</sup> ]
I <sub>x</sub>	5190 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>x</sub>	519 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>x</sub>	8,63 [cm]
I <sub>y</sub>	1870 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>y</sub>	187 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>y</sub>	5,17 [cm]



Las diagonales deben cumplir los requerimientos para elementos altamente dúctiles según la sección D1.1 del *AISC341-10*.

$$Ala \rightarrow \frac{B}{2 \cdot e} \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{20}{2 \cdot 1,4} = 7,1 \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{2E06}{2530}} = 8,4$$

$$Alma \rightarrow \frac{h}{t} \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(H - 2 \cdot e)}{t} = \frac{(20 - 2 \cdot 1,4)}{0,8} = 22 \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} = 42$$

La resistencia a tracción en fluencia se determina según el capítulo D de las especificaciones del *AISC360-10*.

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

Donde:

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero (kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_g$ : Área bruta de la sección (cm<sup>2</sup>)

Resistencia a tracción nominal para la diagonal:

$$P_n = F_y \cdot A_g = \frac{2530 \cdot 69,8}{1000} = 177 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño a tracción para la diagonal según el sistema LRFD ( $\phi = 0,9$ ):

$$\phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 177 = 159 \text{ tonf}$$

La resistencia a compresión se determina según el capítulo E de las especificaciones del *AISC360-10*.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$F_{cr}$ : Tensión crítica (kgf/cm<sup>2</sup>)

La tensión crítica por pandeo se determina de la siguiente manera:

$$(a) \text{ Si } \frac{K \cdot L}{r} < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] \cdot F_y$$

$$(b) \text{ Si } \frac{K \cdot L}{r} > 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0,877 \cdot F_e$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva.

$F_e$ : Tensión de pandeo crítico de Euler (kgf/cm<sup>2</sup>)

r: Radio de giro en el eje más desfavorable (cm)

L: Longitud no arriostrada lateralmente (cm)

Tensión de pandeo crítico

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K \cdot L}{r} \right)^2}$$

Para determinar las longitudes los elementos que componen el marco se muestra el esquema de la figura 4.2.

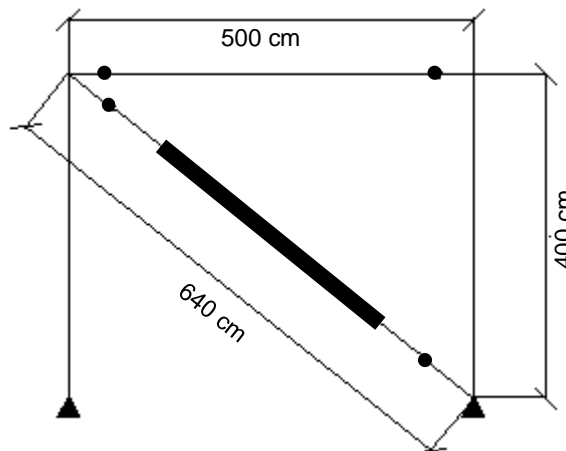


Figura 4.2 Esquema de dimensiones del marco arriostrado en el primer nivel

$$\therefore L = 640 \text{ (cm)}$$

El valor de K es igual a 1 debido a que las diagonales tienen conexiones simples en sus extremos.

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 640}{5,17} = 124$$

Esta esbeltez debe ser comparada con el límite de la norma *NCh 2369*, porque el código *AISC341-10* establece un límite mayor ( $\lambda < 200$ ).

$$\text{Como } \lambda = 124 < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 132 \rightarrow \text{pandeo inelástico.}$$



Grafico 4.1 Tensión crítica en función de esbeltez de la diagonal en el sistema tradicional

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] \cdot F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K \cdot L}{r_y} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{124^2} = 1284 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{2530}{1284} \right) \right] \cdot 2530 = 1108 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal a compresión de la diagonal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = \frac{1108 \cdot 69,8}{1000} = 77 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño a compresión de la diagonal para el sistema LRFD ( $\phi = 0,9$ ):

$$\Phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 77 = 69 \text{ tonf}$$

$$\text{F.U: } \frac{P_u}{\Phi \cdot P_n} = \frac{69}{69} = 1$$

### Resistencia esperada de la diagonal de acuerdo al código AISC341-10.

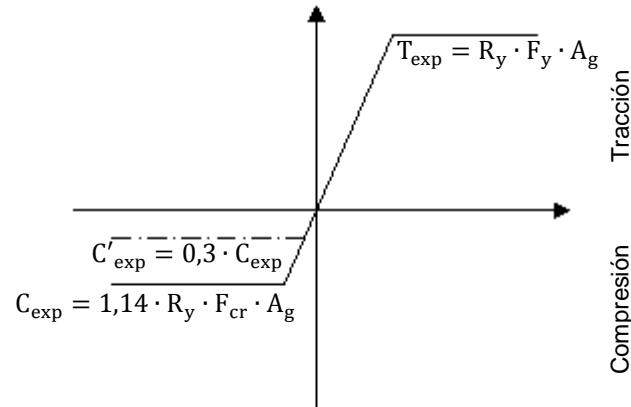


Figura 4.3 Esquema de los esfuerzos esperados para diseñar el marco arriostrado

En tracción

$$T_{exp} = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1,5 \cdot 2530 \cdot 69,8 = 265 \text{ tonf}$$

En compresión:

$$C_{exp} = 1,14 \cdot R_y \cdot P_n = 1,14 \cdot 1,5 \cdot 77 = 132 \text{ tonf}$$

La resistencia a compresión post-pandeo corresponde a un 30% de la resistencia esperada a compresión del elemento.

$$C'_{exp} = 0,3 \cdot 132 = 40 \text{ tonf}$$

Las vigas, columnas y conexiones se diseñan por capacidad reemplazando la diagonal por una fuerza igual a la resistencia esperada de dicha diagonal y considerando las cargas gravitacionales.

#### 4.2.2 Diseño de columnas

Las columnas más solicitadas son la de los extremos (P 1-1 y P 1-4) para las dos direcciones del sismo como se vio en la descripción de la estructura en la figura 3.2 del eje 1.

Para la combinación de carga que controla el diseño, en el esquema de la figura 4.4 se muestran los esfuerzos en el eje resistente para realizar el diseño de la columna.

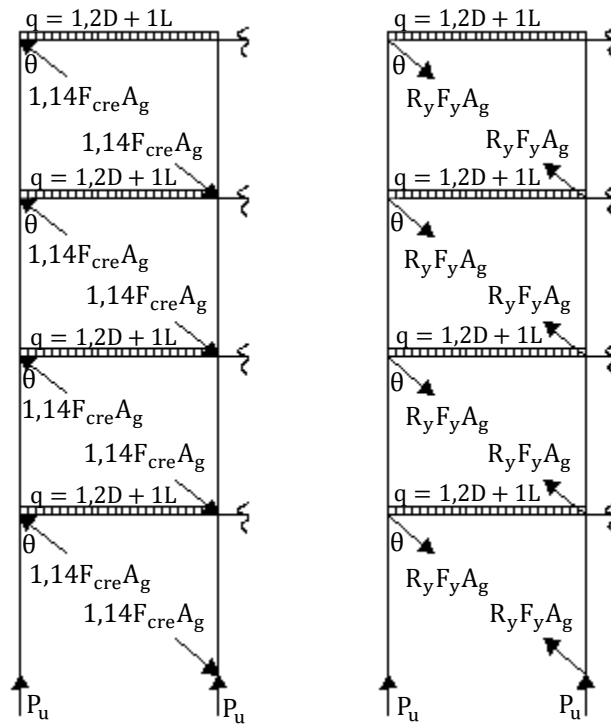


Figura 4.4 Fuerzas aplicadas en el marco resistente del sistema tradicional

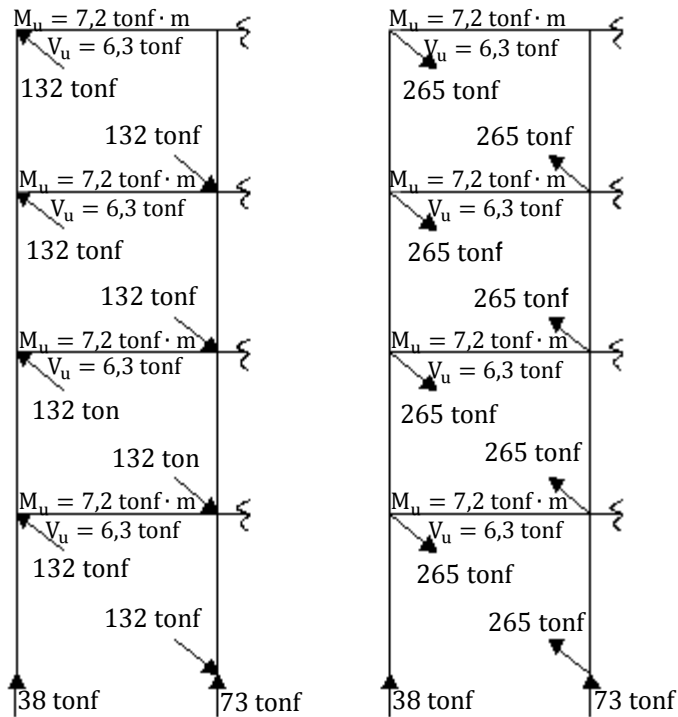


Figura 4.5 Evaluación de las fuerzas aplicadas en el marco resistente del sistema tradicional

Donde:

$$V_u = \frac{q \cdot L}{2}$$

$$M_u = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

L: Largo de la viga

En el esquema de la figura 4.4 la distribución de carga en las diagonales es simétrica para las dos direcciones de análisis, por ello sólo se muestra un marco arriostrado del eje 1.

Las Columnas mas solicitadas son las de los extremos para ambos sentidos del sismo en el primer nivel.

$$P_u = \text{cargas gravitacionales} + 4 \cdot T_{\text{exp}} \cdot \sin \theta$$

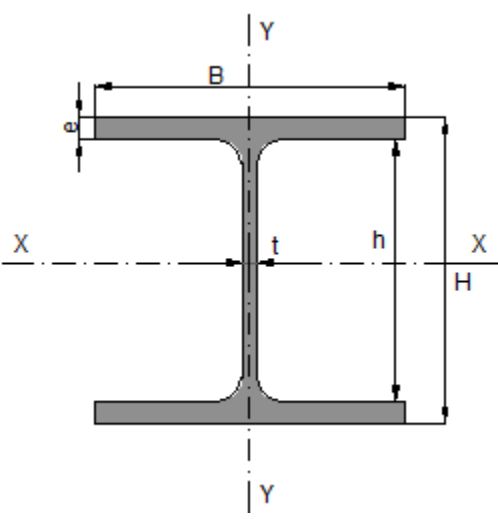
$$P_u = 38 + 4 \cdot T_{\text{exp}} \cdot \sin \theta, \text{ donde } \theta \approx 39^\circ$$

$$P_u = 38 + 4 \cdot 265 \cdot \sin(39^\circ) = 705 \text{ tonf}$$

El perfil propuesto para verificar el diseño de la columna se muestra en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Propiedades del perfil propuesto para la columna del sistema tradicional

Perfil	HN 400x400x35x18
H	40 [cm]
B	40 [cm]
e	3,5 [cm]
t	1,8 [cm]
Peso	266 [kgf/m]
Área	339 [cm <sup>2</sup> ]
I <sub>x</sub>	98900 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>x</sub>	4950 [cm <sup>3</sup> ]
Z <sub>x</sub>	5600 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>x</sub>	17,1 [cm]
I <sub>y</sub>	37300 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>y</sub>	1870 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>y</sub>	10,5 [cm]
J	1210 [cm <sup>4</sup> ]



Las columnas deben cumplir los requerimientos para elementos altamente dúctiles según la sección D1.1 del AISC341-10.

$$\text{Ala} \rightarrow \frac{B}{t} \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{40}{2 \cdot 3,5} = 6 \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} = 8$$

$$\text{Alma} \rightarrow C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot F_y \cdot A_g} = \frac{705}{0,9 \cdot 2530 \cdot 339} = \frac{705}{772} = 0,9$$

Donde

$C_a$ : Relación de la resistencia requerida  $P_u$  y la resistencia disponible  $\phi_c \cdot P_y$  del elemento.

$$\text{Alma} \rightarrow \text{Si } C_a > 0,125 \rightarrow \frac{h}{t} \leq 0,77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2,93 - C_a)$$

$$\frac{(H - 2 \cdot e)}{t} = \frac{(40 - 2 \cdot 3,5)}{1,8} = 18 \leq 0,77 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} \cdot (2,93 - 0,9) = 44$$

Para la configuración de la columna:

$L = 400$  (cm) según el esquema de la figura 4.2.

$K = 1$

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 400}{10,5} = 38$$

Como  $\lambda = 38 < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 132 \rightarrow$  pandeo inelástico.

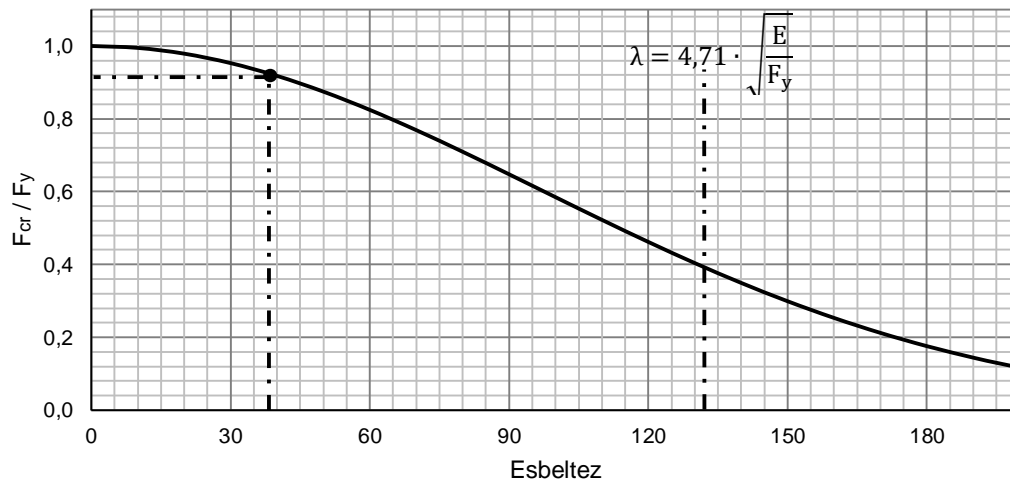


Gráfico 4.2 Tensión crítica en función de esbeltez de la columna en el sistema tradicional

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] \cdot F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K \cdot L}{r_y} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{38^2} = 13670 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{2530}{13670} \right) \right] \cdot 2530 = 2341 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal a compresión de la columna:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = \frac{2341 \cdot 339}{1000} = 794 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño a compresión de la columna para el sistema LRFD ( $\phi = 0,9$ ):

$$\Phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 794 = 714 \text{ tonf}$$

$$\text{F.U.} \frac{P_u}{\Phi \cdot P_n} = \frac{705}{714} = 0,99$$

### Resistencia a flexión de la columna

La resistencia a flexión proporcionada por la columna se determina según el capítulo F de las especificaciones del *AISC360-10*, donde se adopta el menor valor entre los estados de momento plástico y pandeo lateral torsional.

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

Donde:

$Z_x$ : Módulo plástico ( $\text{cm}^3$ )

$$M_p = \frac{2530 \cdot 5600}{100000} = 142 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Pandeo lateral torsional

(a) Cuando  $L_b \leq L_p$  El estado límite no aplica

$$L_b = 400 \text{ (cm)}$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 10,5 \cdot 28 = 517 \text{ cm}$$

El estado de pandeo lateral torsional no aplica, la resistencia nominal a flexión de la columna:

$$M_n = M_p = \frac{2530 \cdot 5600}{100000} = 142 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión de la columna para el sistema LRFD ( $\phi = 0,9$ )

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 142 = 128 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

### 4.2.3 Diseño de vigas

Las vigas se deben diseñar para soportar las cargas gravitacionales y el esfuerzo que proviene de la resistencia esperada de la diagonal. En el diagrama de cuerpo libre de la figura 4.6 la resistencia esperada que proveniente de la diagonal actúa como puntal de compresión en la viga.

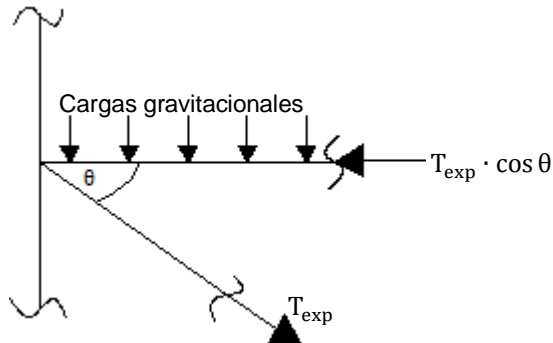


Figura 4.6 Diagrama de cuerpo libre de la viga

Todas las vigas tienen las mismas cargas gravitacionales y el mismo puntal de compresión como se vio en el esquema de la figura 4.4.

Los esfuerzos en las vigas.

$$M_u = 7,2 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

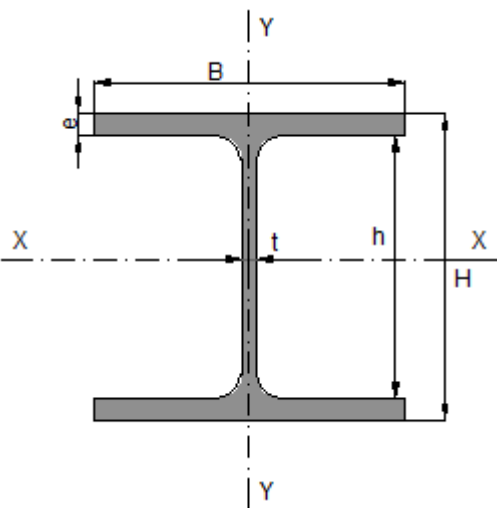
$$V_u = 6,3 \text{ tonf}$$

$$P_u = T_{exp} \cdot \cos \theta = 265 \cdot \cos 39 = 206 \text{ tonf}$$

El perfil propuesto para verificar el diseño de la viga se muestra en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Propiedades del perfil propuesto para la viga del sistema tradicional

Perfil	IN 350x300x20x6
H	35 [cm]
B	30 [cm]
e	2 [cm]
t	0,6 [cm]
Peso	109 [kgf/m]
Área	139 [cm <sup>2</sup> ]
I <sub>x</sub>	34200 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>x</sub>	1950 [cm <sup>3</sup> ]
Z <sub>x</sub>	2120 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>x</sub>	15,7 [cm]
I <sub>y</sub>	9000 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>y</sub>	600 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>y</sub>	8,06 [cm]
J	162 [cm <sup>4</sup> ]



Las vigas deben cumplir los requerimientos para elementos moderadamente dúctiles según la sección D1.1 del AISC341-10.

$$\text{Ala} \rightarrow \frac{B}{2 \cdot e} \leq 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{30}{2 \cdot 2} = 9 \leq 0,38 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} = 11$$

$$\text{Alma} \rightarrow C_a = \frac{P_u}{\Phi_c \cdot P_y} = \frac{P_u}{\Phi_c \cdot F_y \cdot A_g} = \frac{206}{\left(\frac{0,9 \cdot 2530 \cdot 139}{1000}\right)} = \frac{206}{317} = 0,65$$

$$\text{Alma} \rightarrow \text{Si } C_a > 0,125 \rightarrow \frac{h}{t} \leq 1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2,33 - C_a)$$

$$\frac{(H - 2 \cdot e)}{t} = \frac{(35 - 2 \cdot 2)}{0,6} = 52 \leq 1,12 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} \cdot (2,33 - 0,65) = 53$$

### Resistencia a flexión

La resistencia nominal a flexión proporcionada por la viga se determina según el capítulo F de las especificaciones del AISC360-10, donde se adopta el menor valor entre los estados de momento plástico y pandeo lateral torsional.

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$M_p = \frac{2530 \cdot 2120}{100000} = 54 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Pandeo lateral torsional

(a) Cuando  $L_b \leq L_p$  el estado límite no aplica.

(b) Cuando  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \cdot [M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot W_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p$$

Donde:

$L_b$ : Longitud de arriostramiento.

$L_p$ : Longitud entre puntos que están o arriostrado contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección.

$L_r$ : Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico.

$L_b = 500$  (cm) según el esquema de la figura 4.2.

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 8,06 \cdot 28 = 400 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{W_x}$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4}$$

$$c = 1$$

$h_o$ : Distancia entre centroides de alas igual a 33 (cm)

Reemplazando los valores se tiene que:

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} = \frac{9000 \cdot (33^2)}{4} = 2450250 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{9000 \cdot 2450250}}{1950} \rightarrow r_{ts} = 8,7 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 \cdot 8,7 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 2530} \cdot \sqrt{\frac{162}{1950 \cdot 33} + \sqrt{\left(\frac{162}{1950 \cdot 33}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 2530}{2 \cdot 10^6}\right)^2}} = 1478 \text{ cm}$$

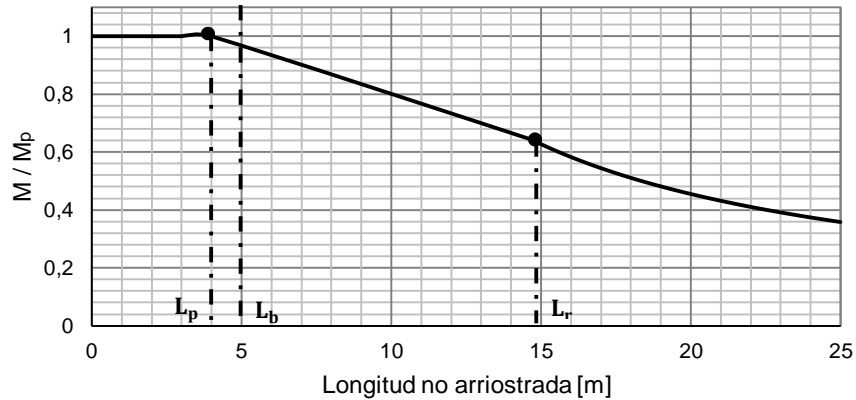


Grafico 4.3 Resistencia a flexión en función de la longitud no arriostrada de la viga en el sistema tradicional

Como  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \cdot [M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot W_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p$$

Donde:

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2,5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C}$$

$M_{m\acute{a}x}$ : Momento máximo en longitud no arriostrada.

$M_A$ : Momento en el primer cuarto de la longitud no arriostrada.

$M_B$ : Momento en el centro de la longitud no arriostrada.

$M_C$ : Momento en el tercer cuarto de la longitud no arriostrada.

Para la viga simplemente apoyada con cargas uniformemente distribuidas como se muestra en el esquema de la figura 4.7 se obtiene el coeficiente  $C_b$ .

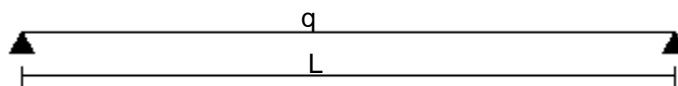


Figura 4.7 Esfuerzo de flexión en los cuartos de la viga.

$$C_b = 1,14$$

$$M_n = 1,14 \cdot [2530 \cdot 2120 - (2530 \cdot 2120 - 0,7 \cdot 2530 \cdot 1950) \cdot \left(\frac{500 - 400}{1478 - 400}\right)] \leq M_p$$

Resistencia nominal a flexión de la viga:

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 2120 = 54 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión de la viga para el sistema LRFD:

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 54 = 49 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$\text{F.U: } \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = \frac{7,2}{49} = 0,15$$

### Interacción

La Interacción en la viga se determina según el capítulo H de las especificaciones del AISC360-10.

$$\text{si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

$$\text{si } \frac{P_r}{P_c} \leq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

Donde:

$P_r = P_u$ : Resistencia a la compresión solicitada en el elemento.

$P_c = \phi \cdot P_n$ : Resistencia a la compresión disponible del elemento.

$M_r = M_u$ : Resistencia a la flexión solicitada.

