

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Comparación de la Respuesta Sísmica de una
Estructura Industrial de Acero con Sistemas ADAS,
BRB y Arriostramiento Convencional.

Por

Diego Matías Burgos Fuentes

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

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

Diciembre, 2018

*Dedicado a mis abuelas Lucila del Carmen y Guadalupe Jesús,
que cuidaron y guiaron de mí desde el cielo.*

AGRADECIMIENTOS

Mis mayores agradecimientos a mi familia por siempre apoyarme en todos los momentos. A mi polola Constanza que me apoyo y ayudo en los momentos más difíciles.

A mis amigos y compañeros que me regalaron buenos momentos y palabras de aliento cuando las necesitaba.

A mi profesor guía Alejandro, por su ayuda y constante apoyo durante el proceso de este trabajo.

Índice General

CAPÍTULO I	13
1. INTRODUCCIÓN.....	13
1.2. OBJETIVO GENERAL	14
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	14
1.4. METODOLOGÍA.....	15
CAPÍTULO II	16
2. ANTECEDENTES.	16
2.1. DISIPADORES DE ENERGÍA.	20
2.2. DISIPADORES CONVENCIONALES.	22
2.3. DISIPADORES PASIVOS.	25
2.3.1. DISPOSITIVO ADAS.....	27
2.3.2. DISPOSITIVO B.R.B.	32
CAPÍTULO III	36
3.1. DISEÑO DE ACUERDO CON LA NORMATIVA VIGENTE.	36
3.1.1. NCH 2369OF. 2003.	36
3.1.2. DISEÑO - AISC 360 “SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS”	42
3.1.3. REQUERIMIENTOS AISC 341 “SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS”	44
3.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA.....	47
3.3. CARGAS ESTÁTICAS Y PESO SÍSMICO.	50
3.4. ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO.....	50
3.4.1. MODELO DE ANÁLISIS.	50
3.4.2. COMBINACIONES DE CARGA.	52
3.4.3. RESULTADOS ANÁLISIS ELÁSTICO.....	53
3.5. VERIFICACIÓN DE DISEÑO.....	54
3.5.1. VERIFICACIÓN DE ESBELTECES SEGÚN NCH 2369OF. 2003 Y RESISTENCIA SEGÚN AISC 360-10.	54
3.5.2. VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS.	56
CAPÍTULO IV	58
4.1. SISTEMA B.R.B.	58
4.1.1. RESULTADOS ANÁLISIS ELÁSTICO.....	61
4.1.2. VERIFICACIÓN DE DISEÑO.....	61
4.2. SISTEMA ADAS.....	67

4.2.1.	OBTENCIÓN DE LA RIGIDEZ DE PLACAS ADAS.....	68
4.2.2.	DIMENSIONAMIENTO DE PLACAS ADAS.	70
4.2.3.	RESULTADOS ANÁLISIS ELÁSTICO.....	73
4.2.4.	VERIFICACIÓN DE DISEÑO.....	74
CAPÍTULO V.....		76
5.	ANÁLISIS NO-LINEAL.	76
5.1.	REGISTROS SÍSMICOS.	77
5.2.	REGLAS DE HISTÉRESIS.	78
5.2.1.	REMENNIKOV.....	78
5.2.2.	BOUNDED RAMBERG-OSGOOD.....	79
5.3.	MODELOS DE ANÁLISIS.....	80
5.3.1.	MODELACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	82
5.4.	RESULTADOS TIEMPO-HISTORIA.	83
5.4.1.	REGISTRO MMNS.	84
5.4.2.	REGISTRO CCNS.....	86
5.4.3.	REGISTRO CONT.	89
5.5.	ESPECTROS DE RESPUESTAS.....	92
5.6.	ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTO CUASI ESTÁTICO.....	93
5.6.1.	PROTOCOLO DE DESPLAZAMIENTO.....	94
5.6.2.	RESPUESTA ANÁLISIS CUASI ESTÁTICO.	94
5.7.	ANÁLISIS INCREMENTAL (PUSHOVER).	97
CAPÍTULO VI.....		99
6.	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	99
REFERENCIAS.....		101
ANEXO I – VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ Y RESISTENCIA.....		103
1.1.	VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ - COLUMNAS.....	103
1.2.	VERIFICACIÓN ESBELTEZ – DIAGONAL.....	106
1.3.	VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ - VIGA.....	109
1.4.	VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA MÁXIMA DEL PERFIL.....	111
ANEXO II – DISEÑO DIAGONALES B.R.B.		120
2.1.	ÁREA DE NÚCLEO DE ACERO.....	120
2.2.	FUNDA DE ACERO.....	120