$M_c = \phi \cdot P_n$ : Resistencia a la flexión disponible.

$$\frac{1 \cdot 500}{8,06} = 62 < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} = 132 \rightarrow F_{cr} = \left[0,658^{\left(\frac{F_y}{F_e}\right)}\right] \cdot F_y$$

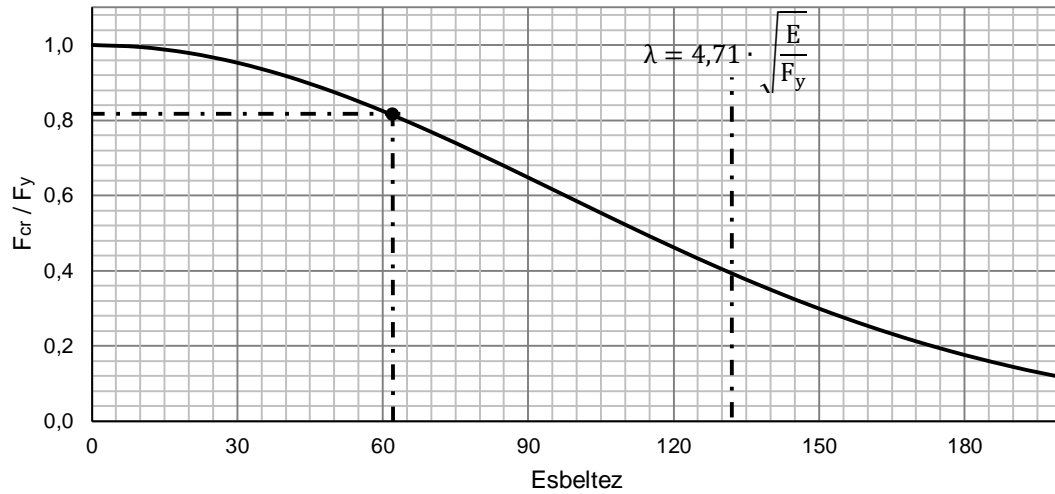


Gráfico 4.4 Tensión crítica en función de la esbeltez de la viga en el sistema tradicional

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] \cdot F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K \cdot L}{r_y} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{62^2} = 5135 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{2530}{5135} \right) \right] \cdot 2530 = 2059 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a compresión nominal de la viga:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = \frac{2059 \cdot 139}{1000} = 286 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño a compresión de la viga para el sistema LRFD:

$$\Phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 286 = 257 \text{ tonf}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{156}{209} > 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{206}{257} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{7,2}{49} \right) = 0,8 + 0,13 = 0,93 \leq 1$$

Es importante destacar que la compresión debido a la resistencia esperada de la diagonal controla el diseño de la viga (80% aproximadamente) en la interacción.

### Resistencia a corte

La resistencia a corte proporcionada por la viga se determina según el capítulo G de las especificaciones del AISC360-10.

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Donde:

$A_w$ : Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma (cm<sup>2</sup>).

$C_v$ : Coeficiente de corte del alma.

El coeficiente de corte se determina como:

$$(i) \text{ Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$(ii) \text{ Cuando } 1,1 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1,1 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}}}{h/t_w}$$

$$(iii) \text{ Cuando } \frac{h}{t_w} \geq 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1,5 \cdot E \cdot K_v}{(h/t_w)^2 \cdot F_y}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas (cm)

$t_w$ : Espesor del alma (cm)

$K_v$ : Coeficiente de pandeo por corte del alma.

Para almas sin atiesadores transversales y con  $(h/t_w) \leq 260$ :

$$K_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(H - 2 \cdot e)}{t} = \frac{(35 - 2 \cdot 2)}{0,6} = 52 \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2 \cdot 10^6}{2530}} = 69$$

Resistencia nominal a corte

$$V_n = \frac{0,6 \cdot 2530 \cdot 31 \cdot 0,6 \cdot 1}{1000} = 28 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño a corte para el sistema LRFD ( $\phi = 0,9$ ):

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 28 = 25 \text{ tonf}$$

$$\text{F.U: } \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} = \frac{6,3}{25} = 0,25$$

#### 4.2.4 Conexiones

Las conexiones de la diagonal se deben diseñar con la resistencia esperada en tracción y 1,1 veces la resistencia esperada a compresión de acuerdo al código *AISC341-10*.

Tabla 4.5 Fuerzas de la diagonal tradicional para las conexiones

Compresión	145	[tonf]
Tracción	265	[tonf]

Las conexiones de la diagonal con la placa del gusset deben tener la adecuada resistencia flexional o bien capacidad de deformarse en el extremo de la diagonal. Para esto el código requiere que se cumpla uno de los siguientes requerimientos:

- La resistencia a flexión de la conexión debe ser a lo menos igual a la resistencia a flexión esperada de la diagonal por 1,1 ( $1,1 \cdot R_y \cdot M_p$  donde  $M_p$  se determina respecto al eje crítico de pandeo).
- Capacidad de rotación: La conexión debe ser capaz de permitir la rotación impuesta por el pandeo de la diagonal correspondiente al nivel de distorsión de piso de diseño.

Sin embargo resulta conveniente detallar la conexión de tal modo de acomodar las rotaciones inelásticas de la diagonal en el gusset. En la figura 4.8 se puede observar un detalle de conexión recomendado en las especificaciones del código *AISC341-10*. En esta configuración se induce la formación de una franja de fluencia en la placa de longitud mínima igual a  $2t$  (donde  $t$  corresponde al espesor del gusset) para acomodar las rotaciones, esta recomendación es solo para este tipo de diagonales.

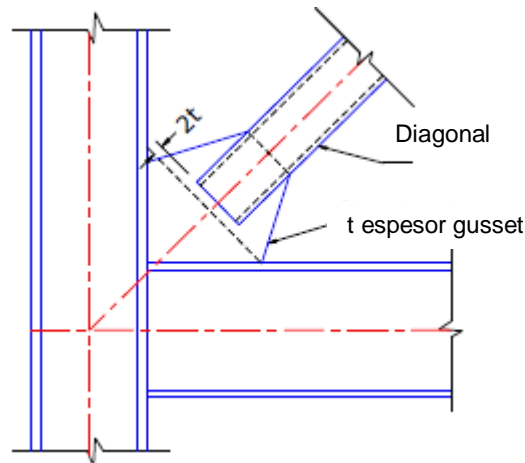


Figura 4.8 Detalle para la conexión de la diagonal tradicional con el gusset [Adaptado AISC341-10]

Las conexiones viga-columna usualmente incluyen una placa de gusset para permitir la conexión de la diagonal. Para esto el código requiere que la conexión cumpla con una de las siguientes alternativas.

- a) La conexión se diseña como una conexión simple capaz de permitir una rotación de 0,025 radianes.

- b) La conexión se diseña para resistir un momento flector igual al menor valor entre los siguientes dos valores:
- Resistencia flexional esperada de la diagonal por 1,1 ( $1,1 \cdot R_y \cdot M_p$ )
  - La suma de las resistencias flexionales esperadas de la columna por 1,1.

Para las conexiones viga-columna en la figura 4.9 se muestra un tipo de conexión en donde la viga y la placa del gusset se conectan en forma rígida mediante soldadura a la columna y la viga tiene un dispositivo que le permite la rotación. Los ángulos que se conectan al alma de la viga con pernos permiten la rotación debido a la deformación.

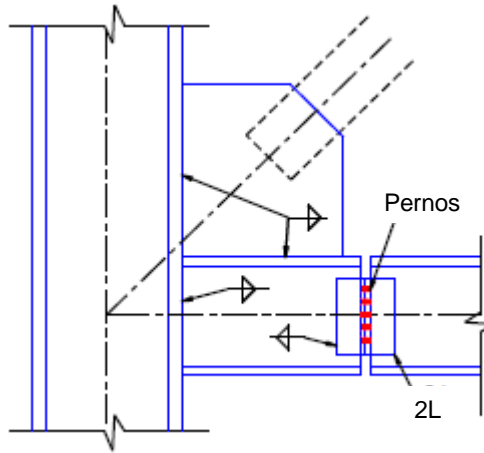


Figura 4.9 Detalle de la conexión viga-columna recomendada [Thornton & Muir 2008]<sup>[4]</sup>

#### 4.2.5 Cubicación

En el esquema de la figura 4.10 se muestran los perfiles utilizados en el diseño para realizar la cubicación.

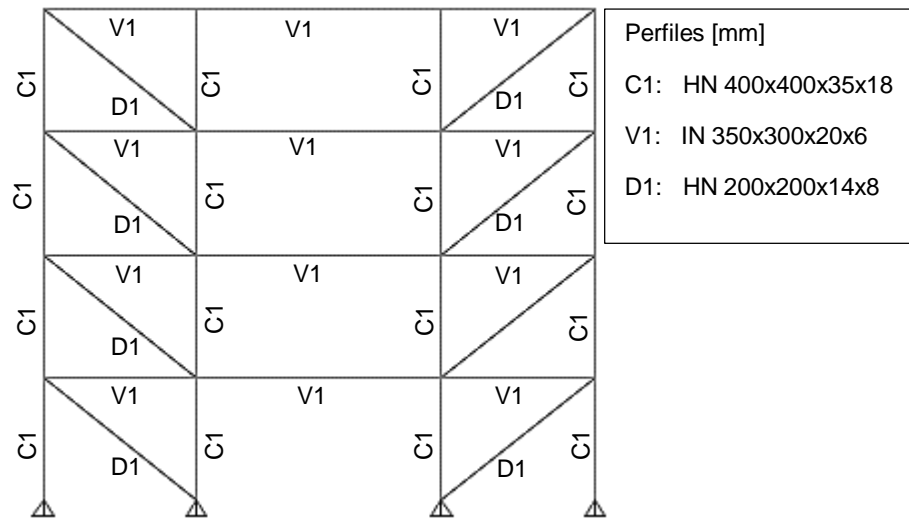


Figura 4.10 Eje resistente del sistema tradicional para realizar la cubicación

Tabla 4.6 Cubicación de perfiles utilizados en el eje resistente 1 en el sistema tradicional

Perfiles	Peso propio [kgf/m]	Largo [m]	Cantidad total	Peso total [kgf]
HN 200x200x14x8	54,8	6,4	8	2.806
HN 400x400x35x18	266	4	16	17.024
IN 350x300x20x6	109	5	8	4.360
IN 350x300x20x6	109	8	4	3.488
			<b>Total</b>	<b>27.678</b>

## Capítulo V

### 5. Verificación del diseño de marcos con diagonales restringidas al pandeo de acuerdo al código AISC341-10

#### 5.1 Diseño de diagonales restringidas al pandeo

Los marcos con diagonales restringidas al pandeo son un caso particular de marcos arriostrados tradicionales, las diferencias fundamentales están en los esfuerzos que se desarrollan en las diagonales y en los detalles de las conexiones.

Las combinaciones de cargas utilizadas en el diseño, son las mismas que se utilizaron para los marcos con diagonales tradicionales en el capítulo 4.

Para diseñar la diagonal restringida debemos obtener en primer lugar las dimensiones del núcleo. Las diagonales más solicitadas son las del primer nivel (D 1-1 y D 1-2) debido a la acción sísmica como se vio en la descripción de la estructura.

$$P = 46,7 \text{ tonf}$$

Utilizando el sistema de combinación de carga *LRFD* (*Load Resistance Factor Loading*) la carga sísmica debe amplificarse por 1,4 según la norma *NCh 3171*.

$$P_u = 1,4 \cdot 46,7 = 65 \text{ tonf}$$

Las propiedades del acero de los perfiles utilizados para verificar el diseño se resumen en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Propiedades del acero

Acero ASTM A-36	
Módulo de elasticidad E	2000000 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
Esfuerzo de fluencia F <sub>y</sub>	2530 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
Esfuerzo último F <sub>u</sub>	4200 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de Poisson Elástico $\nu$	0,3
Módulo de Poisson Plástico $\nu$	0,5
Módulo de corte G	807692 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
Relación entre Fluencia esperada/F <sub>y</sub> R <sub>y</sub>	1,5

El núcleo para la diagonales restringida se determina como:

$$P_u \leq \Phi \cdot F_y \cdot A_g$$

Donde:

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del núcleo.

$A_g$ : Área del núcleo.

$$65000 \leq 0,9 \cdot 2530 \cdot A_g$$

$$A_g = 28 \text{ cm}^2$$

Los esfuerzos de fluencia tanto en tracción  $T_y$  como en compresión  $P_y$  de las diagonales restringidas al pandeo son iguales, debido al comportamiento simétrico que tienen como se vió en los antecedentes del capítulo 2.

$$P_y = T_y = F_y \cdot A_g = \frac{2530 \cdot 28}{1000} = 71 \text{ tonf}$$

El diseño por capacidad para los marcos con diagonales restringidas al pandeo se realiza de la misma forma que los marcos con diagonales tradicionales, pero se utiliza la resistencia ajustada en vez de la resistencia esperada de la diagonal.

La resistencia ajustada de las diagonales restringidas al pandeo se determina como:

Resistencia a compresión

$$P_{\text{máx}} = \beta \cdot \omega \cdot R_y \cdot P_y$$

Resistencia a tracción

$$T_{\text{máx}} = \omega \cdot R_y \cdot T_y$$

Donde:

$\beta$ : Factor de ajuste de sobrerresistencia a la compresión.

$\omega$ : Factor de ajuste de sobrerresistencia por endurecimiento de deformación.

$P_y$ : Esfuerzo de fluencia en compresión del núcleo.

$T_y$ : Esfuerzo de fluencia en tracción del núcleo.

El factor  $\beta$  debe ser mayor o igual a 1 y se obtiene como la relación entre la máxima fuerza de compresión y la de tracción medidas según los requerimientos de los ensayos que establece el código *AISC341-10*.

El factor  $\omega$  debe determinarse según los resultados experimentales como la relación entre la resistencia máxima a tracción y la resistencia medida de fluencia  $R_y \cdot P_y$ .

Los valores de  $\beta$  y de  $\omega$  se obtienen de los ensayos realizados por los investigadores según los requerimientos del código *AISC341-10*. Para determinar estos factores se utilizan las curvas de histéresis ensayadas por Watanabe que se vieron en los antecedentes del capítulo 2. Se toma como referencia el ensayo N° 1 ( $\square$  150x150x4,5) que tiene un núcleo igual a 17cm<sup>2</sup> y un esfuerzo de

fluencia igual a  $F_y = 2880 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$ . Los esfuerzos y deformaciones máximas en compresión y tracción se encuentran marcados con líneas segmentadas como se ve en el esquema de la figura 5.1.

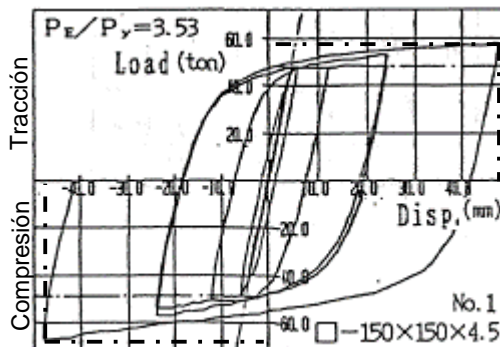


Figura 5.1 Curvas histéresis del ensayo N° 1 realizado por Watanabe [Adaptado Watanabe 1988]

$$\beta = \frac{P_{\text{máx}}}{T_{\text{máx}}} = \frac{67000}{58000} = 1,2$$

$$\omega = \frac{T_{\text{máx}}}{F_y \cdot A_g} = \frac{58000}{2880 \cdot 17} = 1,2$$

En consecuencia la resistencia ajustada a compresión de la diagonal es:

$$P_{\text{máx}} = R_y \cdot \beta \cdot \omega \cdot F_y \cdot A_g = \frac{1,5 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 2530 \cdot 28}{1000} = 153 \text{ tonf}$$

Resistencia ajustada a tracción de la diagonal es:

$$T_{\text{máx}} = R_y \cdot \omega \cdot F_y \cdot A_g = \frac{1,5 \cdot 1,2 \cdot 2530 \cdot 28}{1000} = 128 \text{ tonf}$$

### Diseño de la carcasa

El diseño de la carcasa se realiza en base a la recomendación formulada por Watanabe, donde la carga crítica de pandeo de la carcasa debe ser mayor a 1,5 veces la carga de fluencia del núcleo como se puede ver en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Perfil utilizado para la carcasa

N°	Perfil tubular	Peso [Kgf/m]	Inercia [cm <sup>4</sup> ]	Módulo Elasticidad [Kgf/cm <sup>2</sup> ]	Longitud [cm]	Carga crítica pandeo P <sub>e</sub> [tonf]	Carga de fluencia núcleo P <sub>y</sub> [tonf]	Relación P <sub>e</sub> /P <sub>y</sub>
1	150x150x3	13,92	981	2000000	640	47	71	0,7
2	200x200x3	18,63	1506	2000000	640	73	71	1
3	200x200x4	27,74	1970	2000000	640	95	71	1,3
4	<b>200x200x5</b>	<b>30,8</b>	<b>2410</b>	<b>2000000</b>	<b>640</b>	<b>116</b>	<b>71</b>	<b>1,6</b>

La carga crítica de pandeo de la carcasa se define como:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sc}}{L_{sc}}$$

Donde:

$I_{sc}$ : Inercia de la carcasa de acero ( $\text{cm}^4$ )

$L_{sc}$ : Largo de trabajo de la carcasa, se considera como el largo total de la diagonal (cm)

La configuración final de la diagonal restringida al pandeo se puede ver en el esquema de la figura 5.2.

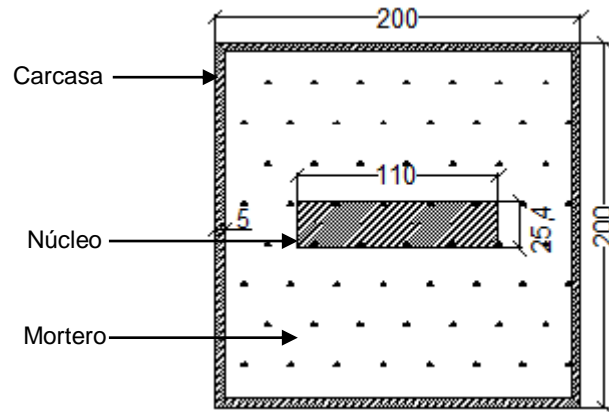


Figura 5.2 Configuración de la diagonal restringida al pandeo.

### 5.1.1 Diseño de columnas

Para diseñar los otros elementos del marco se realiza de la misma forma que los marcos tradicionales, pero se usan los esfuerzos ajustados como se muestra en el esquema de la figura 5.3.

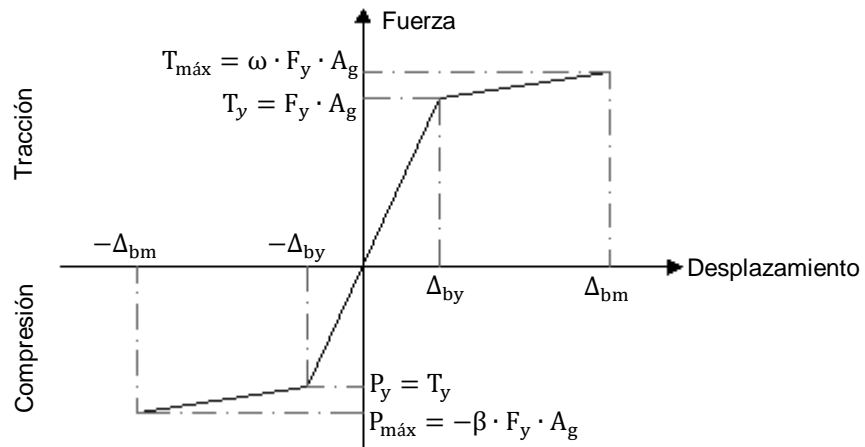


Figura 5.3 Esfuerzos para diseñar el marco con diagonales restringidas al pandeo [Adaptado AISC341-10]

En el esquema de la figura 5.4 y 5.5 se muestran los esfuerzos ajustados de las diagonales restringida al pandeo tanto en tracción como en compresión para realizar el diseño por capacidad de los otros elementos del marco.

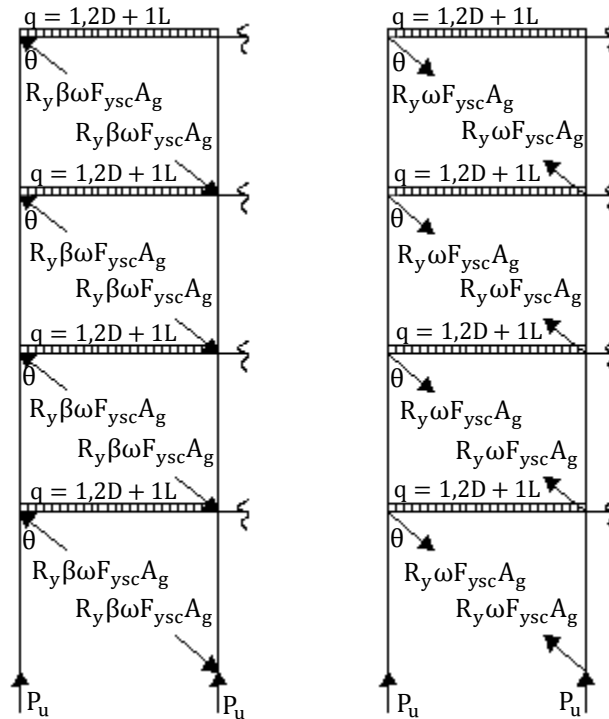


Figura 5.4 Fuerzas aplicadas en el marco resistente del sistema restringido al pandeo

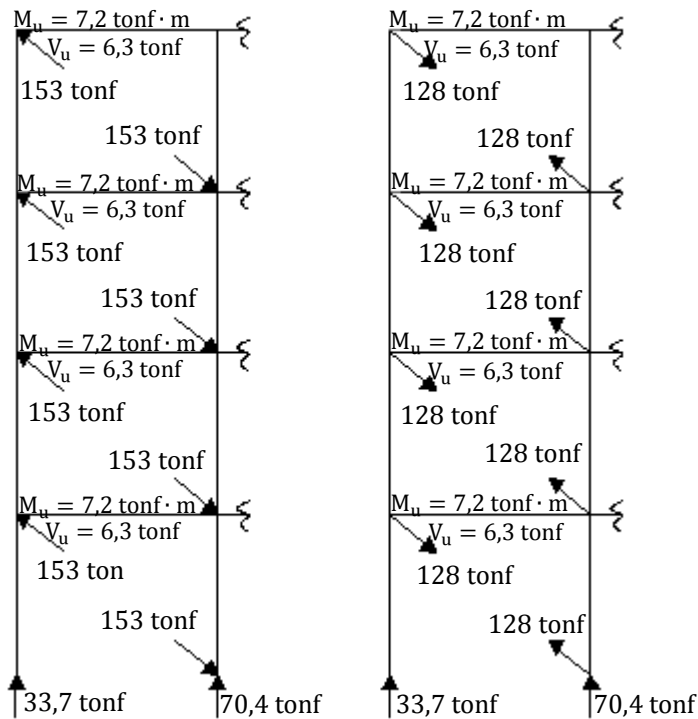


Figura 5.5 Evaluación de las fuerzas aplicadas en el marco resistente del sistema restringido al pandeo

En el esquema de la figura 5.4 la distribución de carga en las diagonales es simétrica para las dos direcciones de análisis, por ello sólo se muestra un marco arriostrado.

La Columna mas solicitadas es la del centro en el primer nivel.

$$P_u = \text{cargas gravitacionales} + 3 \cdot P_{\text{máx}} \cdot \sin \theta$$

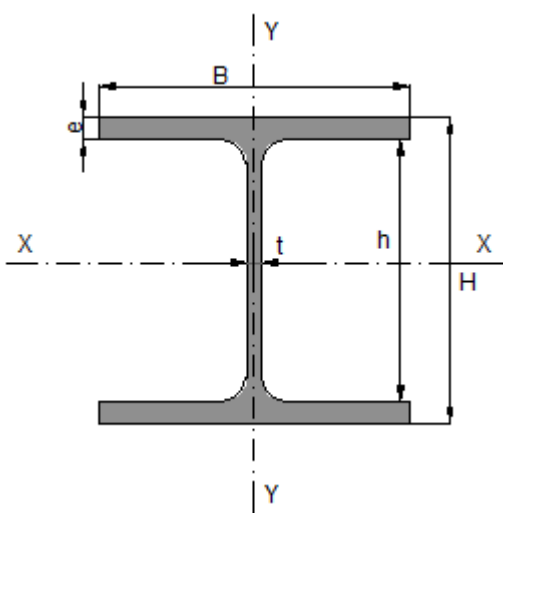
$$P_u = 70,4 + 3 \cdot P_{\text{máx}} \cdot \sin \theta, \text{ donde } \theta \approx 39^\circ$$

$$P_u = 70,4 + 3 \cdot 153 \cdot \sin(39^\circ) = 360 \text{ tonf}$$

El perfil propuesto para verificar el diseño de la columna se muestra en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Propiedades del perfil propuesto para la columna del sistema con restricción al pandeo

Perfil	HN 350x350x22x12
H	35 [cm]
B	35 [cm]
e	2,2 [cm]
t	1,2 [cm]
Peso	150 [kgf/m]
Área	191 [cm <sup>2</sup> ]
I <sub>x</sub>	44300 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>x</sub>	2530 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>x</sub>	15,1 [cm]
I <sub>y</sub>	15700 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>y</sub>	899 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>y</sub>	9,08 [cm]
Z <sub>x</sub>	2810 [cm <sup>3</sup> ]



Las columnas deben cumplir los requerimientos para elementos altamente dúctiles según la sección D1.1 del AISC341-10.

$$\text{Ala} \rightarrow \frac{B}{t} \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{35}{2 \cdot 2,2} = 8 \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} = 8,4$$

$$\text{Alma} \rightarrow C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot F_y \cdot A_g} = \frac{360}{0,9 \cdot 2530 \cdot 191} = \frac{360}{435} = 0,83$$

$$\text{Alma} \rightarrow \text{Si } C_a > 0,125 \rightarrow \frac{h}{t} \leq 0,77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2,93 - 0,83)$$

$$\frac{(H - 2 \cdot e)}{t} = \frac{(35 - 2 \cdot 2,2)}{1,2} = 26 \leq 0,77 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} \cdot (2,93 - 0,9) = 45$$

Para la configuración de la columna:

$$L = 400 \text{ (cm)}$$

$$K = 1$$

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 400}{9,08} = 44$$

Como  $\lambda = 44 < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 132 \rightarrow$  pandeo inelástico.



Grafico 5.1 Tensión crítica en función de esbeltez de la columna en el sistema con restricción al pandeo

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] \cdot F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K \cdot L}{r_y} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{44^2} = 10171 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{2530}{10171} \right) \right] \cdot 2530 = 2280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal a compresión de la columna:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = \frac{2280 \cdot 191}{1000} = 435 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño a compresión de la columna para el sistema LRFD:

$$\Phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 435 = 392 \text{ tonf}$$

$$\text{F. U: } \frac{P_u}{\Phi \cdot P_n} = \frac{360}{392} = 0,92$$

### Resistencia a la flexión de la columna

La resistencia nominal a flexión proporcionada por la columna se determina según el capítulo F de las especificaciones del *AISC360-10*, donde se adopta el menor valor entre los estados de momento plástico y pandeo lateral torsional.

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$M_p = \frac{2530 \cdot 2810}{100000} = 71 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Pandeo lateral torsional

(a) Cuando  $L_b \leq L_p$  el estado límite no aplica.

$$L_b = 400 \text{ (cm)}$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 9,08 \cdot 28 = 447 \text{ cm}$$

El estado de pandeo lateral torsional no aplica, la resistencia nominal a flexión de la columna:

$$M_n = M_p = \frac{2530 \cdot 2810}{100000} = 71 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión de la columna para el sistema LRFD:

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 71 = 64 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

### 5.1.2 Diseño de vigas

Todas las vigas tienen las mismas cargas gravitacionales y el mismo puntal de compresión como se vio en el esquema de la figura 5.4.

Los esfuerzos en las vigas.

$$M_u = 7,2 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

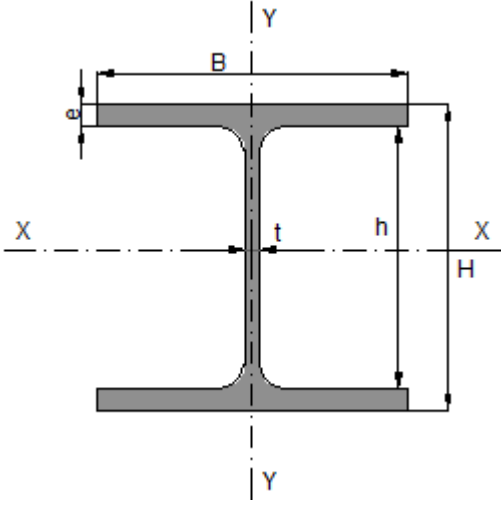
$$V_u = 6,3 \text{ tonf}$$

$$P_u = T_{\text{exp}} \cdot \cos \theta = 153 \cdot \cos 39 = 119 \text{ tonf}$$

El perfil propuesto para verificar el diseño de la viga se muestra en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Propiedades del perfil propuesto para la viga del sistema con restricción al pandeo

Perfil	IN 300x250x16x6
H	30 [cm]
B	25 [cm]
e	1,6 [cm]
t	0,6 [cm]
Peso	75,4 [kgf/m]
Área	96,1 [cm <sup>2</sup> ]
I <sub>x</sub>	17100 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>x</sub>	1140 [cm <sup>3</sup> ]
Z <sub>x</sub>	1240 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>x</sub>	13,3 [cm]
I <sub>y</sub>	4170 [cm <sup>4</sup> ]
W <sub>y</sub>	333 [cm <sup>3</sup> ]
r <sub>y</sub>	6,59 [cm]
J	70,3 [cm <sup>4</sup> ]



Las vigas deben cumplir los requerimientos para elementos altamente dúctiles según la sección D1.1 del AISC341-10.

$$\text{Ala} \rightarrow \frac{B}{2 \cdot e} \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{25}{2 \cdot 1,6} = 7,8 \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} = 8$$

$$\text{Alma} \rightarrow C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot F_y \cdot A_g} = \frac{119}{0,9 \cdot 2530 \cdot 96,1} = \frac{119}{219} = 0,54$$

$$\text{Alma} \rightarrow \text{Si } C_a > 0,125 \rightarrow \frac{h}{t} \leq 0,77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2,93 - C_a)$$

$$\frac{(H - 2 \cdot e)}{t} = \frac{(30 - 2 \cdot 1,6)}{0,6} = 45 \leq 0,77 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} \cdot (2,93 - 0,54) = 52$$

### Resistencia a flexión

La resistencia a flexión proporcionada por la viga se determina según el capítulo F de las especificaciones del AISC360-10.

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$M_p = \frac{2530 \cdot 1240}{100000} = 31 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Pandeo lateral torsional

(a) Cuando  $L_b \leq L_p$  el estado límite no aplica.

(b) Cuando  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \cdot [M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot W_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p$$

Donde:

$L_b$ : Longitud de arriostramiento.

$L_p$ : Longitud entre puntos que están o arriostrado contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección.

$L_r$ : Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico.

$L_b = 500$  (cm)

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 6,59 \cdot 28 = 326 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{W_x \cdot h_o}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{W_x}$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4}$$

$$c = 1$$

$h_o$ : Distancia entre centroides de alas igual a 28,4 (cm)

Reemplazando los valores se tiene que:

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} = \frac{4170 \cdot (28,4^2)}{4} = 840839 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{4170 \cdot 840839}}{1140} \rightarrow r_{ts} = 7,2$$

$$L_r = 1,95 \cdot 7,2 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 2530} \cdot \sqrt{\frac{70,3}{1140 \cdot 28,4} + \sqrt{\left(\frac{70,3}{1140 \cdot 28,4}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 2530}{2 \cdot 10^6}\right)^2}} = 1158 \text{ cm}$$

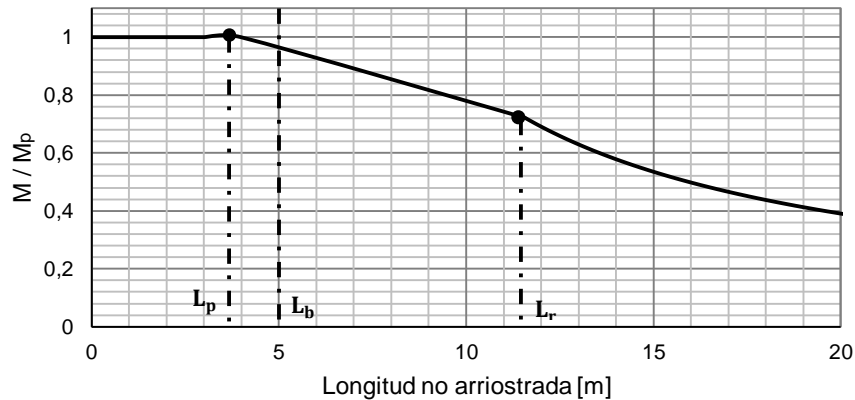


Gráfico 5.2 Resistencia a flexión en función de la longitud no arriostrada de la viga en el sistema con restricción al pandeo

Como  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \cdot \left[ M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot W_x) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Donde  $C_b$  es el mismo coeficiente utilizado en el capítulo 4.

$$C_b = 1,14$$

$$M_n = 1,14 \cdot \left[ 2530 \cdot 1240 - (2530 \cdot 1240 - 0,7 \cdot 2530 \cdot 1240) \cdot \left( \frac{500 - 326}{1158 - 326} \right) \right] \leq M_p$$

Resistencia nominal a flexión de la viga:

$$M_n = M_p = 2530 \cdot 1240 = 31 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión de la viga para el sistema LRFD:

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 31 = 28 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$\text{F.U: } \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = \frac{7,2}{28} = 0,26$$

### Interacción

La Interacción en la viga se determina según el capítulo H de las especificaciones del AISC360-10.

$$\text{si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\text{si } \frac{P_r}{P_c} \leq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Donde:

$P_r$ : Resistencia a la compresión solicitada en el elemento.

$P_c$ : Resistencia a la compresión disponible del elemento.

$M_r$ : Resistencia a la flexión solicitada.

$M_c$ : Resistencia a la flexión disponible.

Para la longitud de la viga se puede ver en la figura.

$L = 500$  (cm)

$K = 1$

$$\frac{1 \cdot 500}{6,59} = 76 < 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2530}} = 132 \rightarrow F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] \cdot F_y$$

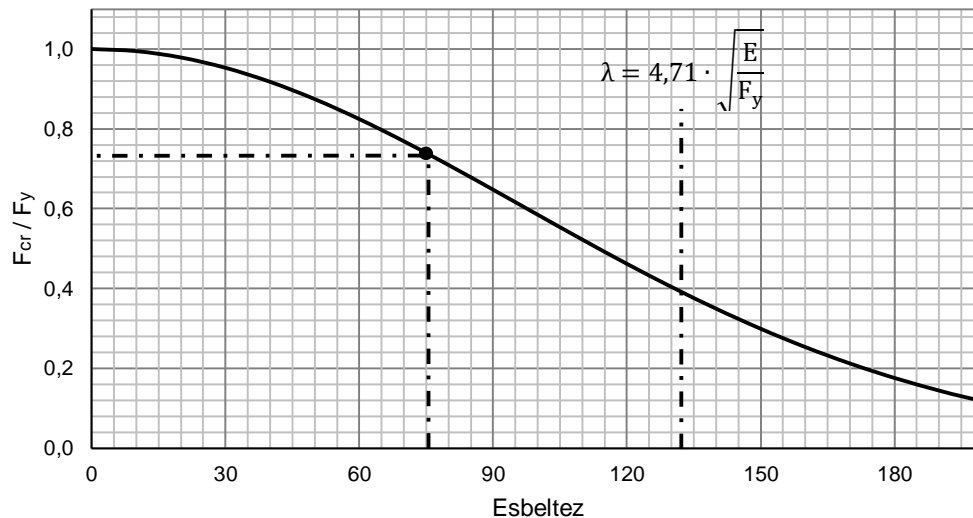


Gráfico 5.3 Tensión crítica en función de la esbeltez de la viga en el sistema con restricción al pandeo

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \right] \cdot F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{K \cdot L}{r_y} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{76^2} = 3377 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = [0,658^{\left(\frac{2530}{5130}\right)}] \cdot 2530 = 1849 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal a compresión de la viga:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = \frac{1849 \cdot 96,1}{1000} = 178 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño a compresión de la viga para el sistema LRFD:

$$\Phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 178 = 160 \text{ tonf}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{119}{160} > 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{119}{160} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{7,2}{28} \right) = 0,74 + 0,23 = 0,97 \leq 1$$

Es importante destacar que la compresión debido a la resistencia ajustada de la diagonal controla el diseño de la viga (74% aproximadamente) en la interacción.

### Resistencia a corte

La resistencia a corte proporcionada por la viga se determina según el capítulo G de las especificaciones del *AISC360-10*.

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Donde:

$A_w$ : Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma (cm<sup>2</sup>).

$C_v$ : Coeficiente de corte del alma.

El coeficiente de corte se determina como:

$$(i) \text{ Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$(ii) \text{ Cuando } 1,1 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1,1 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}}}{h/t_w}$$

$$(iii) \text{ Cuando } \frac{h}{t_w} \geq 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1,5 \cdot E \cdot K_v}{(h/t_w)^2 \cdot F_y}$$

Donde:

$h$ : Distancia libre entre alas (cm)

$t_w$ : Espesor del alma (cm)

$K_v$ : Coeficiente de pandeo por corte del alma.

Para almas sin atiesadores transversales y con  $(h/t_w) \leq 260$ :

$$K_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(H - 2 \cdot e)}{t} = \frac{(30 - 2 \cdot 1,6)}{0,6} = 45 \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2 \cdot 10^6}{2530}} = 69$$

Resistencia nominal a corte

$$V_n = \frac{0,6 \cdot 2530 \cdot 26,8 \cdot 0,6 \cdot 1}{1000} = 24 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño a corte

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 24 = 22 \text{ tonf}$$

$$\text{F. U: } \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} = \frac{6,3}{22} = 0,3$$

### 5.1.3 Conexiones

Las conexiones de las diagonales restringidas al pandeo se deben diseñar como 1,1 veces la fuerzas máximas ajustadas en compresión y tracción.

Tabla 5.5 Fuerzas de la diagonal restringida al pandeo para las conexiones

Compresión	168	[tonf]
Tracción	141	[tonf]

Las conexiones de la diagonal deben considerar tanto el pandeo global como local producto de las fuerzas que actúan. Como la diagonal solo debe deformarse axialmente es vital que el gusset se mantenga elástico y no permita las rotaciones a diferencia de las diagonales tradicionales. Para esto se recomienda atiesar la placa del gusset y así evitar dichas rotaciones.

Las conexiones viga-columna deben cumplir con los mismos requerimientos que se mostraron para los marcos con diagonales tradicionales en el capítulo 4. Por ello se puede utilizar el detalle de la conexión mostrada en la figura 4.9.

## 5.1.4 Cubicación

En el esquema de la figura 5.6 se muestran los perfiles utilizados en el diseño para realizar la cubicación.

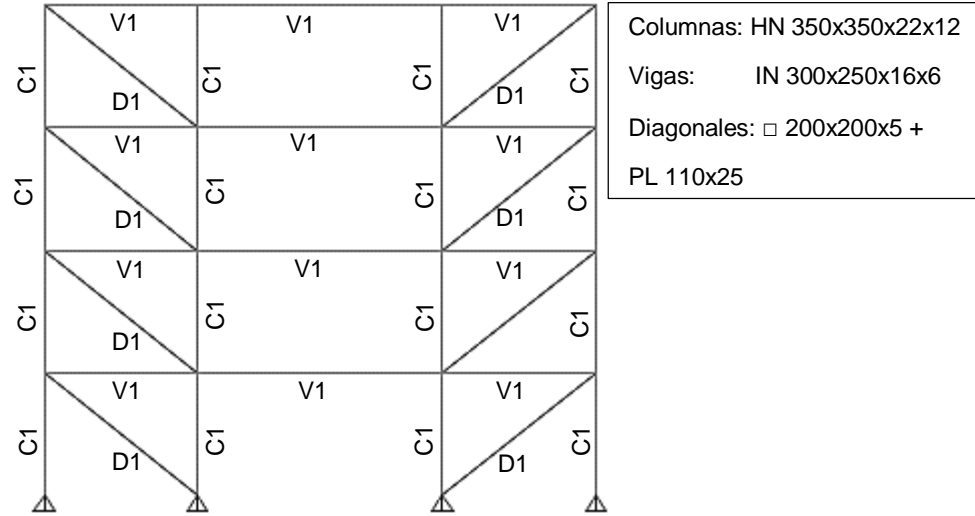


Figura 5.6 Eje resistente del sistema restringido al pandeo para realizar la cubicación.

Tabla 5.6 Cubicación de los perfiles utilizados en el eje resistente 1 en el sistema con restricción al pandeo

Perfiles	Peso propio [kgf/m]	Largo [m]	Cantidad total	Peso total [kgf]
□ 200x200x5	30,8	6,4	8	1.577
PL 110x25	2,8	6,4	8	143
HN 350x350x22x12	150	4	16	9.600
IN 300x250x16x6	75,4	5	8	3.016
IN 300x250x16x6	75,4	8	4	2.413
			<b>Total</b>	<b>16.749</b>

Se puede observar que la cantidad de acero requerida para el diseño del sistema con diagonales restringidas al pandeo es menor que para el sistema con diagonales tradicionales, ya que se hubo una reducción de 10.929 kilogramos de acero. Esto representa una reducción aproximada del 40% respecto del sistema tradicional.

En este trabajo de título el diseño se enfoca en los elementos del primer nivel que son los que están más solicitados y la resistencia de éste se replica en todo el edificio. Por lo tanto el diseño de los otros niveles no se ajusta a los esfuerzos de corte que se producen en cada nivel.

## Comparación de costos

Las diagonales restringidas al pandeo se encuentran patentadas por empresas de Estados Unidos, Japón y Canadá. Basándonos en la cubicación realizada de ambos sistemas arriostrados para determinar los kilogramos de acero necesarios para el eje resistente se muestra la tabla 5.7, con la diferencia de que los elementos que componen las diagonales del sistema restringido al pandeo (núcleo y carcasa) se omiten, ya que las empresas venden el dispositivo completo.

Tabla 5.7 Cantidad de acero para cada sistema estructural

Marco con diagonales tradicionales (SCBF)	27.678	[kgf]
Marco con diagonales restringida al pandeo (BRBF)	15.029	[kgf]

La empresa Core Brace de Estados Unidos tiene tres tipos de diagonales restringidas al pandeo de acuerdo al tipo de conexión que tiene: apernada, soldada y articulada. Para este trabajo de título se utilizan las que tienen conexión apernadas para ser consistentes con el tipo de unión que fue mostrado en el capítulo 3. Se envió a la empresa las dimensiones del núcleo, la longitud de la diagonal y los planos del eje resistente estudiado en este trabajo de título. El precio por diagonal restringida al pandeo entregado por esta empresa es igual a \$1.393.506 pesos Chilenos. El precio del kilogramo de acero A 36 es igual a \$950 pesos Chilenos.

La disminución en la cantidad de acero del sistema restringido al pandeo respecto del sistema tradicional es aproximadamente de un 46%. En la tabla 5.8 se puede ver la diferencia de costos entre ambos sistemas.

Tabla 5.8 Comparación de costos entre los sistemas arriostrados

Sistema estructural	[kgf]	\$/ [kgf]	Diagonales BRB	\$/ Diagonal BRB	\$ Total
SCBF	27.678	950	0	0	<b>26.294.100</b>
BRBF	15.029	950	8	1.393.506	<b>25.425.598</b>

El costo de usar sistemas con diagonales restringidas al pandeo es similar al uso de diagonales tradicionales, sin embargo hay que considerar los valores de transporte desde los países productores. El valor de transporte de estos dispositivos es aproximadamente \$1.445.313 para las 8 diagonales, resultando un total de \$26.870.911.

# Capítulo VI

## 6. Análisis tiempo historia

### 6.1 Modelo de análisis

Para la simplificación del análisis, como la estructura es regular se hace un análisis plano. Se toma el eje resistente 1-1 mostrado en la descripción de la estructura en el capítulo 3 con su masa tributaria. Las cargas gravitacionales que no descargan directamente sobre el eje 1-1, se agregan como masa tributaria adicional a una columna ficticia denominada columna de arrastre, ver esquema de la figura 6.1 y 6.2.

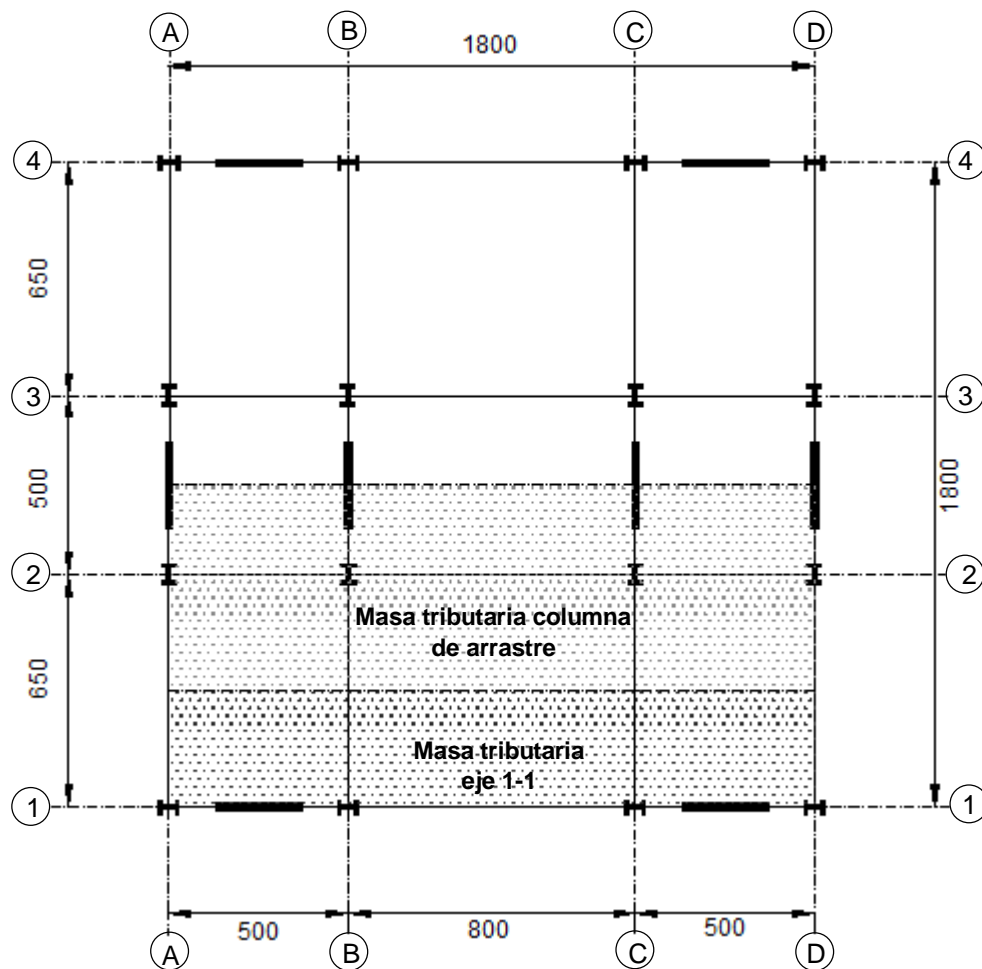


Figura 6.1 Masa tributaria del eje 1-1 y de la columna de arrastre.

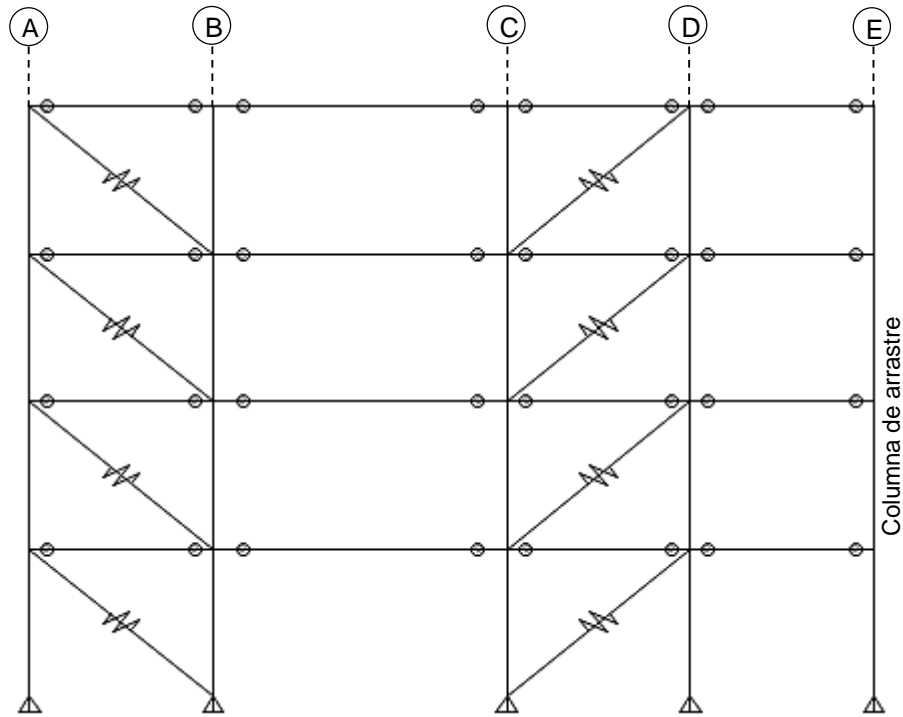


Figura 6.2 Modelo de análisis plano con la columna de arrastre para la masa tributaria

El propósito de considerar las cargas gravitacionales como masa en la columna de arrastre (eje E) es para que el período del modelo plano y el modelo en tres dimensiones coincidan y el desempeño sísmico sea válido para todo el edificio. El período del modelo plano para los marcos tradicionales es igual a 0,4 segundos mientras que para los marcos con diagonales restringidas al pandeo es igual a 0,6 segundos. Estos períodos son similares a los obtenidos en el análisis lineal elástico que se vio en el capítulo 3 para cada sistema estructural.