ANEXO III – CICLOS DE HISTÉRESIS.....	122
3.1. REGISTRO MMNS.....	122
3.2. REGISTRO CCNS.....	130
3.3. REGISTRO CONT.....	137

Lista de figuras

Figura 2.1 - Sistema de un grado de libertad.....	16
Figura 2.2 - Ciclo de histéresis en un sistema estructural	20
Figura 2.3 - Esquema mecanismo de operación de sistemas activos.....	21
Figura 2.4 - Configuraciones de riostras.....	23
Figura 2.5 - Orden descendente de perfiles según su rendimiento	24
Figura 2.6 - Envolvente de la curva de histéresis para riostras con distinta esbeltez	24
Figura 2.7 - Comportamiento histerético según el perfil	25
Figura 2.8 - Esquema mecanismo de operación de sistemas pasivos [7].....	25
Figura 2.9 - Disipadores pasivos.....	26
Figura 2.10 - Esquema de dispositivo ADAS.....	27
Figura 2.11 - Energía absorbida por placas metálicas tipo rectangular, triangular y X.....	29
Figura 2.12 - Comportamiento histerético elemento ADAS	29
Figura 2.13 - Análisis geométrico de las placas metálicas	31
Figura 2.14 - Estructuras de acero equipadas con el sistema de arriostamiento B.R.B.....	32
Figura 2.15 - Esquema Unbonded Brace.....	33
Figura 2.16 - Núcleos de acero utilizados en arriostamientos B.R.B	33
Figura 2.17 - Esquemas sistema B.R.B.....	34
Figura 2.18 - Comportamiento histerético.....	35
Figura 3.1 - Espectro de diseño Z3S3 según NCh 2369	39
Figura 3.2 - Diagrama Fuerza - Desplazamiento de la riostra.....	46
Figura 3.3 - Planta tipo.....	48
Figura 3.4 - Elevación - Marco arriestrado; Ejes A, E, 1 y 5.....	49
Figura 3.5 - Modelo estructural de análisis lineal elástico	51
Figura 3.6 - Modelo de un marco arriestrado - Sistema convencional	52
Figura 3.7 - Diagramas de esfuerzo axial	53
Figura 3.8 - Esquema de sección	54
Figura 3.9 - Drift entre piso, análisis en dirección X	57
Figura 4.1 - Modelo estructural sistema B.R.B	59
Figura 4.2 - Modelo marco arriestrado - B.R.B.	60
Figura 4.3 - Esquema de carga axial sobre una viga	61
Figura 4.4 - Esquema de carga axial sobre una columna	62
Figura 4.5 - Drift entre piso, análisis en dirección	66
Figura 4.6 - Modelo marco arriestrado – ADAS.....	68
Figura 4.7 - Modelo de diagonales - Sistema B.R.B.....	69
Figura 4.8 - Modelo de diagonales - Sistema ADAS	70