Las diagonales son los elementos que se espera que tengan incursiones en el rango inelástico. Estas diagonales son representadas por resortes axiales como se vio en el esquema de la figura 6.2. Estos resortes se utilizan para modelar el comportamiento de las diagonales que comúnmente se ven en los ensayos.

El comportamiento de estos resortes se define de acuerdo a las leyes constitutivas de cada sistema arriostrado. Las leyes que se le asignan a cada resorte axial permiten que al ser calibrados, estos puedan representar el comportamiento real de una diagonal sometida a una acción sísmica. Con las curvas de histéresis mostradas en los ensayos es posible tener una aproximación para definir las leyes constitutivas para ambas diagonales.

## 6.2 Leyes Constitutivas

### 6.2.1 Diagonal tradicional

El comportamiento cíclico de las diagonales tradicionales y su ley constitutiva se pueden definir en función de la resistencia, la esbeltez y la forma del perfil. Se consideran los valores de la resistencia nominal del perfil determinado según el código *AISC360-10* en el capítulo 4.

Las diagonales tradicionales tienen dos etapas en su comportamiento, una en la cual está sometida a tracción y la otra en compresión. Esto se debe a que los elementos de acero cuando están sometidos a esfuerzos de compresión, el estado límite de resistencia es el pandeo y su resistencia post-pandeo disminuye a una fracción de la resistencia inicial al pandeo. El código *AISC341-10* especifica que es aproximadamente el 30% respecto de la resistencia a compresión en el primer ciclo ( $P'_{cr} \approx 0,3P_{cr}$ ). Con estos antecedentes podemos definir los puntos de la ley constitutiva del resorte para representar el comportamiento de la diagonal como se puede ver en el esquema de la figura 6.3.

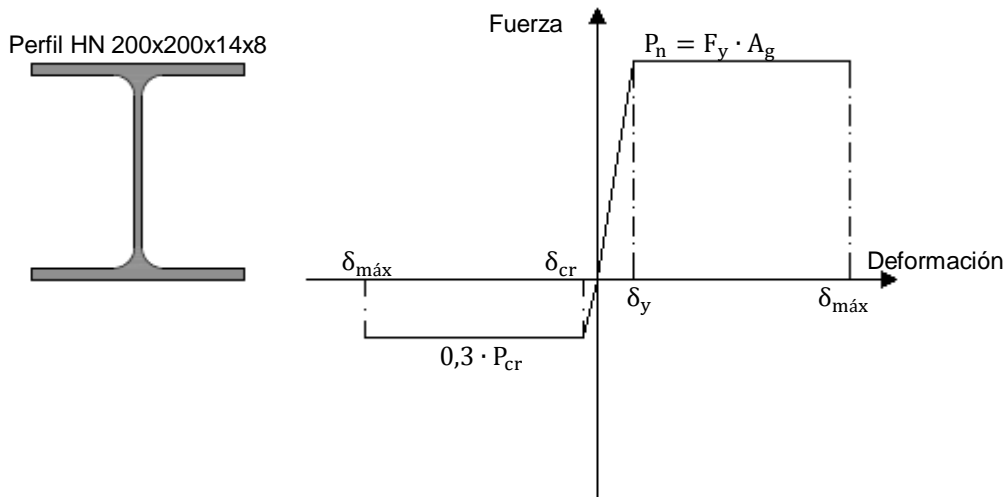


Figura 6.3 Esquema para definir la ley constitutiva de la diagonal tradicional.

Resistencia nominal en tracción

$$P_n = A_g \cdot F_y = \frac{69,8 \cdot 2530}{1000} = 177 \text{ tonf}$$

Deformación de fluencia en tracción

$$\delta_y = \epsilon_y \cdot L = \frac{F_y}{E} \cdot L = \frac{2530}{2 \cdot 10^6} \cdot 640 = 0,8 = 8 \text{ mm}$$

Hasta llegar a la deformación máxima de la meseta de fluencia que es aproximadamente 10 veces la deformación de fluencia. Esta deformación es considerada un límite aceptable según varios códigos.

$$\delta_d = \varepsilon_d \cdot L \approx 80 \text{ mm}$$

La resistencia de compresión post-pandeo corresponde a un 30% de la resistencia a compresión

$$0,3 \cdot P_{cr}$$

Donde  $P_{cr}$  se obtiene del diseño realizado en el capítulo 4 para las diagonales tradicionales

$$0,3 \cdot P_{cr} = 0,3 \cdot 77 = 23 \text{ tonf}$$

Deformación de cedencia en compresión

$$\delta_{cr} = \frac{0,3 \cdot P_{cr} \cdot L}{A \cdot E} = \frac{0,3 \cdot 77000 \cdot 640}{69,8 \cdot 2 \cdot 10^6} = 0,1 = 1 \text{ mm}$$

Se considera para definir la ley constitutiva de la diagonal tradicional que su deformación máxima en tracción y la deformación máxima de cedencia en compresión es igual a 128 mm (2% de la deformación unitaria).

$$\delta_{m\acute{a}x} = 2\% \cdot L_{diagonal} = 0,02 \cdot 640 = 12,8 \text{ cm} = 128 \text{ mm}$$

Se considera esta deformación unitaria, porque experimentalmente se ha demostrado que esta corresponde al límite donde comienza la deformación por endurecimiento. También es para evitar que durante el análisis no lineal no se exceda la deformación definida.

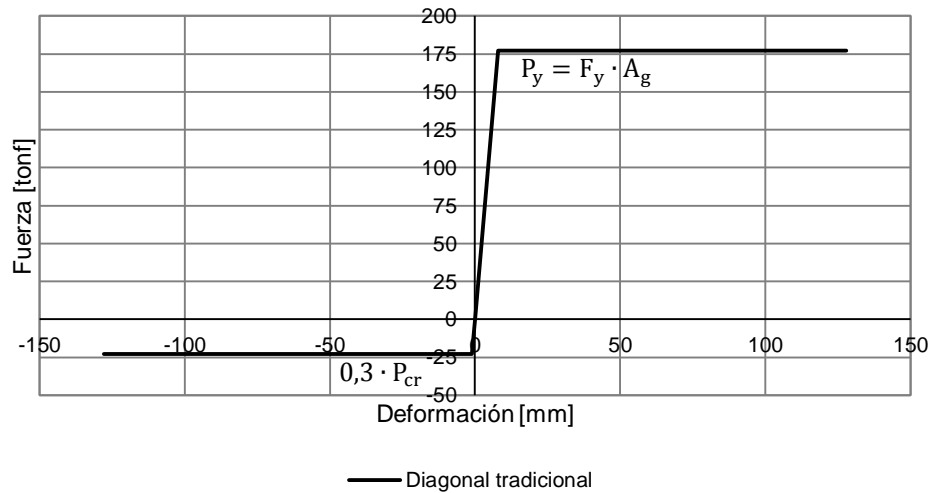


Grafico 6.1 Ley constitutiva de la diagonal tradicional

Para calibrar las curvas de histéresis de la diagonal tradicional y así obtener una respuesta aproximada que comúnmente se ven en los ensayos, se realiza un modelo con un resorte en forma aislada como se muestra en el esquema de la figura 6.4.

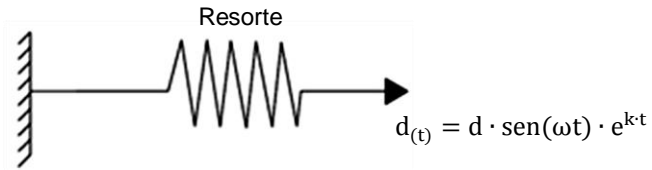


Figura 6.4 Esquema del resorte no lineal

Se utiliza un desplazamiento en el tiempo con una función senoidal creciente para obtener la respuesta del resorte. En la tabla 6.1 se indican los parámetros de la función de desplazamiento que se muestra en el gráfico 6.2.

Tabla 6.1 Parámetros para definir la función creciente

$\omega$	$2 \cdot \pi$	[rad/seg]
$k$	0,2	
$d$	100	[mm]

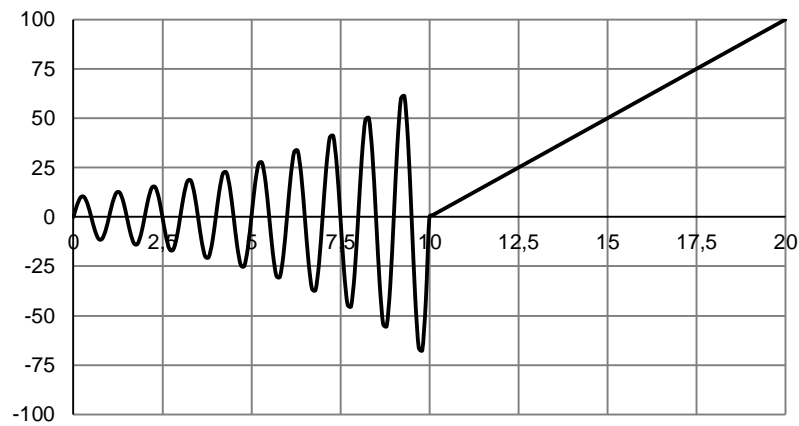


Gráfico 6.2 Desplazamiento senoidal creciente para los ciclos de histéresis

La recta después de los 20 segundos en el gráfico 6.2 tiene como objetivo marcar la meseta de fluencia de la diagonal, porque en algunos ensayos realizados por Black mostrados en los antecedentes en el capítulo 2 no se marca dicha meseta.

Para modelar el comportamiento cíclico del resorte axial se utiliza la regla de histéresis de Pivot, que consiste en un modelo desarrollado por Dowell, Seible y Wilson en el año 1998. Para obtener los ciclos de histéresis del resorte axial es necesario ir ajustando los parámetros mostrados en la tabla 6.2 de la regla Pivot de manera iterativa, hasta lograr que los ciclos se ajusten a las curvas de histéresis que se ven los ensayos.

Tabla 6.2 Parámetros del modelo pivot

$\alpha_1$	10
$\alpha_2$	10
$\beta_1$	0
$\beta_2$	1
$\eta$	0

En la figura 6.5 se puede ver la relación de cada parámetro del modelo pivot para obtener los ciclos de histéresis de las diagonales tradicionales.

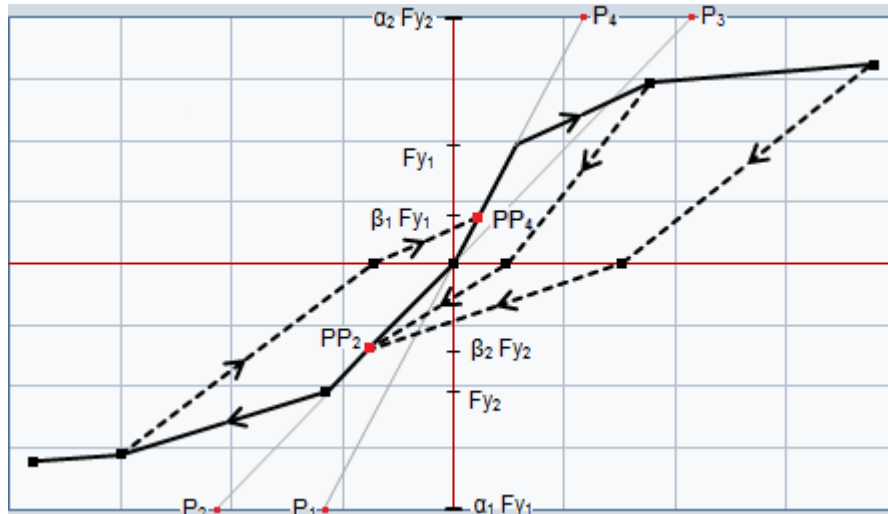


Figura 6.5 Relación de los parámetros del modelo pivot para obtener los ciclos de histéresis.

También es necesario definir la rigidez inicial elástica de la diagonal.

$$K = \frac{E \cdot A}{L}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad (Kg/cm<sup>2</sup>)

A: Área de la sección (cm<sup>2</sup>)

L: Largo de la diagonal (cm)

$$K = \frac{E \cdot A}{L} = \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 69,8}{640} = 218125 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

Finalmente el gráfico 6.3 se puede ver la respuesta final de este resorte axial sometido a un desplazamiento senoidal creciente.

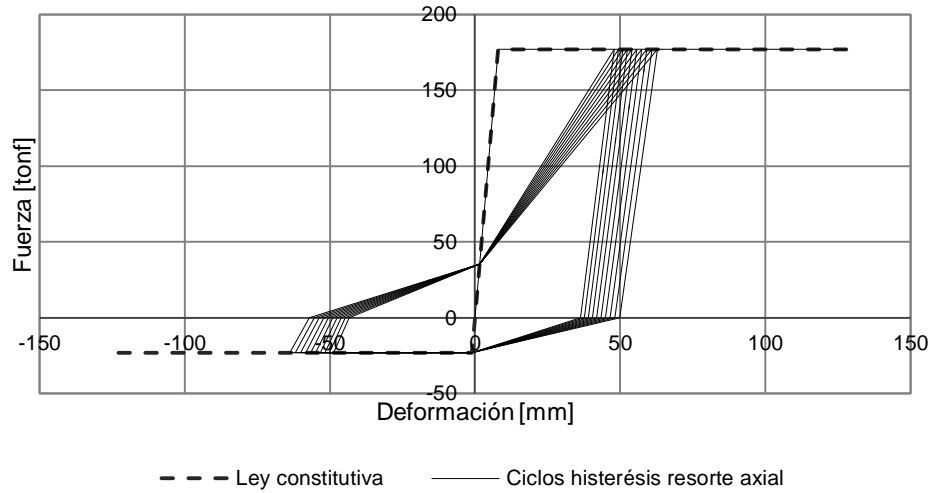


Gráfico 6.3 Ciclos de histéresis del modelo pivot para la diagonal tradicional

Se observa que la forma de los ciclos de histéresis del resorte axial tienden a ser similar a los mostrados en la figura 6.6 que corresponden a los ensayos realizados por Black et al (1980).

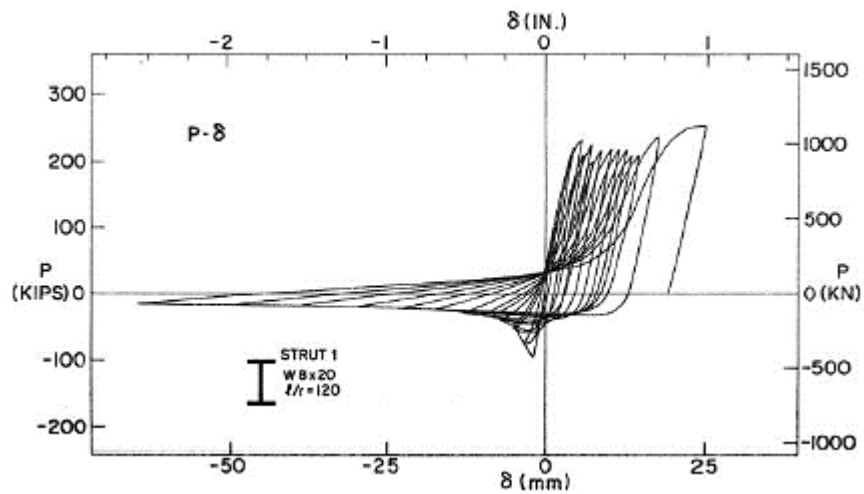


Figura 6.6 Ciclos de histéresis de los ensayos realizados por Black et al (1980)

La idea de este modelo es acercarse lo más posible con las herramientas disponibles a los ciclos de histéresis que comúnmente se ven en los ensayos y que se representen las características esenciales de estos.

## 6.2.2 Diagonal restringida al pandeo

Las diagonales restringidas al pandeo según los antecedentes del capítulo 2 tienen un comportamiento simétrico tanto en tracción como en compresión. Resisten y se deforman lo mismo cuando llega a los esfuerzos de fluencia. Con estos antecedentes podemos definir los puntos de la curva y la ley constitutiva del resorte para representar el comportamiento de la diagonal como se ve en el esquema de la figura 6.7.

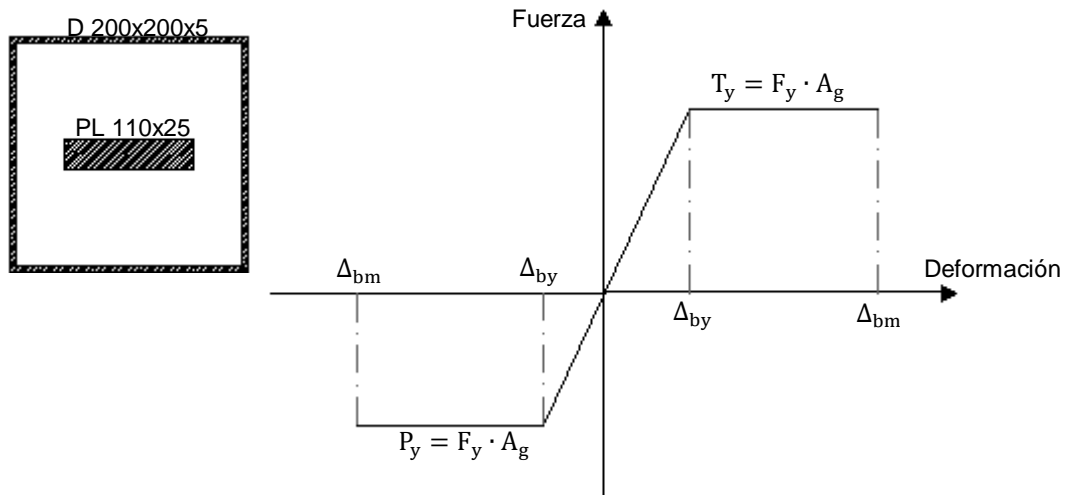


Figura 6.7 Esquema para definir la ley constitutiva de la diagonal restringida al pandeo

Esfuerzo de fluencia en compresión y tracción.

$$P_y = T_y = F_y \cdot A_g = \frac{2530 \cdot 28}{1000} = 71 \text{ tonf}$$

Deformación de fluencia en compresión y tracción.

$$\Delta_{by} = \frac{F_y}{E} \cdot L = \frac{2530}{2 \cdot 10^6} \cdot 640 = 0,8 = 8 \text{ mm}$$

Se considera para definir la ley constitutiva de la diagonal tradicional que su deformación máxima en tracción y en compresión es igual a 128 mm (2% de la deformación unitaria).

$$\Delta_{bm} = 2\% \cdot L_{\text{diagonal}} = 0,02 \cdot 640 = 12,8 \text{ cm} = 128 \text{ mm}$$

Se considera esta deformación unitaria, porque experimentalmente se ha demostrado que esta corresponde al límite donde comienza la deformación por endurecimiento. También es para evitar que durante el análisis no lineal no se exceda la deformación definida.

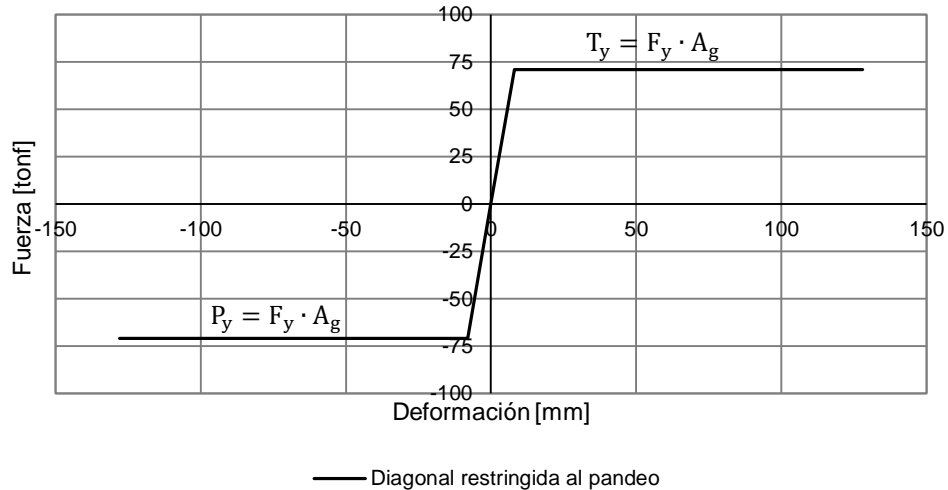


Grafico 6.4 Ley constitutiva de la diagonal restringida al pandeo

Para calibrar las curvas de histéresis de la diagonal restringida al pandeo y así tener una respuesta aproximada que comúnmente se ven en los ensayos, se realiza el mismo modelo con un resorte en forma aislada como se realizó con las diagonales tradicionales. Para modelar el comportamiento cíclico del resorte axial se utiliza la regla de histéresis de Plastic-Wen que consiste en un modelo desarrollado por Wen en el año 1976. Este resorte axial requiere de la definición de los parámetros mostrados en la tabla 6.3 para obtener los ciclos de histéresis que comúnmente se ven en los ensayos y en el grafico 6.5 se puede ver la respuesta final de este resorte axial.

Tabla 6.3 Parámetros del modelo plastic-wen

Fuerza Fluencia $P_y$	71	[tonf]
Rigidez axial $K$	8750	[tonf/m]
Exponente Fluencia $EXP$	20	

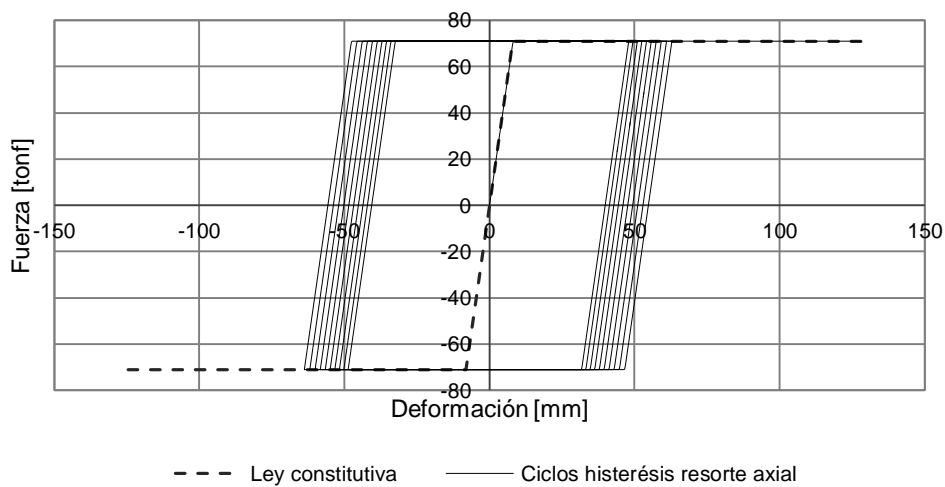


Grafico 6.5 Ciclos de histéresis del modelo Plastic Wen para la diagonal restringida al pandeo

Se observa que la forma de los ciclos de histéresis del resorte axial es similar a los ensayos realizados por Watanabe mostrado en la figura 6.8.

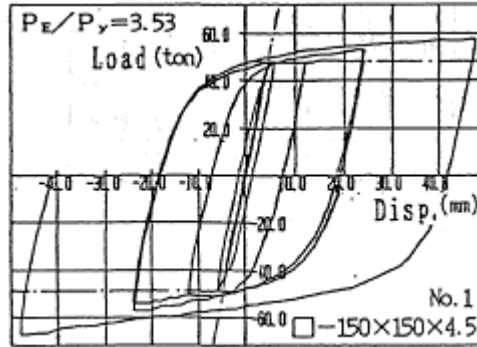


Figura 6.8 Ciclos de histéresis de ensayos realizados por Watanabe

### 6.3 Metodología de análisis

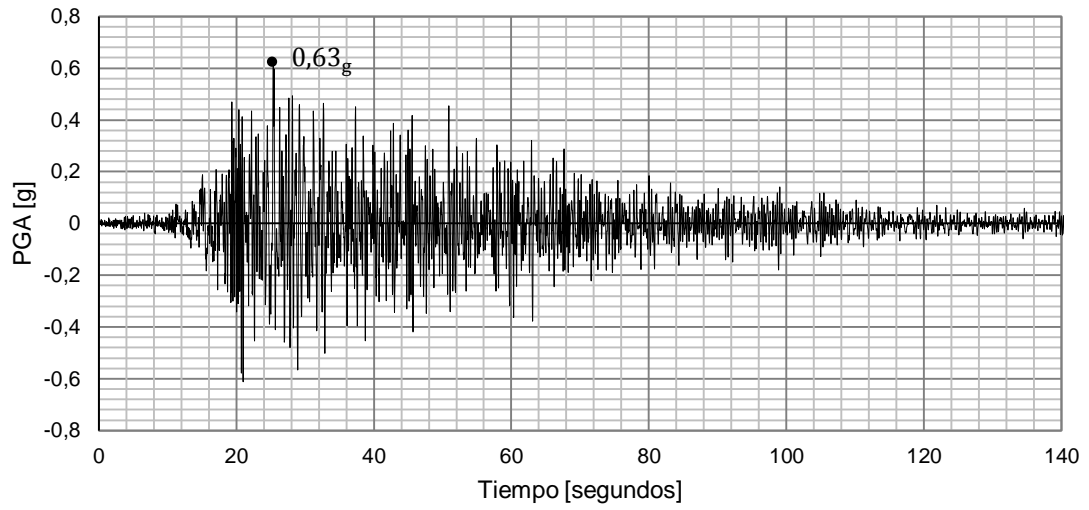
Para realizar el análisis no lineal se utiliza el método FNA (Fast Nonlinear Analysis) que fue propuesto por Wilson en el año 2002. Este método es muy eficiente y está diseñado para ser utilizado en los sistemas estructurales que son principalmente lineal elásticos pero con un número limitado de elementos no lineales.