Figura 4.9 - Dimensiones del dispositivo ADAS	71
Figura 4.10 - Modelo marco arriostrado - ADAS.....	73
Figura 4.11 - Drift entre pisos, análisis dirección en X.....	75
Figura 5.1 - Registro de aceleración, Viaducto Marga-Marga.	77
Figura 5.2 - Registro de aceleración, Concepción.....	77
Figura 5.3 - Registro de aceleración, Constitución	78
Figura 5.4 - Regla de histéresis, arriostramiento de acero	78
Figura 5.5 - Parámetros de Ramberg-Osgood	79
Figura 5.6 - Modelo bidimensional, arriostramiento convencional con nodo central.....	80
Figura 5.7 - Modelo bidimensional, arriostramiento convencional sin nodo central	81
Figura 5.8 - Modelo bidimensional, dispositivo ADAS	81
Figura 5.9 - Modelo bidimensional, arriostramiento B.R.B	82
Figura 5.10 - Desplazamiento máximo relativo registro V. Marga-Marga	84
Figura 5.11 - Drift máximo entre pisos registro V. Marga-Marga.....	84
Figura 5.12 - Desplazamiento residual registro V. Marga-Marga	85
Figura 5.13 - Drift residual entre piso registro V. Marga-Marga	85
Figura 5.14 - Aceleración máxima absoluta registro V. Marga-Marga.	86
Figura 5.15 - Desplazamiento máximo relativo registro Concepción	86
Figura 5.16 - Drift máximo entre piso registro Concepción.....	87
Figura 5.17 - Desplazamiento residual registro Concepción	87
Figura 5.18 - Drift residual entre piso registro Concepción.....	88
Figura 5.19 - Aceleración máxima absoluta por piso registro Concepción.....	88
Figura 5.20 - Desplazamiento máximo relativo registro Constitución.....	89
Figura 5.21 - Drift máximo entre piso registro Constitución.....	89
Figura 5.22 - Desplazamiento residual registro Constitución	90
Figura 5.23 - Drift residual entre piso registro Constitució.....	90
Figura 5.24 - Aceleración máxima absoluta registro Constitución.....	91
Figura 5.25 - Espectros de respuesta - 2% amortiguamiento crítico.....	92
Figura 5.26 - Protocolo de desplazamiento	94
Figura 5.27 - Corte y deformación total de la estructura - arriostramiento convencional con nodo central.....	94
Figura 5.28 - Corte y deformación total de la estructura - arriostramiento convencional sin nodo central.....	95
Figura 5.29 - Corte y deformación total de la estructura - dispositivo ADAS.....	95
Figura 5.30 - Corte y deformación total de la estructura - arriostramiento B.R.B.....	96
Figura 5.31 - Curva de aproximación igual desplazamiento.....	97
Figura 5.32 - Análisis pushover.....	98

Figura A1.1 - Factor de longitud efectiva K - Columna	104
Figura A1.2 - Procedimiento de esbeltez local y global - Columna	105
Figura A1.3 - Factor de longitud efectiva K - Diagonal	106
Figura A1.4 - Procedimiento de esbeltez local y global - Diagonales.....	108
Figura A1.5 - Procedimiento de esbeltez local - Viga	110
Figura A1.6 - Procedimiento resistencia axial – Columna	112
Figura A1.7 - Procedimiento resistencia axial - Diagonal	115
Figura A1.8 - Procedimiento resistencia flexión y corte.....	119
Figura A2.1 - Esquema núcleo del acero.....	122
Figura A3.1 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro V. Marga-Marga.....	122
Figura A3.2 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro V. Marga-Marga.....	123
Figura A3.3 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro V. Marga-Marga.....	123
Figura A3.4 - Ciclo de histéresis - elemento 29, registro V. Marga-Marga.....	124
Figura A3.5 - Ciclo de histéresis - elemento 31, registro V. Marga-Marga.....	124
Figura A3.6 - Ciclo de histéresis - elemento 32, registro V. Marga-Marga.....	125
Figura A3.7 - Ciclo de histéresis - elemento 46, registro V. Marga-Marga.....	125
Figura A3.8 - Ciclo de histéresis - elemento 47, registro V. Marga-Marga.....	126
Figura A3.9 - Ciclo de histéresis - elemento 48, registro V. Marga-Marga.....	126
Figura A3.10 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro V. Marga-Marga.....	127
Figura A3.11 - Ciclo de histéresis - elemento 35, registro V. Marga-Marga.....	127
Figura A3.12 - Ciclo de histéresis - elemento 36, registro V. Marga-Marga.....	128
Figura A3.13 - Ciclo de histéresis - elemento 37, registro V. Marga-Marga.....	128
Figura A3.14 - Ciclo de histéresis - elemento 38, registro V. Marga-Marga.....	129
Figura A3.15 - Ciclo de histéresis - elemento 39, registro V. Marga-Marga.....	129
Figura A3.16 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro Concepción.....	130
Figura A3.17 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro Concepción.....	130
Figura A3.18 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro Concepción.....	131
Figura A3.19 - Ciclo de histéresis - elemento 29, registro Concepción.....	131
Figura A3.20 - Ciclo de histéresis - elemento 31, registro Concepción.....	132
Figura A3.21 - Ciclo de histéresis - elemento 32, registro Concepción.....	132
Figura A3.22 - Ciclo de histéresis - elemento 46, registro Concepción.....	133
Figura A3.23 - Ciclo de histéresis - elemento 47, registro Concepción.....	133
Figura A3.24 - Ciclo de histéresis - elemento 48, registro Concepción.....	134
Figura A3.25 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro Concepción.....	134
Figura A3.26 - Ciclo de histéresis - elemento 35, registro Concepción.....	135
Figura A3.27 - Ciclo de histéresis - elemento 36, registro Concepción.....	135
Figura A3.28 - Ciclo de histéresis - elemento 37, registro Concepción.....	136