### 6.4 Solicitaciones sísmicas

Para realizar el análisis no lineal en el tiempo se utilizan los registros del 27 de Febrero del año 2010 de la ciudad de Constitución, Concepción y Viña del Mar. Se usan estos tres registros con la misma Zona Sísmica y Tipo de suelo para ser consistente con el espectro de diseño utilizado en el capítulo 3.

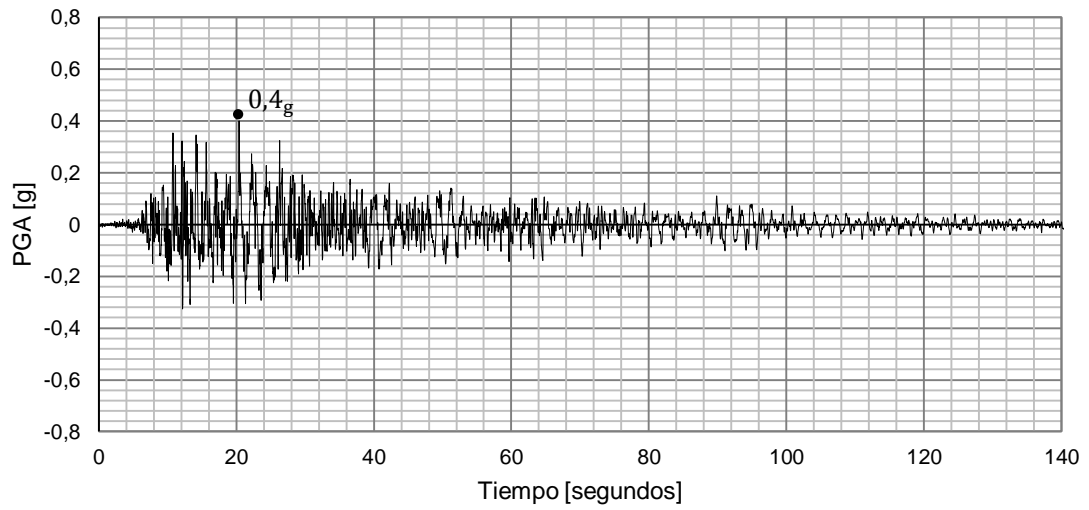
La norma *NCh 2369.Of 2003 "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales"* también especifica que para el análisis tiempo-historia se deben usar tres registros reales, de tal manera que el espectro resultante de combinar los espectros de cada registro, mediante la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de los valores individuales, no quede en ningún punto del rango de frecuencias de interés por debajo de del espectro definido en el capítulo 3.

La norma también especifica que como mínimo cada registro debe tener un tiempo mínimo de 120 segundos. Se considera una razón de amortiguamiento del 3% para cada registro sísmico. Esta razón de amortiguamiento depende básicamente del sistema sismorresistente y que en este caso corresponde a marcos arriostrados de acero con uniones apernadas como se definió en capítulo 3 según la norma *NCh 2369*.



— Registro sísmico Constitución

Grafico 6.6 Registro sísmico de Constitución 27 de Febrero de 2010



— Registro sísmico Concepción

Grafico 6.7 Registro sísmico de Concepción 27 de Febrero de 2010

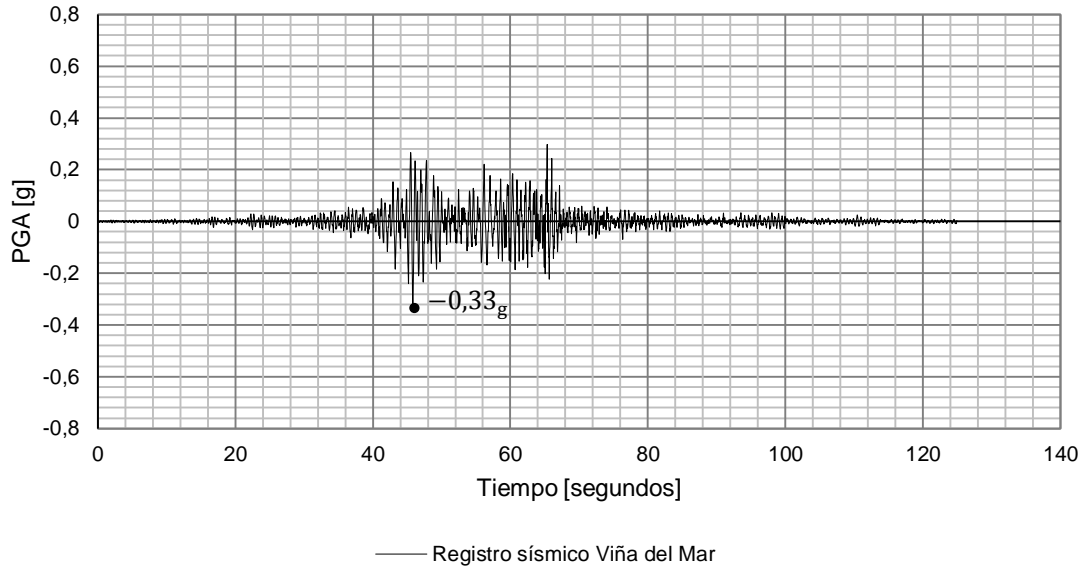


Gráfico 6.8 Registro sísmico de Viña del Mar 27 de Febrero de 2010

Tabla 6.4 Datos de los registros sísmicos utilizados

Registro sísmico	Constitución	Concepción	Viña del Mar
Fecha	Febrero 27, 2010	Febrero 27, 2010	Febrero 27, 2010
PGA	0,63g a 25 segundos	0,4g a 46 segundos	0,33g a 20 segundos

En el gráfico 6.9 se pueden ver los espectros de respuesta que corresponden a cada uno de los registros sísmicos utilizados en este trabajo de título comparativamente con el espectro elástico de la norma *NCh 2369* obtenido en el capítulo 3.

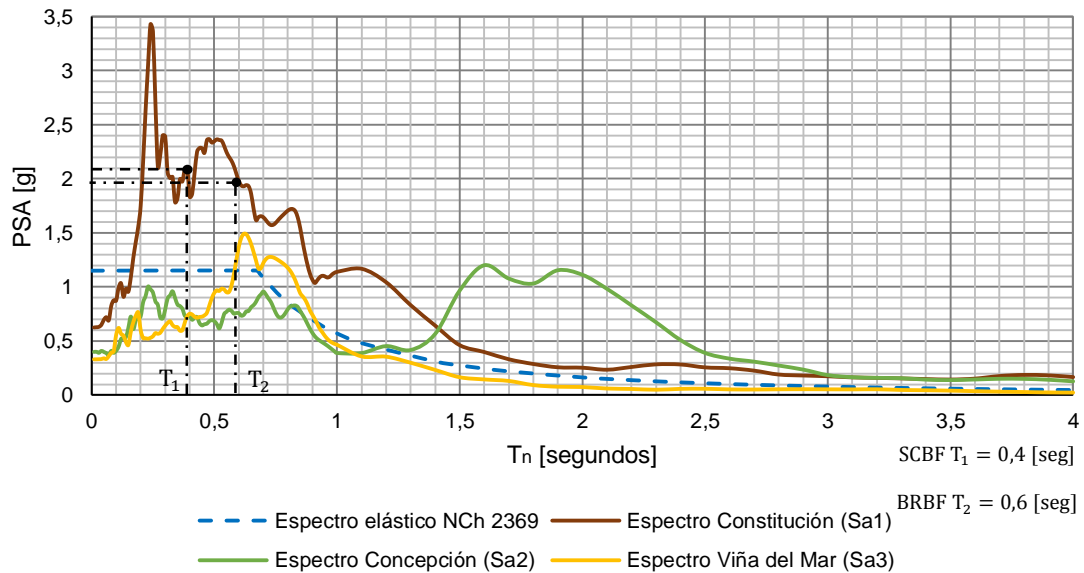


Gráfico 6.9 Espectros de respuestas de los registros sísmicos y de la *NCh 2369*.Of2003

En el gráfico 6.10 se puede ver que el espectro resultante de los tres registros utilizados no está en ningún punto por debajo del espectro elástico obtenido de acuerdo al capítulo 3 según los requerimientos de la norma *NCh 2369*.

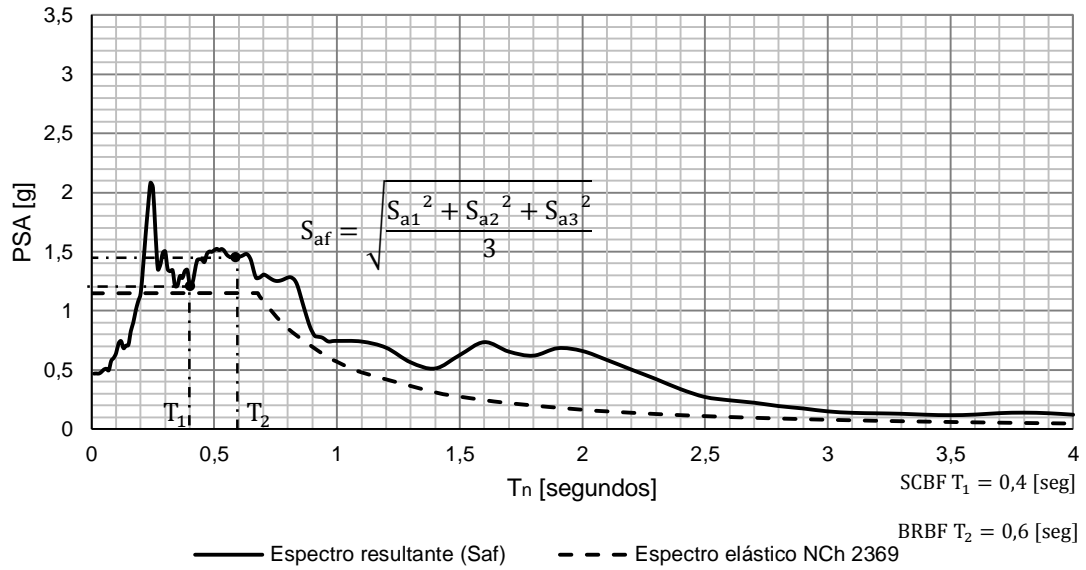


Gráfico 6.10 Espectro Elástico NCh 2369.Of2003 y espectro resultante

Se considera para el análisis solo la acción horizontal del sismo de acuerdo a la norma *NCh2369*. La norma especifica que la acción sísmica vertical se debe considerar cuando afecte en forma significativa su dimensionamiento afectando la estabilidad de la estructura.

# Capítulo VII

## 7. Análisis de resultados

### 7.1 Desplazamientos relativos de entrepisos y aceleraciones absolutas máximas de pisos

Se determinan en primer lugar las envolventes de desplazamientos relativos entrepisos (drift) y las envolventes de las máximas aceleraciones de los sistemas con diagonales tradicionales (SCBF) y con diagonales restringidas al pandeo (BRBF). El desplazamiento relativo de entrepiso es un buen indicador del potencial nivel de daño que se puede producir en las distintas zonas de la estructura. Los límites de diseño para los desplazamientos relativos de entrepisos máximos es igual a 1,5% según lo que establece la norma *NCh 2369.Of 2003*, a menos que se pueda demostrar que una deformación mayor pueda ser tolerada por los elementos estructurales y no estructurales.

Las aceleraciones absolutas de pisos generan esfuerzos en los equipos que se encuentran anclados a la estructura y como consecuencia se pueden romper los anclajes y/o dañar los equipos. En la industria hay equipos muy pesados, que pueden ser por lo general más “costosos” que la estructura que los soporta y que afectan la continuidad de los procesos productivos, por ello es importante que no superen los valores límites de aceleraciones que se utilizan para el diseño. La norma *NCh 2369* establece valores de aceleraciones de diseño para los elementos secundarios. Se entiende por elementos secundarios a los apéndices adheridos a la estructura pero que no forman parte de ella como por ejemplo ductos, chimeneas, estanques, torres de acero, recipientes y equipos que contienen gases o líquidos a altas temperaturas. Las aceleraciones de diseño que establece la norma para la estructura del nivel  $\kappa$  se determina como:

$$a_{\kappa} = \frac{A_0}{g} \left( 1 + 3 \cdot \frac{Z_{\kappa}}{H} \right)$$

Donde:

$A_0$ : Aceleración efectiva del suelo que es igual a  $0,4g$

$Z_{\kappa}$ : Altura del nivel  $\kappa$  sobre el nivel basal [m]

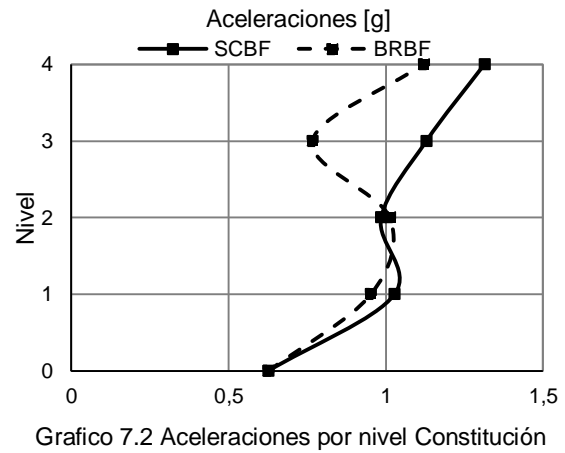
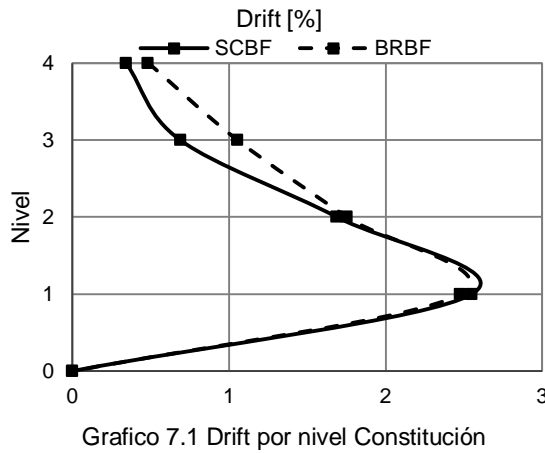
H: Altura total del edificio que es igual a 16 [m]

Tabla 7.1 Aceleraciones por nivel para el diseño

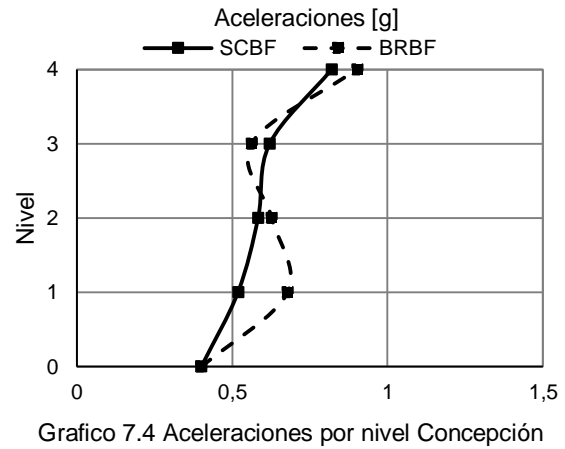
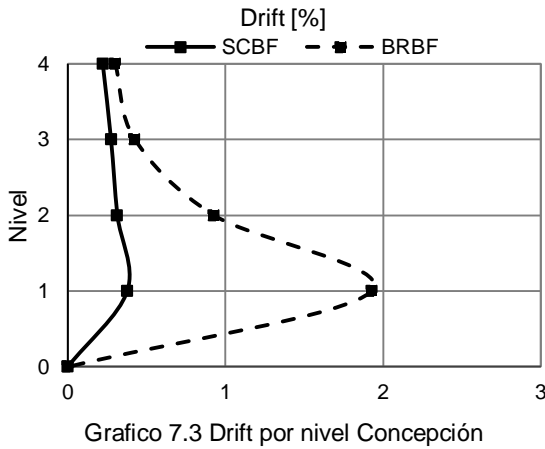
N° Nivel	Altura [m]	Aceleraciones [g]
1	4	0,7
2	8	1
3	12	1,3
4	16	1,6

Los valores límites referidos a la norma *NCh 2369* en este capítulo, se utilizan como principios para comparar con los valores obtenidos en el análisis tiempo-historia, pero no para realizar el diseño con dicha norma. En los siguientes gráficos se muestran los desplazamientos relativos de entrepisos y aceleraciones absolutas en cada nivel, para cada registro sísmico.

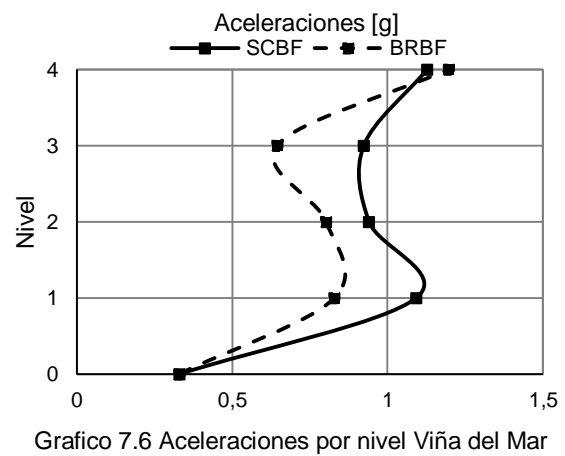
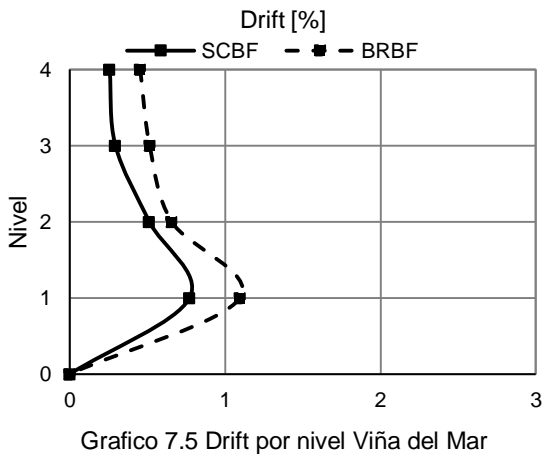
### 7.1.1 Registro sísmico de Constitución



### 7.1.2 Registro sísmico de Concepción



### 7.1.3 Registro sísmico Viña del Mar



## Desplazamientos relativos de entrepisos

Los desplazamientos relativos de entrepisos en el sistema restringido al pandeo son mayores que en el sistema tradicional, salvo para el caso de Constitución donde hubo un posible efecto de resonancia.

Este posible efecto de resonancia puede justificarse, porque el período de ambos sistemas coincidió con las aceleraciones máximas del espectro como se muestra en el gráfico 7.7.

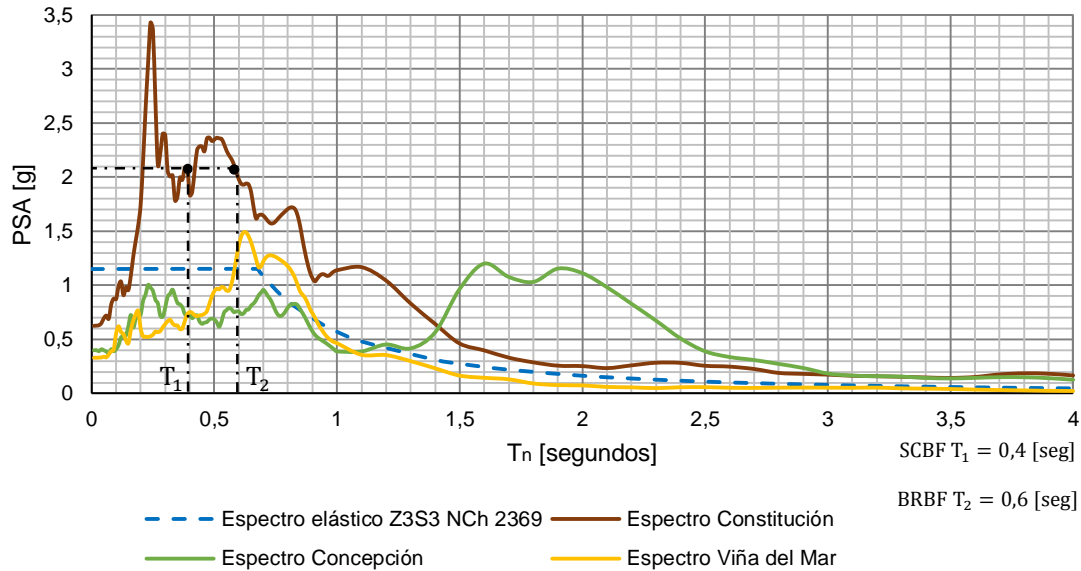


Grafico 7.7 Espectro de respuesta del registro sísmico de Constitución

En la figura 7.1 se muestra la deformación en el instante de tiempo cuando se producen los mayores desplazamientos relativos de entrepisos para este caso.

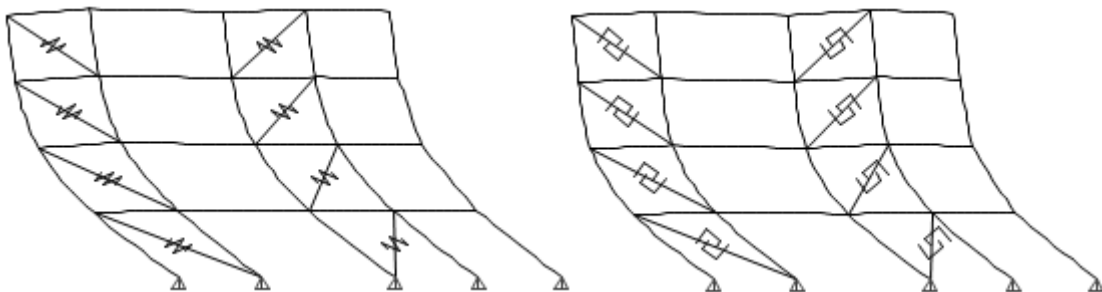


Figura 7.1 Instante de mayor drift del registro de Constitución

El sistema tradicional tiene menores desplazamientos relativos de entrepisos, porque una de las diagonales traccionada permanece elástica y en consecuencia se produce una deformación más controlada a diferencia del sistema restringido al pandeo que pierde en instantes toda la rigidez quedando más deformada como se muestra en el esquema de la figura 7.2.

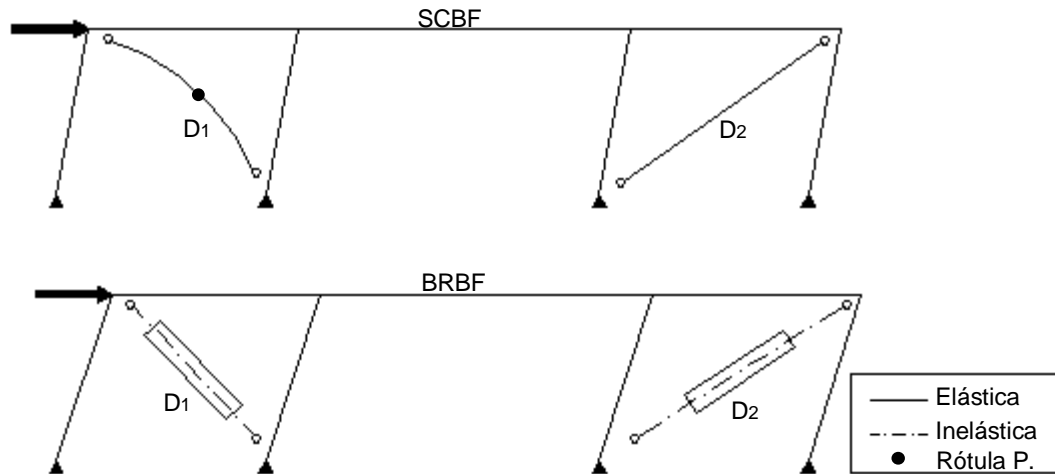


Figura 7.2 Desplazamientos relativos de entresos del primer nivel

Los desplazamientos relativos de entresos son mayores en el primer nivel para ambos sistemas en todos los casos, debido a que la resistencia de los elementos estructurales en cada nivel es igual. En el primer nivel se produce una concentración de deformación, ya que los niveles superiores cuentan con una sobrerresistencia si se considera el movimiento asociado al primer modo.