Figura A3.29 - Ciclo de histéresis - elemento 38, registro Concepción	136
Figura A3.30 - Ciclo de histéresis - elemento 39, registro Concepción	137
Figura A3.31 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro Constitución	137
Figura A3.32 - Ciclo de histéresis - elemento 29, registro Constitución	138
Figura A3.33 - Ciclo de histéresis - elemento 30, registro Constitución	138
Figura A3.34 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro Constitución	139
Figura A3.35 - Ciclo de histéresis - elemento 35, registro Constitución	139
Figura A3.36 - Ciclo de histéresis - elemento 36, registro Constitución	140
Figura A3.37 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro Constitución	140
Figura A3.38 - Ciclo de histéresis - elemento 29, registro Constitución	141
Figura A3.39 - Ciclo de histéresis - elemento 30, registro Constitución	141
Figura A3.40 - Ciclo de histéresis - elemento 31, registro Constitución	142
Figura A3.41 - Ciclo de histéresis - elemento 32, registro Constitución	142
Figura A3.42 - Ciclo de histéresis - elemento 46, registro Constitución	143
Figura A3.43 - Ciclo de histéresis - elemento 47, registro Constitución	143
Figura A3.44 - Ciclo de histéresis - elemento 48, registro Constitución	144
Figura A3.45 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro Constitución	144
Figura A3.46 - Ciclo de histéresis - elemento 35, registro Constitución	145
Figura A3.47 - Ciclo de histéresis - elemento 36, registro Constitución	145
Figura A3.48 - Ciclo de histéresis - elemento 37, registro Constitución	146
Figura A3.49 - Ciclo de histéresis - elemento 38, registro Constitución	146
Figura A3.50 - Ciclo de histéresis - elemento 39, registro Constitución	147

Lista de tablas

Tabla 2.1 - Sistemas de protección sísmica	20
Tabla 2.2 - Categorías de disipadores de energía pasivos	26
Tabla 3.1 - Resumen de parámetros	39
Tabla 3.2 - Valores máximos del coeficiente sísmico	40
Tabla 3.3 - Resultados de Corte Basal	41
Tabla 3.4 - Deformaciones máximas según la estructuración	41
Tabla 3.5 - Períodos fundamentales	51
Tabla 3.6 - Masa asociada a cada diafragma	52
Tabla 3.7 - Demanda de perfiles	53
Tabla 3.8 - Esbeltez local y global - Columna	54
Tabla 3.9 - Resistencia axial - Columna	55
Tabla 3.10 - Esbeltez local y global - Diagonal	55
Tabla 3.11 - Resistencia axial - Diagonal	55
Tabla 3.12 - Esbeltez – Viga	55
Tabla 3.13 - Resistencia flexión y corte - Viga	56
Tabla 3.14 - Drift entre piso	56
Tabla 4.1 - Períodos fundamentales	59
Tabla 4.2 - Masa asociada a cada diafragma	60
Tabla 4.3 - Demanda de perfiles	61
Tabla 4.4 - Área del núcleo de acero	62
Tabla 4.5 - Sección de funda de acero	63
Tabla 4.6 - Solicitación axial, momento y corte - Vigas	64
Tabla 4.7 - Solicitación axial – Columnas	65
Tabla 4.8 - Drift entre pisos	65
Tabla 4.9 - Períodos fundamentales	67
Tabla 4.10 - Masa asociada a cada diafragma	67
Tabla 4.11 - Rigidez lateral - Sistema B.R.B	69
Tabla 4.12 - Rigidez lateral - Sistema ADAS	70
Tabla 4.13 - Dimensiones de placa ADAS	71
Tabla 4.14 - Número de placas por nivel	72
Tabla 4.15 - Resultados - Sistema ADAS	72
Tabla 4.16 - Demanda sobre perfiles	73
Tabla 4.17 - Esbeltez Global - Diagonal	74
Tabla 4.18 - Drift entre pisos	75

Tabla 5.1 - Aceleraciones máximas	77
Tabla 5.2 - Parámetros utilizados - Remennikov	79
Tabla 5.3 - Períodos fundamentales	82
Tabla 5.4 - Límite de drift residual.....	92
Tabla 5.5 - Porcentaje de amortiguamiento viscoso.....	96
Tabla 5.6 - Factor de reducción espectral.....	98

Capítulo I

1. Introducción.

El 27 de febrero de 2010 Chile sufrió un sismo de magnitud de 8,8 MW en la zona centro-sur. A pesar de la tragedia que implica un evento de esta envergadura, fue una oportunidad de observar, evaluar y estudiar el desempeño de las estructuras, en particular aquellas destinadas a uso industrial.