### Aceleraciones de pisos

Las aceleraciones absolutas en el sistema tradicional tienden a ser mayores que el sistema restringido al pandeo, debido a que éste en pocas ocasiones pierde su rigidez. Las aceleraciones no superan los valores esperados considerados para el diseño de anclajes según la norma *NCh 2369*. Sin embargo cabe mencionar que las aceleraciones inducen esfuerzos internos en los equipos que pueden alterar su funcionamiento, pero esto depende de las especificaciones de los fabricantes en cuanto a las aceleraciones máximas permitidas por los equipos.

## 7.2 Desplazamientos máximos y deformaciones remanentes

Se muestran las envolventes de desplazamientos máximos y las deformaciones remanentes porque ambos están asociados al daño sobre los elementos estructurales cuando un edificio industrial está sometido a una acción sísmica. Las deformaciones remanentes son un parámetro importante para garantizar la continuidad de las operaciones en la industria. Estas deformaciones están asociadas a las condiciones que queda la estructura después de que ocurre el sismo, cuando ésta ya no vibra. Para obtener las deformaciones remanentes a cada registro se le adicionó un tiempo de 10 segundos y así observar las condiciones en las cuales queda la estructura. Si las deformaciones remanentes son significativas puede haber un grado importante de daño en los componentes del sistema estructural, esto implica realizar reparaciones y pueden ser por tiempos prolongados. Esto deriva en no cumplir uno de los objetivos de la norma, el de garantizar la continuidad de las operaciones en la industria.

La norma *NCh 2369* establece límites en las deformaciones sísmicas máximas para que no se produzcan daños a cañerías, sistemas eléctricos y elementos que están unidos a la estructura y que es necesario proteger. La deformación máxima para el sistema estructural analizado es:

$$d^{\text{máx}} = 0,015 \cdot h$$

Donde:

h: Altura del nivel [m]

Tabla 7.2 Deformaciones por nivel para el diseño

N° Nivel	Altura [m]	Deformación límite [cm]
1	4	6
2	8	12
3	12	18
4	16	24

También se permite una deformación sísmica máxima mayor a  $0,015 \cdot h$  siempre y cuando se demuestre que una deformación mayor pueda ser tolerada por los elementos estructurales y no estructurales.

En los siguientes gráficos se muestran los desplazamientos máximos y las deformaciones remanentes en cada nivel, para cada registro sísmico.

### 7.2.1 Registro sísmico de Constitución

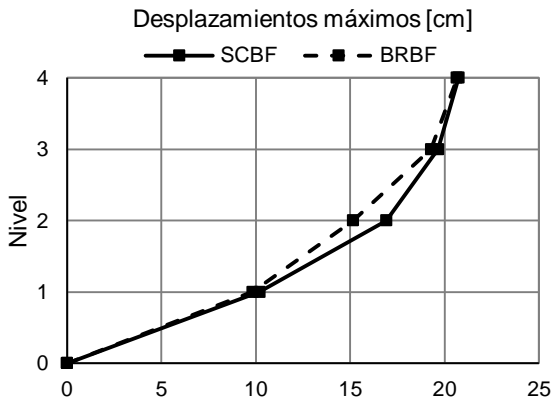


Gráfico 7.8 Desplazamientos por nivel Constitución

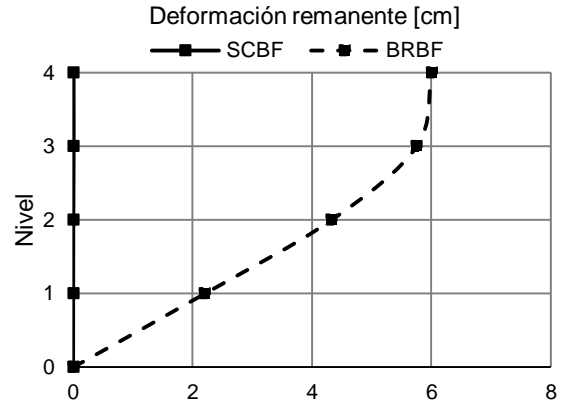


Gráfico 7.9 Deformaciones por nivel Constitución

### 7.2.2 Registro sísmico de Concepción

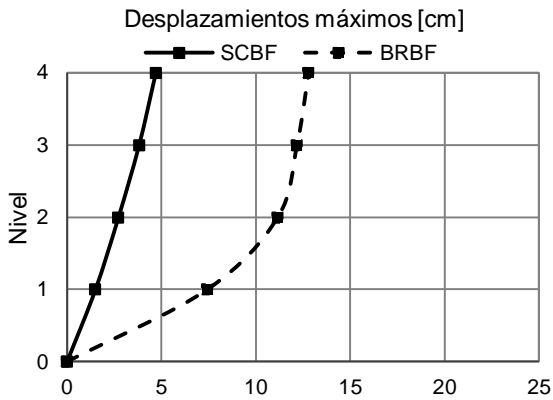


Gráfico 7.10 Desplazamientos por nivel Concepción

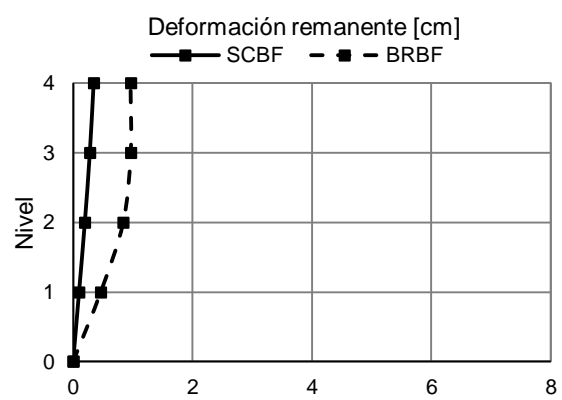


Gráfico 7.11 Deformaciones por nivel Concepción

### 7.2.3 Registro sísmico de Viña del Mar

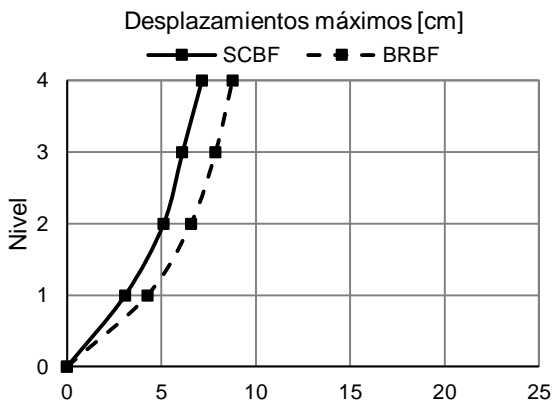


Gráfico 7.12 Desplazamientos por nivel Viña del Mar

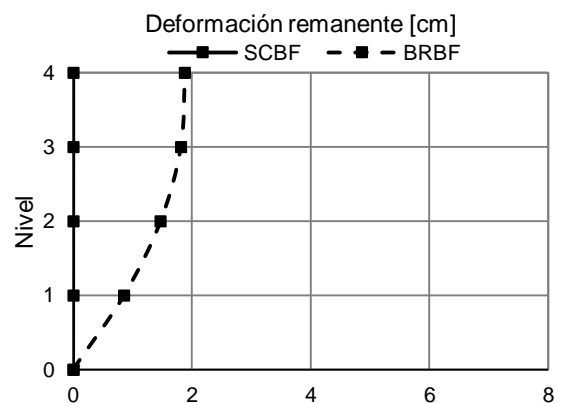


Gráfico 7.13 Deformaciones por nivel Viña del Mar

### **Desplazamientos máximos**

Los desplazamientos máximos del sistema tradicional tienden a ser menores que los del sistema restringido al pandeo para todos los casos. Este comportamiento se debe a que el sistema restringido al pandeo es menos rígido y los esfuerzos para que las diagonales fluyan en este sistema es menor que el sistema tradicional, en consecuencia se producen mayores desplazamientos.

### **Deformaciones remanentes**

Las deformaciones remanentes para el sistema tradicional son casi nulas a diferencia del sistema restringido al pandeo que queda con pequeñas deformaciones y en algunos casos con deformaciones que pueden ser importantes.

En el sistema restringido al pandeo las diagonales incursionan de forma más continua en el tiempo que el sistema tradicional, tanto en tracción como en compresión quedando con deformaciones remanentes. En el caso de Constitución el sistema restringido al pandeo queda con una deformación 6 centímetros y eventualmente esta podría afectar la continuidad de las operaciones, lo cual no es deseable para la industria.

En el sistema tradicional las diagonales tienen muy pocas incursiones inelásticas en tracción impidiendo que la estructura quede con deformaciones remanentes. Casi siempre hay una componente elástica que hace que el sistema vuelva y no pierda rigidez.

En los siguientes gráficos se muestra la respuesta de las diagonales del primer nivel y la cantidad de incursión inelástica de cada sistema estructural para todos los registros sísmicos utilizados.

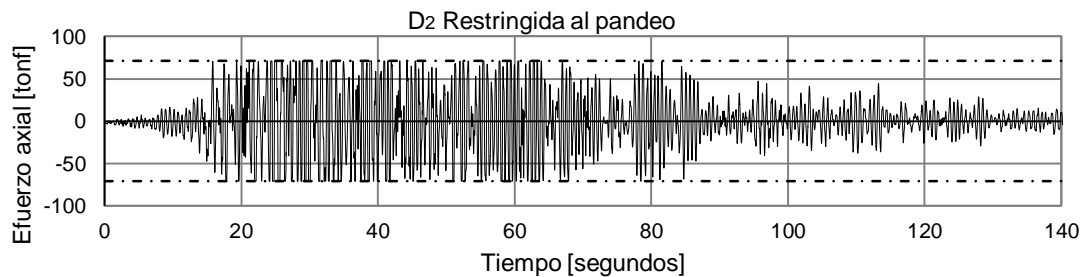
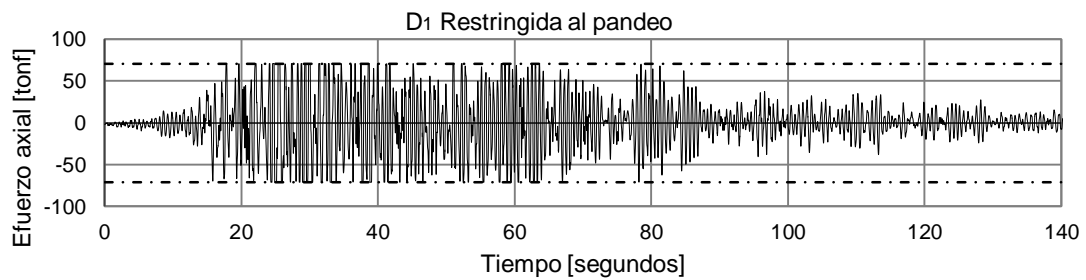
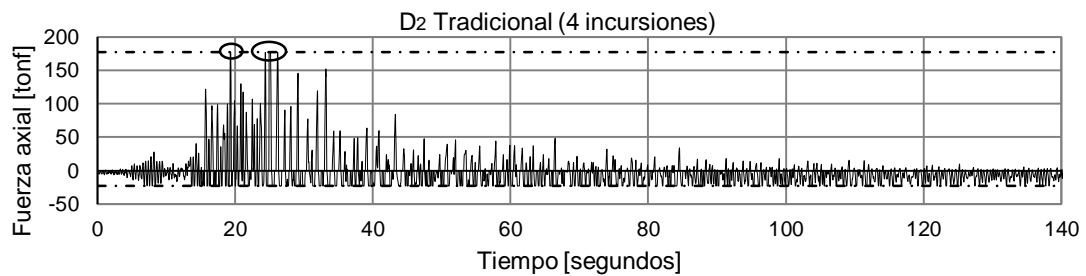
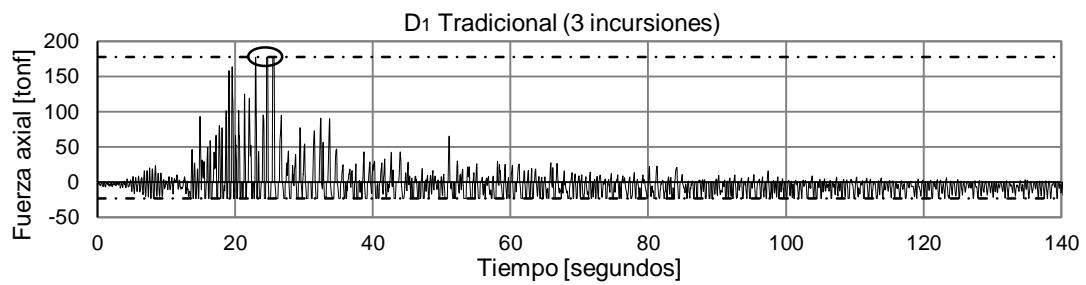
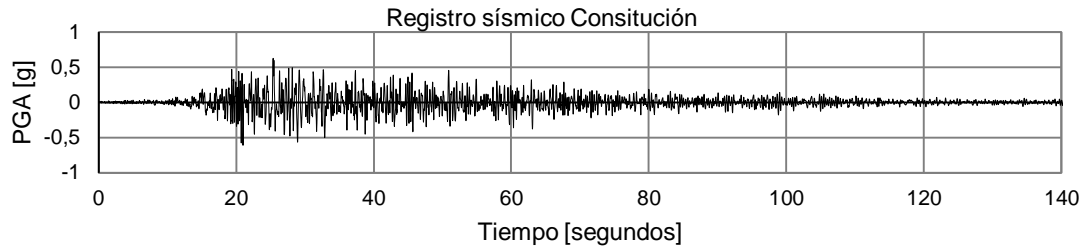


Gráfico 7.14 Incursiones inelástica de las diagonales del primer nivel en el registro de Constitución

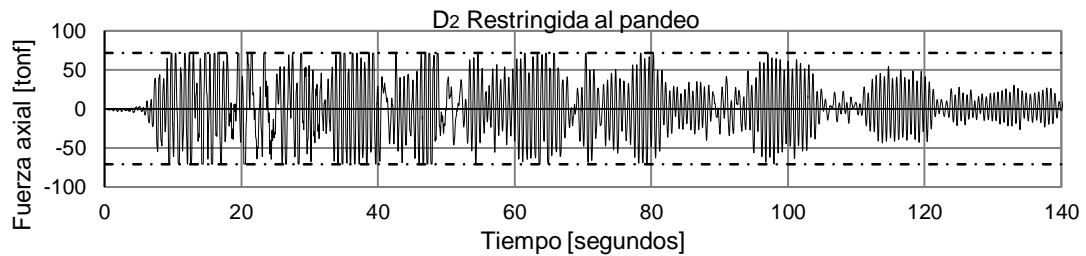
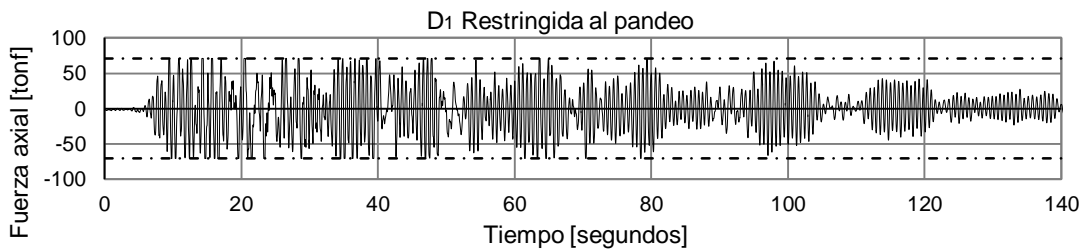
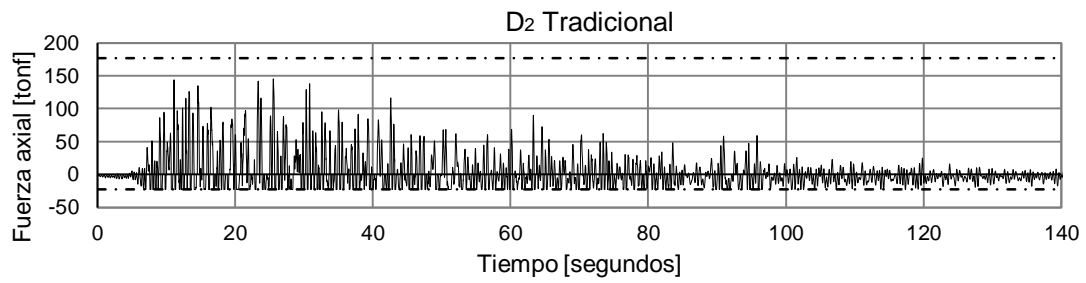
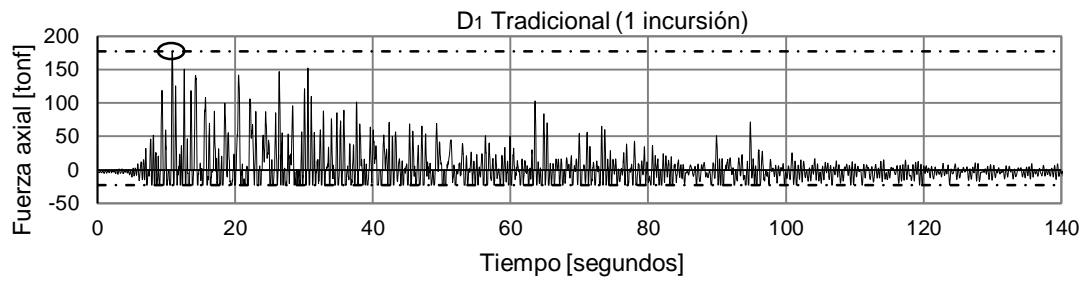
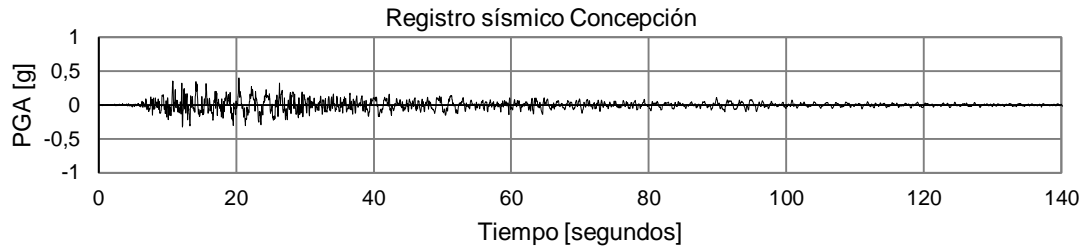


Gráfico 7.15 Incursiones inelásticas de las diagonales del primer nivel en el registro de Concepción

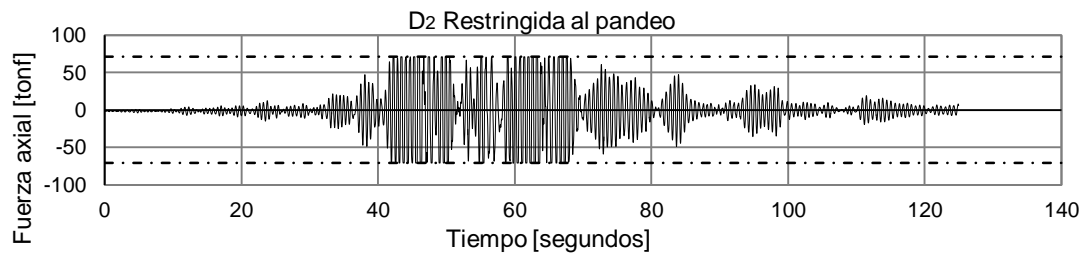
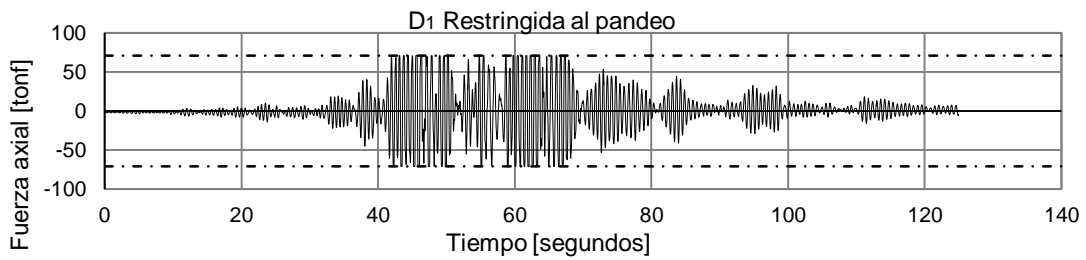
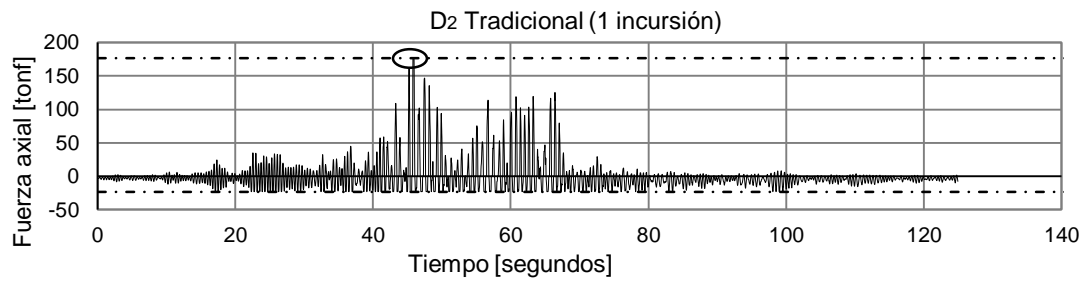
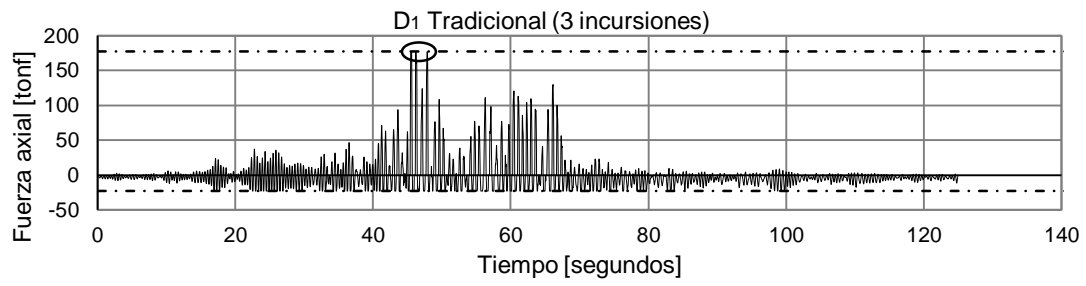
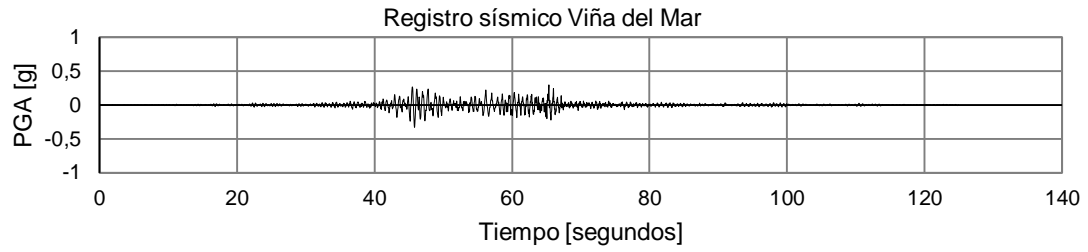


Gráfico 7.16 Incursiones inelásticas de las diagonales del primer nivel en el registro de Viña del Mar

## 7.3 Ciclos de histéresis y demandas de ductilidad

### Diagonales tradicionales (SCBF) y diagonales restringidas al pandeo (BRBF)

Se muestran las curvas de histéresis de las diagonales para ver las demandas inelásticas y el grado de incursión.

Se considera la diagonal que tenga la mayor deformación y por ende la mayor demanda de ductilidad en cada nivel. La norma *NCh 2369* especifica que la ductilidad en ningún nivel debe ser mayor a 2/3 de la ductilidad local disponible ( $\mu$ ). La deformación de fluencia para el sistema con diagonales tradicionales y para el sistema con diagonales restringidas al pandeo es igual a 8 milímetros, que fue determinada en el capítulo 6.