Si bien es cierto el porcentaje de estructuras colapsadas (total y/o parcialmente) fue mínimo, si existieron estructuras que presentaron daños en su contenido y en elementos no estructurales. En las estructuras industriales el tipo de falla común fue el pandeo de arriostramiento, colapso de techumbre, falla de conexiones, entre otras. Muchas de estas estructuras tenían aproximadamente 20 años o más de antigüedad y aun se mantenían operativas en industrias de grande y mediana importancia. Estas estructuras fueron diseñadas de acuerdo con la normativa vigente al momento de su construcción, esto implicó el uso de tipos de arriostramientos indebidos (ángulos doblados dispuestos en estrella “XL”) que fueron doblados o plegados en frío y que presentaron pandeo local o considerando el elemento entero inestabilidad global, además de ser estructuras que en su diseño no se consideró la ductilidad. [1]

Es claro que, además del evidente impacto humano que un evento de estas características tiene, las consecuencias negativas de la no continuidad de operaciones y desalineamiento logístico se traduce en pérdidas millonarias. Estas pérdidas se estimaron en US\$3 mil millones por bienes y servicios que se dejaron de producir y US\$21 mil millones en infraestructura privada y pública debido al terremoto del 2010 [2]. De acuerdo con lo expuesto, resulta evidente que reducir las demandas sísmicas sobre las estructuras industriales es una necesidad urgente.

Esta realidad deja en evidencia la necesidad de estudiar distintos dispositivos que puedan ser implementados en estructuras industriales de acero permitiendo contrarrestar los efectos primarios (falla en secciones estructurales) y secundarios (contenido, pérdida de tiempo, logística, etc.) ante un sismo de gran magnitud.

En este contexto, existen distintos tipos de disipadores de energía clasificados usualmente como convencionales, pasivos, semi activos y activos. En este trabajo, debido a su fácil implementación, se estima relevante analizar el comportamiento de los disipadores de energía pasivos del tipo ADAS (*Added Damping and Added Stiffness*) y B.R.B. (*Buckling Restrained Braced*) en una estructura industrial para luego comparar el desempeño de la estructura al incorporar estos dispositivos con el desempeño de la misma estructura con arriostramientos convencionales.

1.2. Objetivo General.

Realizar una comparación de la respuesta sísmica de una estructura industrial de acero de tres niveles, utilizando arriostramiento convencional, arriostramiento con restricción al pandeo (B.R.B.) y dispositivos ADAS.

1.3. Objetivos Específicos.

- Realizar una revisión bibliográfica que permita un entendimiento del comportamiento y del efecto que tienen sobre las estructuras los dispositivos ADAS y BRB.

- Analizar y diseñar una estructura industrial de acero de acuerdo con la normativa vigente en Chile, principalmente la NCh 2369 Of. 2003 “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”.

- Analizar y diseñar la estructura en estudio equipada con los dispositivos ADAS y B.R.B. Fundamentando el diseño según bibliografía y estudios disponibles.

- Desarrollar un análisis no-lineal tiempo-historia considerando tres registros sísmicos, permitiendo realizar una comparación de la respuesta sísmica de la estructura considerando distintos escenarios (con y sin dispositivos de disipación de energía).

- Obtener conclusiones relevantes que permitan recomendar o no el uso de dispositivos ADAS y/o B.R.B. en estructuras industriales de acero.