La demanda de ductilidad se entiende como:

$$\mu = \frac{\text{deformación última}}{\text{deformación de fluencia}} = \frac{\delta_{\text{máx}}}{\delta_y}$$

Considerando una deformación máxima de 128 milímetros (2% deformación unitaria) que se determinó en el capítulo 6 para ambos sistemas arriostrados se tiene que:

$$\text{Ductilidad local disponible } \mu = \frac{\delta_{\text{máx}}}{\delta_y} = \frac{128}{8} = 16$$

Cuando la deformación máxima es mayor a la deformación de fluencia se considera la demanda de ductilidad, de lo contrario la demanda de ductilidad es igual a cero.

$$\delta_{\text{máx}} < \delta_y \rightarrow \mu = 0$$

Para las diagonales tradicionales se consideran solo las demandas de ductilidad de desplazamiento en tracción. Esta consideración se debe a que el análisis que se realiza de las diagonales es sólo axial y esto ocurre cuando las diagonales están traccionadas. Cuando la diagonal patea cambia a una modalidad de flexión, en consecuencia se debería analizar las demandas de curvatura. Determinar la curvatura implica conocer el comportamiento de la rótula plástica que se produce en la diagonal, lo cual no es posible en este trabajo de título.

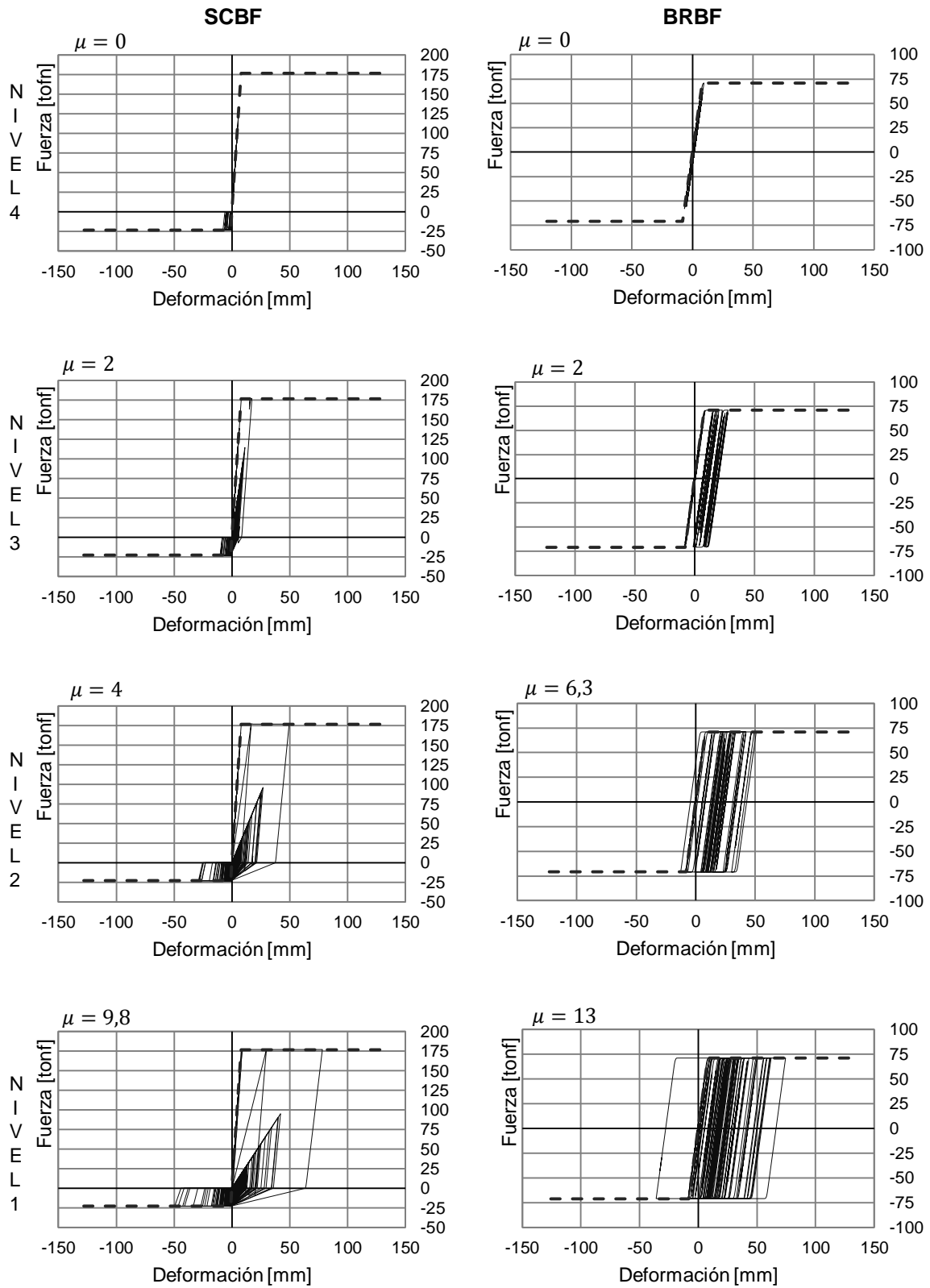


Gráfico 7.17 Ciclos de histéresis y demandas de ductilidad de las diagonales en el registro de Constitución

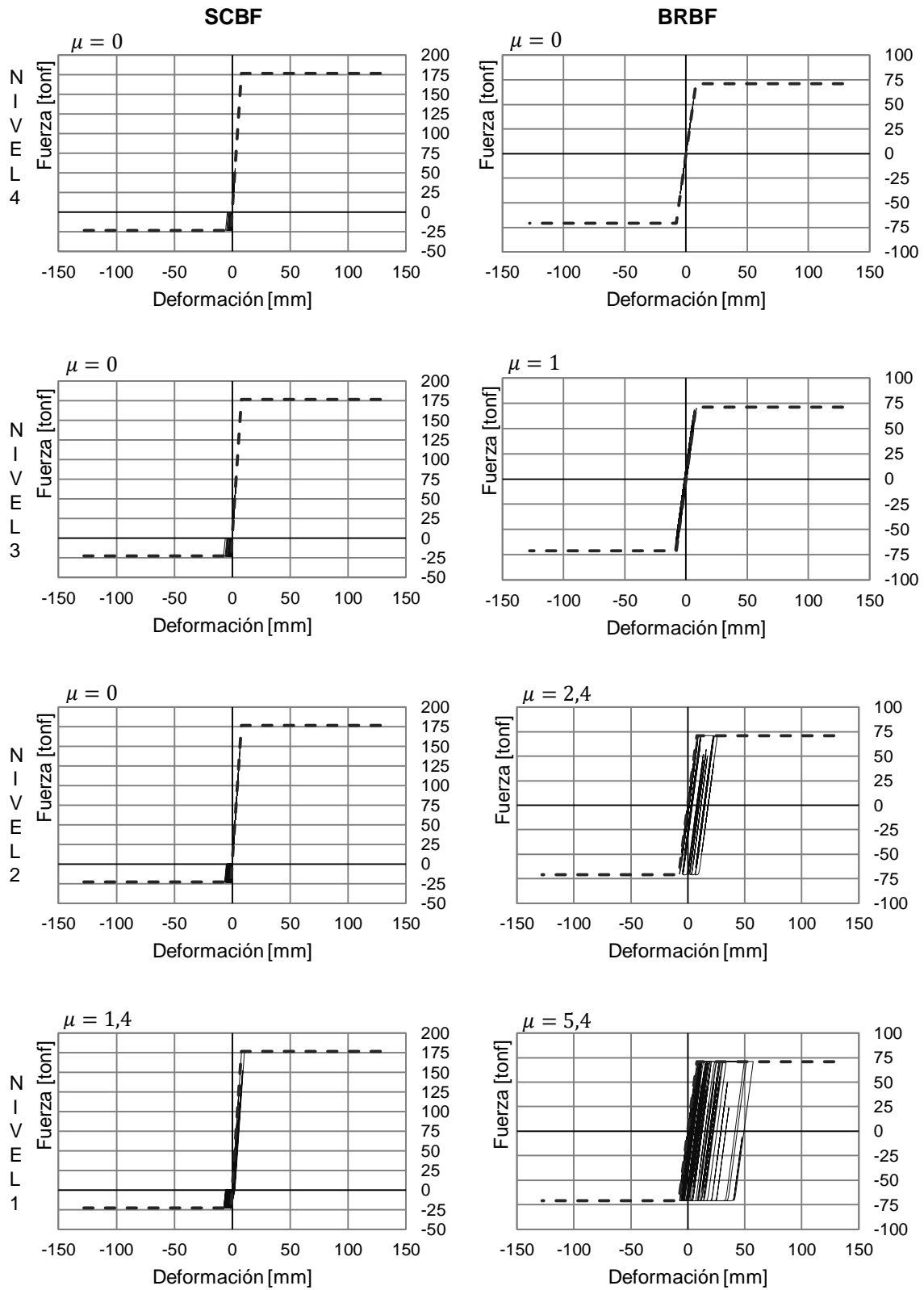


Gráfico 7.18 Ciclos de histéresis y demandas de ductilidad de las diagonales en el registro de Concepción

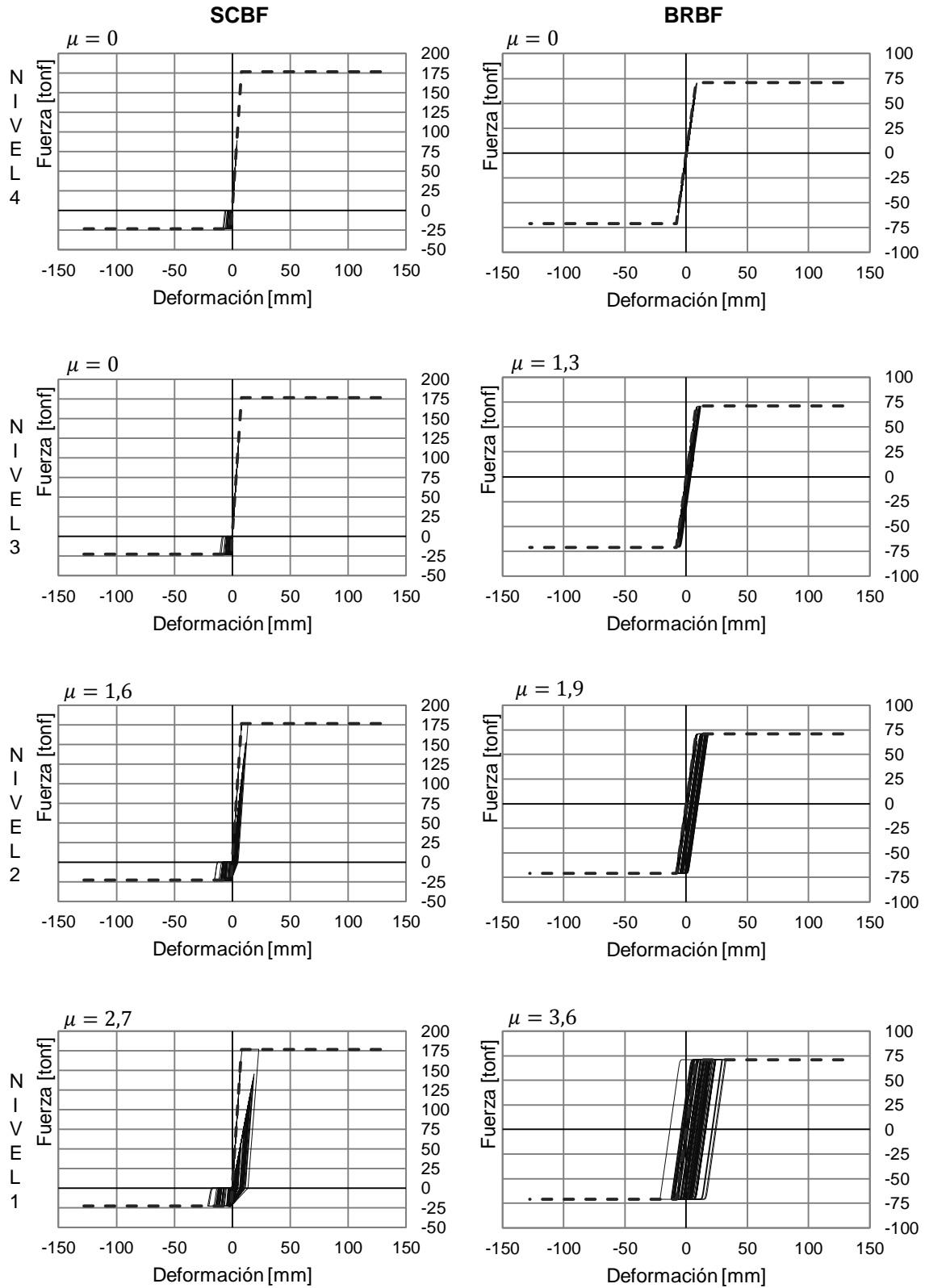


Grafico 7.19 Ciclos de histéresis y demandas de ductilidad de las diagonales en el registro de Viña del Mar

### Demandas de ductilidad

Las incursiones inelásticas y las mayores demandas de ductilidad tienden a concentrarse en los dos primeros niveles y particularmente en el primero. Esto se debe a que el diseño no se hizo ajustado a la demanda por cada nivel como se muestra en el esquema de la figura 7.3.

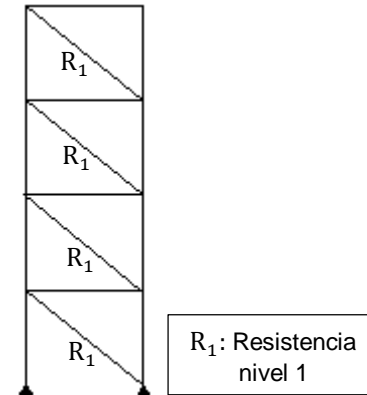


Figura 7.3 Resistencia por nivel

Las mayores demandas de ductilidad de desplazamiento para el sistema tradicional y el sistema restringido al pandeo son de 9,8 y 13 respectivamente. Las deformaciones máximas en las diagonales no superan la deformación unitaria estimada para el acero antes de que comience la deformación por endurecimiento, es decir no superaron la deformación máxima de 128 milímetros como se definió en el capítulo 6. La deformación máxima llega a los 104 milímetros aproximadamente.

## 7.4 Disipación de energía SCBF y BRBF

Las formas de disipar energía en una estructura son por medio de la histéresis y el amortiguamiento. La disipación por histéresis se basa en conceptos como ductilidad y sobrerresistencia estructural. El desarrollo de ductilidad implica plastificación localizada en ciertas zonas de la estructura. La disipación de energía por amortiguamiento es solo por amortiguamiento inherente para este caso. La disipación de acuerdo a la dinámica y a consideraciones energéticas se determina como:

$$E_i = E_k + E_\xi + E_s + E_h$$

Donde:

$E_i$ : Representa la energía introducida por el sismo al sistema (input).

$E_k$ : Energía cinética.

$E_\xi$ : Energía disipada por amortiguamiento inherente.

$E_s$ : Energía disipada por deformación elástica.

$E_h$ : Energía disipada por histéresis.

En los gráficos 7.20, 7.21 y 7.22 se puede ver la comparación de la energía de entrada y la energía disipada de cada sistema estructural para los registros de Constitución, Concepción y Viña del Mar respectivamente.

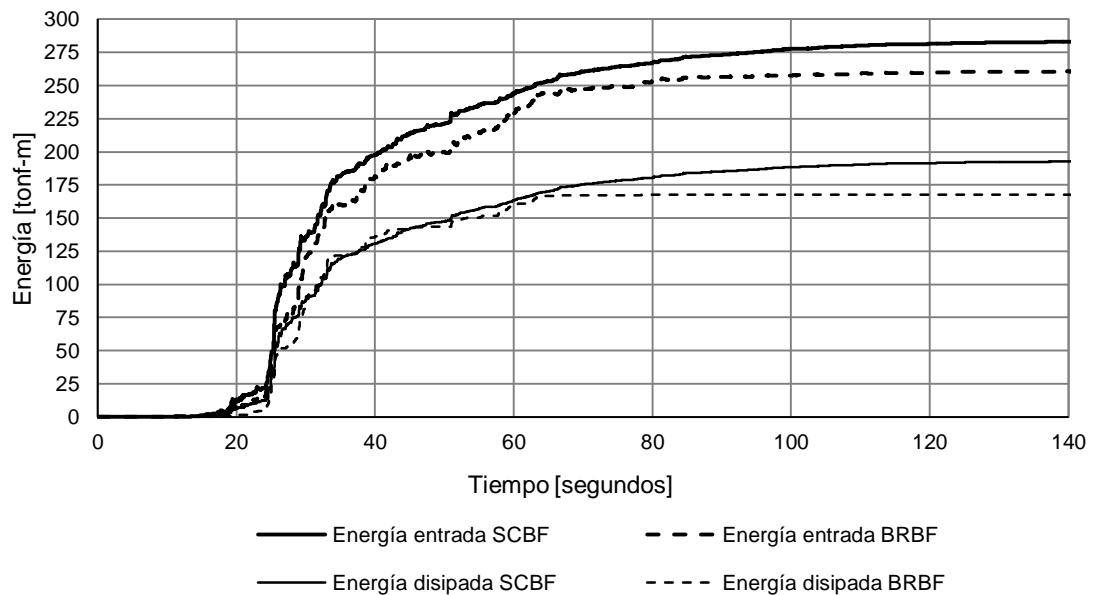
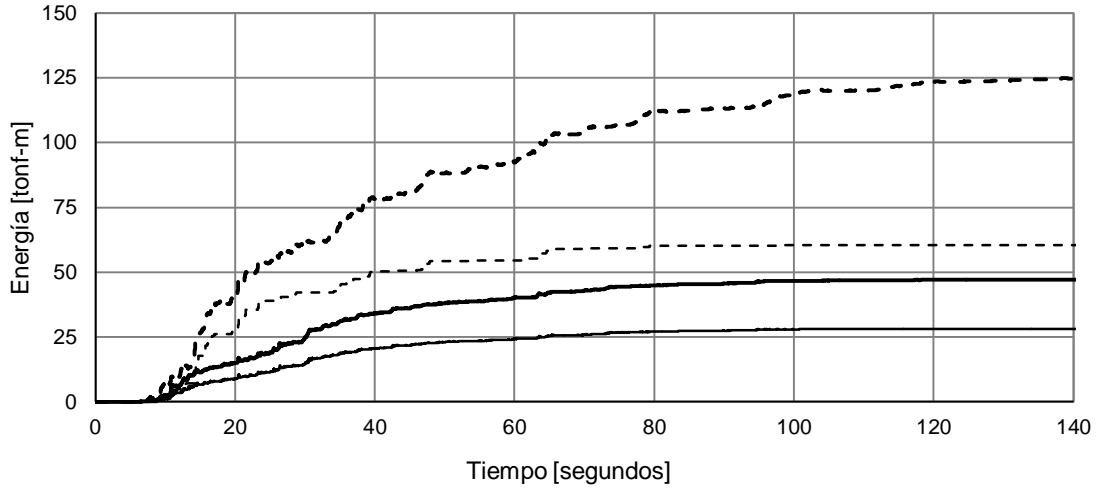
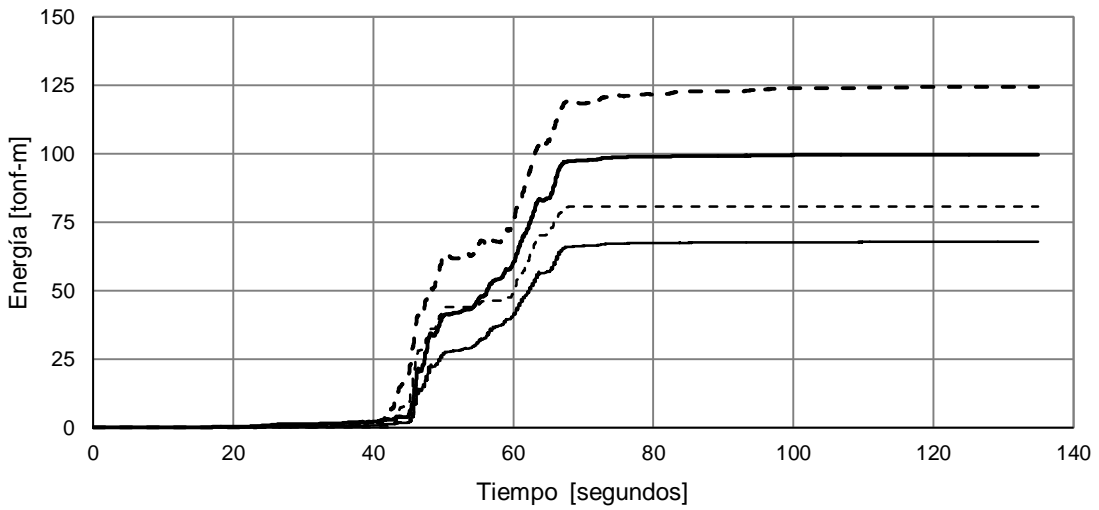


Grafico 7.20 Energía disipada registro sísmico de Constitución



— Energía entrada SCBF      - - - Energía entrada BRBF  
 — Energía disipada SCBF      - - - - Energía disipada BRBF

Grafico 7.21 Energía disipada registro sísmico de Concepción



— Energía entrada SCBF      - - - Energía entrada BRBF  
 — Energía disipada SCBF      - - - - Energía disipada BRBF

Grafico 7.22 Energía disipada registro sísmico de Viña del Mar

Cabe destacar que la energía disipada mostrada en los gráficos 7.20, 7.21 y 7.22 no representa la energía total disipada. La diferencia entre la energía de entrada y la energía disipada mostrada representa la energía disipada por histéresis de la estructura para ambos sistemas.

## Disipación de energía

La disipación de energía por histéresis entre ambos sistemas tiende a ser proporcionalmente similar salvo en caso de Concepción donde hay una diferencia un poco mayor como se puede ver en la tabla 7.3.

Tabla 7.3 Disipación de energía de los sistemas estructurales

Registro sísmico	Sistema estructural	Energía de entrada [tonf·m]	Energía disipada [tonf·m]	Energía disipada por histéresis [tonf·m]	% Energía disipada por histéresis
Constitución	SCBF	283	193	90	32
	BRBF	261	168	93	36
Concepción	SCBF	47	28	19	40
	BRBF	125	60	65	52
Viña del Mar	SCBF	100	68	32	32
	BRBF	124	81	43	35

Una posible explicación para esta similitud es que la disipación de energía en el sistema tradicional comienza antes que el sistema restringido al pandeo. Cuando la diagonal tradicional patea en compresión la deformación ( $\delta_{\text{buckling}}$ ) es menor que la deformación de fluencia. Las diagonales tradicionales y las diagonales restringidas al pandeo tienen la misma longitud, el mismo desplazamiento de fluencia y en consecuencia la misma deformación de fluencia ( $\delta_y$ ) como fue definido en el capítulo 6, independientemente de la cantidad de acero de cada uno. Conociendo la deformación de fluencia de la diagonal se puede determinar para que desplazamiento (drift) el sistema comienza a disipar energía por fluencia como se puede ver en el esquema de la figura 7.4.

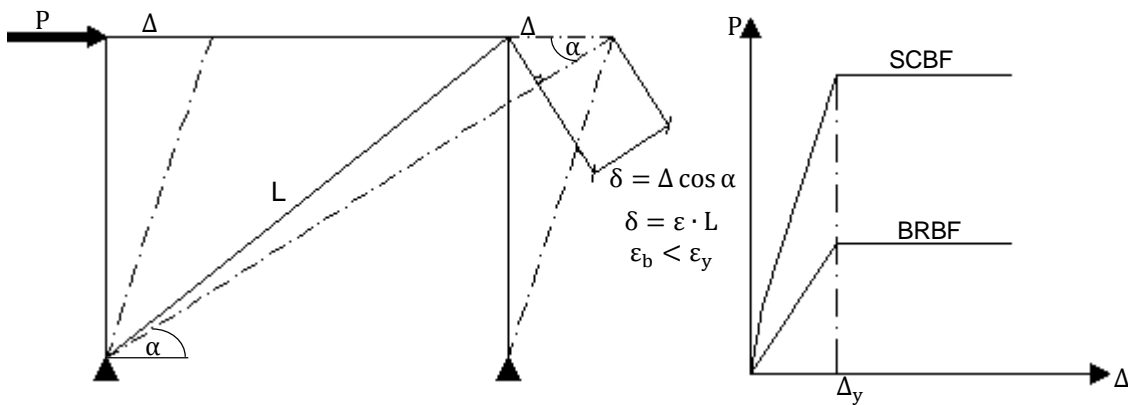


Figura 7.4 Esquema para explicar la disipación de energía

Donde:

$\Delta$ : Deformación.

$\epsilon_b$ : Es la deformación unitaria por pandeo.

$\epsilon_y$ : Es la deformación unitaria por fluencia.

Al observar la respuesta de la diagonal tradicional en el tiempo para todos los casos, es posible apreciar que en casi todo el tiempo la incursión es por pandeo. La diagonal restringida al pandeo tiene menos incursiones que la diagonal tradicional en compresión, por ello es posible que la disipación de ambos sistemas tienda a ser proporcionalmente similar (esto puede no ser tan consistente con la realidad).

## 7.5 Esfuerzos máximos en los elementos

Se muestran las envolventes de esfuerzos en los elementos más solicitados de cada sistema con el propósito de verificar las diagonales no tengan un esfuerzo mayor a lo definido en las leyes constitutivas. También se muestran los esfuerzos de columnas y vigas para comprobar el diseño propuesto del *AISC 341-10*. El código especifica que las diagonales son los elementos que tienen incursiones en el rango inelástico y que los otros elementos del marco no deben tener una demanda mayor a la definida en el diseño, para que se mantengan en el rango elástico. La acción sísmica induce esfuerzos de flexión en las columnas debido a la curvatura de estas como se ve en el esquema de la figura 7.5, por ello es necesario comprobar la interacción de las columnas a diferencia del análisis lineal donde prácticamente no existían esfuerzos de flexión.

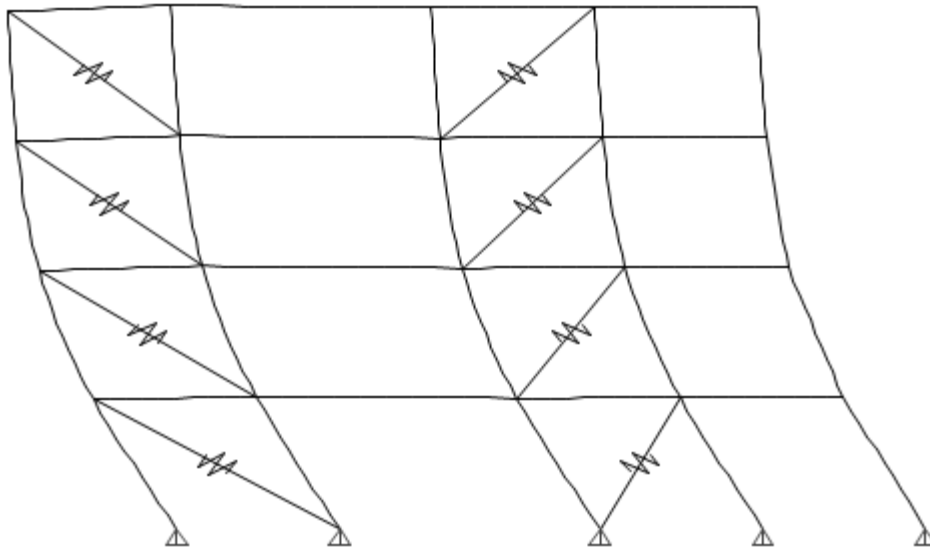


Figura 7.5 Deformación de la estructura (curvatura) debido a la acción sísmica.

### 7.5.1 Esfuerzos para el registro sísmico de Constitución

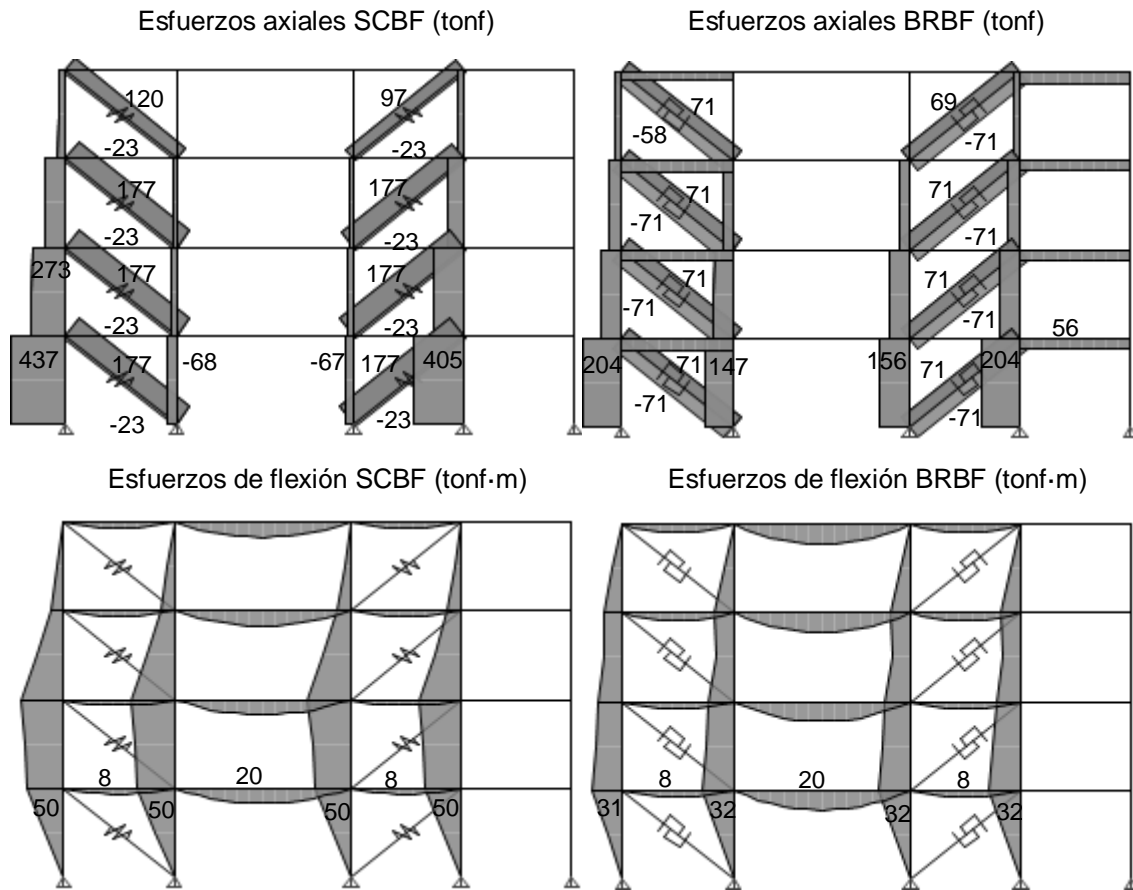


Figura 7.6 Esfuerzos máximos en los marcos arriostrados para el registro de Constitución

La interacción para vigas y columnas se determina como:

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_r}{M_c}\right) \leq 1$$

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \leq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_r}{M_c}\right) \leq 1$$

Donde:

$P_r = P_u$ : Resistencia requerida a compresión del elemento (tonf)

$P_c = \phi \cdot P_n$ : Resistencia de diseño a compresión proporcionada por el elemento (tonf)

$M_r = M_u$ : Resistencia requerida a flexión del elemento (tonf·m)

$M_c = \phi \cdot M_n$ : Resistencia de diseño a flexión proporcionada por el elemeto (tonf·m)

La resistencia de diseño proporcionada por vigas y columnas fue definida en el capítulo 4 para los marcos arriostrados tradicionales y en el capítulo 5 para los marcos con diagonales restringidas al pandeo según los requerimientos del *AISC 341-10*.

En la tabla 7.4 y 7.5 se muestra la resistencia requerida de los elementos, la resistencia proporcionada por los elementos, los factores de utilización y la interacción.

Tabla 7.4 Resistencia en los marcos tradicionales para el registro de Constitución

SCBF	Axial $P_u$ [tonf]	Axial $\phi P_n$ [tonf]	<b>F.U</b>	Flexión $M_u$ [tonf·m]	Flexión $\phi M_n$ [tonf·m]	<b>F.U</b>	$P_u/\phi P_n$	$8/9 \cdot [M_u/\phi M_n]$	<b>F.U Interacción</b>
Columna	437	714	0,61	50	128	0,41	0,61	0,31	<b>0,97</b>
Viga	0	257	0	20	49	0,41	0	0	<b>0</b>

Tabla 7.5 Resistencia en los marcos con restricción al pandeo para el registro de Constitución

BRBF	Axial $P_u$ [tonf]	Axial $\phi P_n$ [tonf]	<b>F.U</b>	Flexión $M_u$ [tonf·m]	Flexión $\phi M_n$ [tonf·m]	<b>F.U</b>	$P_u/\phi P_n$	$8/9 \cdot [M_u/\phi M_n]$	<b>F.U Interacción</b>
Columna	204	392	0,52	31	64	0,48	0,52	0,38	<b>0,95</b>
Viga	66	160	0,41	8	28	0,35	0,41	0,25	<b>0,66</b>

## 7.5.2 Esfuerzos para el registro sísmico de Concepción

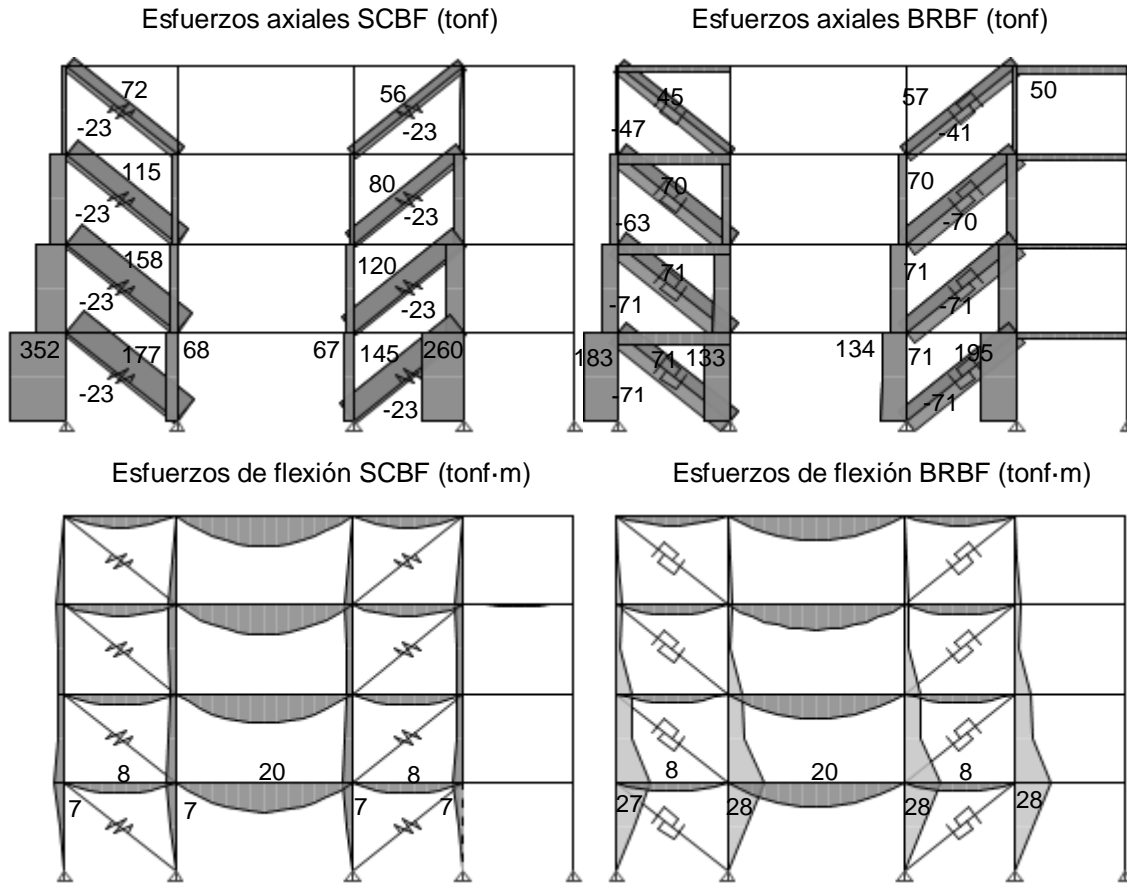


Figura 7.7 Esfuerzos máximos en los marcos arriostrados para el registro de Concepción

En la tabla 7.6 y 7.7 se muestra la resistencia requerida de los elementos, la resistencia proporcionada por los elementos, los factores de utilización y la interacción.

Tabla 7.6 Resistencia en los marcos tradicionales para el registro de Concepción

SCBF	Axial $P_u$ [tonf]	Axial $\phi P_n$ [tonf]	<b>F.U</b>	Flexión $M_u$ [tonf-m]	Flexión $\phi M_n$ [tonf-m]	<b>F.U</b>	$P_u/\phi P_n$	$8/9 \cdot [M_u/\phi M_n]$	<b>F.U Interacción</b>
Columna	405	714	0,57	7	128	0,05	0,57	0,05	<b>0,62</b>
Viga	0	257	0	20	49	0,41	0	0	<b>0</b>

Tabla 7.7 Resistencia en los marcos con restricción al pandeo para el registro de Concepción

BRBF	Axial $P_u$ [tonf]	Axial $\phi P_n$ [tonf]	<b>F.U</b>	Flexión $M_u$ [tonf-m]	Flexión $\phi M_n$ [tonf-m]	<b>F.U</b>	$P_u/\phi P_n$	$8/9 \cdot [M_u/\phi M_n]$	<b>F.U Interacción</b>
Columna	195	392	0,5	28	64	0,44	0,5	0,39	<b>0,89</b>
Viga	63	160	0,39	8	28	0,39	0,39	0,25	<b>0,64</b>

### 7.5.3 Esfuerzos para el registro sísmico de Viña del Mar

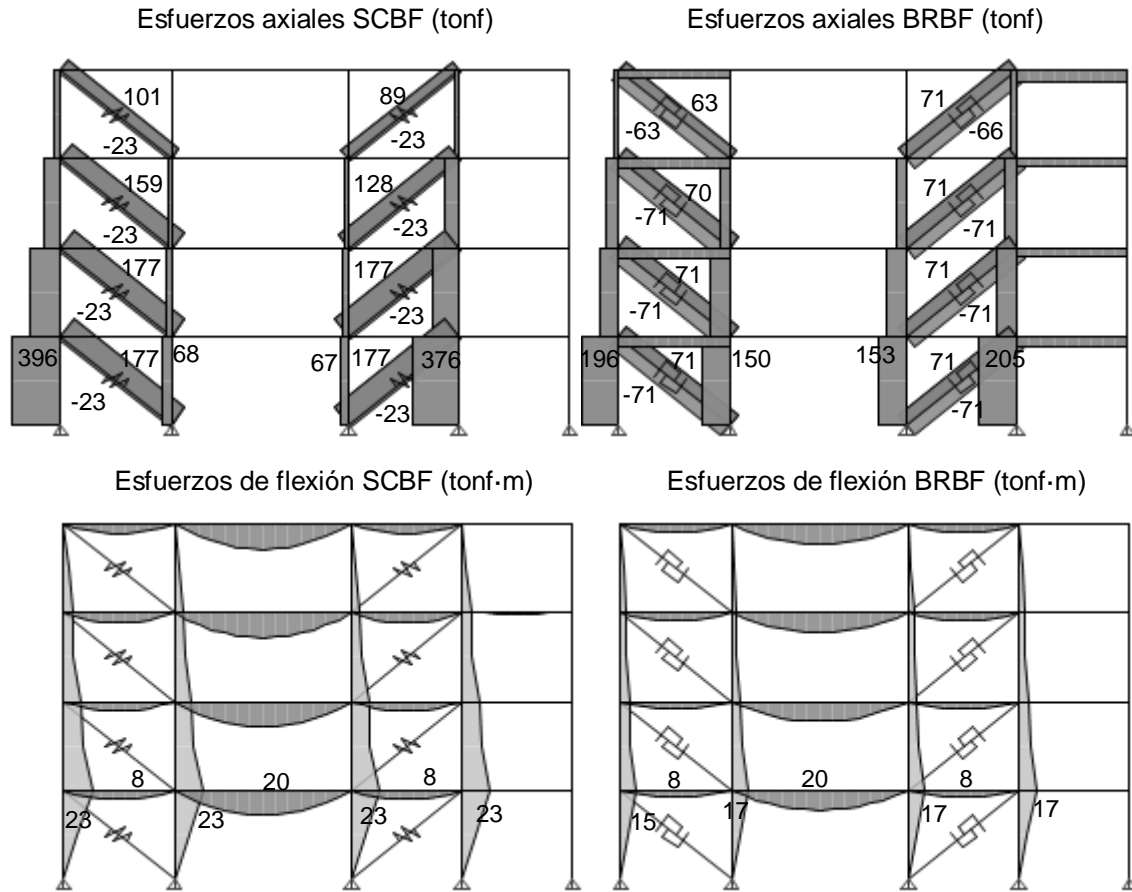


Figura 7.8 Esfuerzos máximos en los marcos arriostrados para el registro de Viña del Mar

En la tabla 7.8 y 7.9 se muestra la resistencia requerida de los elementos, la resistencia proporcionada por los elementos, los factores de utilización y la interacción.

Tabla 7.8 Resistencia en los marcos tradicionales para el registro de Viña del Mar

SCBF	Axial $P_u$ [tonf]	Axial $\phi P_n$ [tonf]	<b>F.U</b>	Flexión $M_u$ [tonf·m]	Flexión $\phi M_n$ [tonf·m]	<b>F.U</b>	$P_u/\phi P_n$	$8/9 \cdot [M_u/\phi M_n]$	<b>F.U Interacción</b>
Columna	396	714	0,55	23	128	0,19	0,55	0,17	<b>0,72</b>
Viga	0	257	0	20	49	0,41	0	0	<b>0</b>

Tabla 7.9 Resistencia en los marcos con restricción al pandeo para el registro de Viña del Mar

BRBF	Axial $P_u$ [tonf]	Axial $\phi P_n$ [tonf]	<b>F.U</b>	Flexión $M_u$ [tonf·m]	Flexión $\phi M_n$ [tonf·m]	<b>F.U</b>	$P_u/\phi P_n$	$8/9 \cdot [M_u/\phi M_n]$	<b>F.U Interacción</b>
Columna	205	392	0,52	17	64	0,27	0,52	0,24	<b>0,76</b>
Viga	58	160	0,36	8	28	0,35	0,36	0,25	<b>0,61</b>

### **Esfuerzos de flexión en columnas y verificación del diseño**

Los esfuerzos de flexión inducidos en ambos sistemas producto de la curvatura aumentaron significativamente respecto al análisis modal espectral realizado en el capítulo 3. Para el análisis modal espectral la columna con mayor flexión tiene aproximadamente 1 (tonf·m), mientras que para el análisis no lineal tiempo-historia la columna tiene una flexión aproximada de 50 (tonf·m). Este aumento de la flexión está asociado los efectos de los modos superiores y el diseño por capacidad del código *AISC341-10* considera el mecanismo de colapso basado en el primer modo.

Los esfuerzos no superaron lo establecido previamente en el diseño, en consecuencia se comprueba el diseño propuesto por el código, el cual supone que solo las diagonales tienen incursiones inelásticas. Sin embargo hubo algunos elementos que estuvieron cercanos a ser superados en su resistencia para mantenerse en el rango elástico. La columna del primer nivel en el sistema tradicional, para el caso de Constitución la interacción llegó al 97%, por lo tanto estuvo cerca de formarse una rótula plástica debido al aumento significativo de la flexión.

# Capítulo VIII

## 8. Conclusiones

En la industria se busca garantizar la continuidad de las operaciones ante cualquier evento sísmico que pueda afectar a los equipos industriales y a los elementos estructurales. Los parámetros más determinantes para evaluar si una estructura puede continuar con sus operaciones son las aceleraciones absolutas, los desplazamientos relativos de entrepiso y las deformaciones remanentes.

Las aceleraciones absolutas en el sistema tradicional tienden a ser mayores que en el sistema restringido al pandeo, esto se justifica porque el sistema tradicional en pocas ocasiones pierde su rigidez. Ambos sistemas no superan los límites de aceleraciones para el diseño de anclajes de equipos pesados de acuerdo a la norma *NCh2369.Of2003*.

Los desplazamientos relativos de entrepiso afectan los elementos como las cañerías y sistemas eléctricos que están unidos a la estructura. En el sistema tradicional los desplazamientos relativos de entrepisos tienden a ser menores, ya que el sistema restringido al pandeo al perder su rigidez de forma continua permite mayores desplazamientos.

Las deformaciones remanentes en el sistema tradicional son nulas, porque existe una componente elástica de las diagonales que hace que el sistema vuelva y no pierda rigidez. Solo puede ser necesario realizar el cambio de diagonales muy deformadas debido al pandeo o aquellas que puedan tener algún daño.

Cabe mencionar que si bien se cumple con las aceleraciones máximas para el diseño de anclaje, las aceleraciones generan esfuerzos internos en los equipos que pueden soltar alguna pieza o pueden alterar el funcionamiento de algún equipo. Por ello se debe verificar las exigencias de aceleraciones máximas de los equipos, especificadas por los fabricantes para garantizar la continuidad de las operaciones.

Las demandas de deformación de ambos sistemas no superan la deformación antes de que comience la deformación por endurecimiento (2% de la deformación unitaria) y las deformaciones tienden a concentrarse en el primer nivel. Esta concentración de la deformación en el primer nivel es consistente, ya que los niveles superiores cuentan con una sobrerresistencia como se explicó en el capítulo 7.

La disipación de energía por histéresis entre ambos sistemas estructurales tiende a ser proporcionalmente similar. Esto se explica porque las incursiones por pandeo en sistema tradicional ocurren a menor desplazamiento y de forma más continua que el sistema restringido al pandeo (esto puede no ser tan consistente con la realidad).

Los esfuerzos para ambos sistemas no superan lo establecido previamente en el diseño por capacidad y se cumple lo esperado según el código *AISC341-10*, es decir, que las incursiones inelásticas se concentren en las diagonales y que los otros elementos del marco se mantengan en el rango elástico. En el caso de Constitución las columnas del primer piso estuvieron cercanas a ser superadas en su resistencia para mantenerse elásticas, en consecuencia se habría formado una rótula plástica debido al aumento significativo de la flexión. Este aumento de la flexión está asociado a los efectos de los modos superiores y el diseño por capacidad del código *AISC341-10* considera el mecanismo de colapso basado en el primer modo.

El costo entre ambos sistemas prácticamente es igual como se vio en el capítulo 5, sin embargo el sistema tradicional no requiere del transporte de diagonales desde otros países para cambiar aquellas que hayan quedado muy deformadas o dañadas. Por ellos las eventuales reparaciones se pueden realizar sin que afecte significativamente la continuidad de las operaciones.

Finalmente se puede concluir comparativamente que el sistema tradicional tiene mejor desempeño sísmico y que es más económico que el sistema restringido al pandeo, porque se podría garantizar mejor el objetivo de la continuidad de operación utilizando este sistema.

Cabe destacar que los resultados obtenidos en este trabajo de título referente a los desplazamientos relativos de entrepiso, los desplazamientos absolutos y las deformaciones remanentes para los sistemas restringidos al pandeo son consistentes con algunas investigaciones realizadas en el último tiempo. Algunos investigadores sostienen que los sistemas restringidos al pandeo tienen una baja rigidez post-fluencia y que son vulnerables a tener desplazamientos residuales que pueden reducir considerablemente el desempeño general del sistema después de un evento sísmico de gran magnitud. Por ello recomiendan utilizar estos sistemas en conjunto con los sistemas de marcos a momento (MRF) en paralelo como sistema dual, para reducir los desplazamientos y lograr un mejor desempeño sísmico, Uang y Kiggins (2006).<sup>[10]</sup>

# Referencias

- [1] Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 2369.Of2003 “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, 2003.
- [2] R. Tremblay, “Seismic Design and Global Stability Requeriments for Steel Building Structures in Canada and the U.S.”, 2014.
- [3] American Institute of Steel Construction, “Seismic Provisions for Structural Buildings” (ANSI/AISC341-10), 2010.
- [4] F.J. Crisafulli, “Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero”, Tercera ed., 2013.
- [5] M. Brunneau, C-M. Uang y A. Whittaker, “Ductile Design of Steel Structures”, 1998.
- [6] A. Watabane, Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada y M. Fujimoto “Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube”, *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Japón 1988*.
- [7] C-M. Uang y M. Nakashima, “16 Steel Buckling-Restrained Braced Frames”, 2004.
- [8] American Institute of Steel Construction, “Specification for Structural Steel Buildings” (ANSI/AISC341-10), 2010.
- [9] Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 3171 “Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de carga”.
- [10] C-M. Uang y S. Kiggins “Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as dual system”, 2010.