1.4. Metodología.

- Se realiza un estudio bibliográfico del comportamiento de estructuras con arriostramiento convencional ante excitaciones sísmicas, y además de ensayos de laboratorio realizados por diversos autores. Se realiza un estudio de los dispositivos pasivos (ADAS y B.R.B.) empleados para la disipación de energía.
- Se analizará un modelo tridimensional de una estructura industrial de acero de tres niveles mediante el programa ETABS 2016-V16.2, se considera una zona sísmica 3 con un suelo tipo III. El modelo por analizar ha sido abarcado por Gabriel Silva M. en su trabajo de título para optar al grado de Ingeniero Civil.
- Con los resultados obtenidos se verifican los perfiles utilizados por Gabriel Silva M., las verificaciones a considerar son esbeltez, resistencia y deformación de la estructura. Los perfiles por considerar son obtenidos por el catálogo ICHA 2010.
- En base a estudios obtenidos sobre los mecanismos en estudio ADAS y B.R.B. se realiza el diseño elástico de los elementos antes mencionados, además de la verificación de los perfiles utilizados en vigas, columnas y diagonales, de manera tal que cumplan con la normativa NCh 2369Of. 2003.
- Una vez obtenido el diseño elástico de los tres modelos a analizar (arriostramiento convencional, ADAS y B.R.B.), se realiza una modelación bidimensional no lineal en el programa Ruaumoko 2D considerando cuatro modelos de análisis: arriostramiento convencional con y sin nodo central, dispositivos ADAS y arriostramiento B.R.B.
- Se obtienen los resultados de deformación y drift máximos y residuales, además de la aceleración absoluta en cada nivel ante un registro sísmico, mediante un análisis tiempo-historia. Se comparan la respuesta de los tres modelos.
- Posteriormente al análisis dinámico no-lineal tiempo-historia se realiza un análisis cuasi estático por medio de un protocolo de desplazamiento aplicado en el nodo superior, obteniendo como resultado una respuesta total de la estructura de corte y deformación total de la estructura. Se obtiene un porcentaje de amortiguamiento viscoso de los casos en estudio (arriostramiento convencional con y sin nodo central, dispositivo ADAS y arriostramiento B.R.B.) en base a la respuesta de los elementos debido al protocolo de desplazamiento implementado.

Capítulo II

2. Antecedentes.

Un terremoto es un movimiento violento del suelo (la corteza terrestre), siendo una medida natural de la tierra para la liberación de la energía interna. Si una estructura se encuentra localizada cerca del epicentro, parte de la energía liberada por la Tierra será absorbida por la estructura siendo esta última un medio de disipación de dicha energía.

La respuesta dinámica de una estructura es generalmente caracterizada a través de su ecuación de movimiento, considerando las propiedades elásticas e inelásticas del sistema, es decir, el comportamiento de la estructura en el rango no-lineal, además del amortiguamiento de la misma estructura.

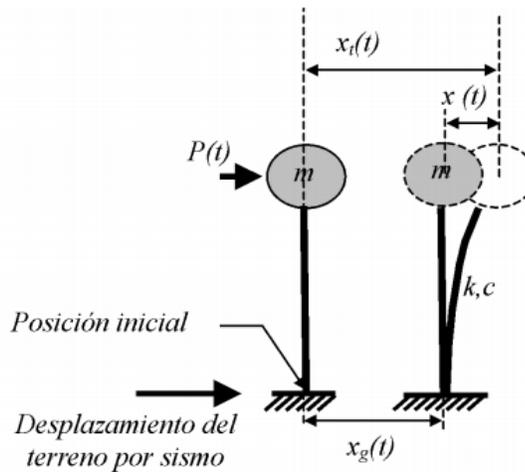


Figura 2.1 - Sistema de un grado de libertad [3].

En la Figura 2.1 se presenta un modelo idealizado de un grado de libertad, este cuenta con una masa concentrada m la cual es soportada por una barra con una rigidez k y un coeficiente de amortiguamiento viscoso c . El modelo es sometido a una fuerza sísmica que es representada por $P(t)$ y un movimiento del suelo $x_g(t)$, la respuesta del sistema viene dado por el desplazamiento total de la masa con respecto a la posición inicial en un instante de tiempo t , es llamado desplazamiento total $x_t(t)$ debido a que se considera el desplazamiento de la masa con respecto a la base $x(t)$ y el desplazamiento mismo de la base $x_g(t)$. Utilizando la ecuación de movimiento expuesta por Christopoulos y Filiatrault [4], para un sistema estructural de múltiples grados de libertad (MGDL) sometido a un movimiento horizontal de la base, dada por:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + \{F_r(t)\} = -[M]\{r\}\ddot{x}_g(t) + \{F_s\} \quad (1)$$

donde:

- $[M]$ matriz global de masa del sistema estructural.
- $[C]$ matriz global de amortiguamiento viscoso dependiente de la velocidad en la estructura y de la energía disipada por el comportamiento histerético (rango no-lineal) de los elementos estructurales.
- $\{\ddot{x}(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$ y $\{x(t)\}$ vectores globales de la aceleración, velocidad y desplazamientos relativos al movimiento de la base para un tiempo t .
- $\{F_r(t)\}$ vector de las fuerzas restauradoras globales, generadas por las características histeréticas de los elementos estructurales.
- $\{r\}$ vector de acoplamiento de la dirección del movimiento del suelo con la dirección de los grados de libertad de la estructura.
- $\ddot{x}_g(t)$ aceleración horizontal del suelo (o la base) en un tiempo t .
- $\{F_s\}$ es el vector global de las fuerzas estáticas que actúan en la estructura previo y durante un sismo.

Algunos autores han propuesto utilizar un enfoque energético para resolver las ecuaciones de movimiento de la estructura (Housner [5], Uang y Bertero [6], entre otros) debido a la sintetización de información que se tiene del sistema, además, se comprueba que la energía de entrada producida por el terremoto al sistema estructural es de carácter estable, ya que tan solo depende del período fundamental de vibración y de la masa total de la estructura. Otra de las ventajas que se tiene al realizar una formulación con base en la energía, es reemplazar una gran cantidad de vectores que representan desplazamientos, velocidad y aceleración por valores escalares de energía. Utilizando este enfoque es posible ver y seguir el comportamiento de la energía interna de una estructura ante un sismo, además de ver el impacto que tienen los sistemas de aislación sísmica y/o amortiguadores externos [4].

La formulación de la ecuación de movimiento en términos de energía se obtiene mediante la integración del trabajo realizado por cada uno de los términos que componen la ecuación de movimiento (2) para un incremento diferencial de los desplazamientos globales de la estructura $\{dx\}$ [4].

$$\int \{dx\}^T [M] \{\ddot{x}(t)\} + \int \{dx\}^T [C] \{\dot{x}(t)\} + \int \{dx\}^T \{F_r(t)\} = - \int \{dx\}^T [M] \{r\} \ddot{x}_g(t) + \int \{dx\}^T \{F_s\} \quad (2)$$

Considerando las siguientes relaciones:

$$\{dx(t)\} = \{\dot{x}(t)\}dt$$

$$\{d\dot{x}(t)\} = \{\ddot{x}(t)\}dt$$

Y reescribiendo los primeros dos términos se obtiene:

$$\int \{\dot{x}\}^T [M] \{d\dot{x}(t)\} + \int \{\dot{x}\}^T [C] \{dx(t)\} + \int \{dx\}^T \{F_r(t)\} = - \int \{dx\}^T [M] \{r\} \ddot{x}_g(t) + \int \{dx\}^T \{F_s\} \quad (3)$$

Donde finalmente se obtiene un balance relativo de energía, debido a que la formulación de (4) está basada en la aplicación de una fuerza lateral sísmica aplicada en una estructura de base rígida, sin considerar el desplazamiento de esta última debido al desplazamiento del suelo, es decir $x_g(t)$.

$$E_k^r(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^r(t) + E_{st}(t) \quad (4)$$

donde:

- $E_{in}^r(t)$ Energía relativa de entrada desde el comienzo del registro hasta un instante de tiempo t

$$E_{in}^r = - \int \{dx\}^T [M] \{r\} \ddot{x}_g(t)$$

- $E_k^r(t)$ Energía cinética relativa del sistema en un instante de tiempo t .

$$E_k^r(t) = \int \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{d\dot{x}(t)\} = \frac{1}{2} \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{\dot{x}(t)\}$$

- $E_{vd}(t)$ Energía disipada debido al amortiguamiento viscoso del sistema en un instante de tiempo t .

$$E_{vd}(t) = \int \{\dot{x}(t)\}^T [C] \{dx(t)\}$$

- $E_a(t)$ Energía total absorbida por la estructura en un instante de tiempo t .

$$E_a(t) = E_{es}(t) + E_h(t)$$

$E_{es}(t)$ Energía de deformación elástica en un instante de tiempo t .

$E_h(t)$ Energía disipada por medio del amortiguamiento histerético de elementos estructurales en un instante de tiempo t .

Si consideramos la traslación que tiene la estructura total como un cuerpo rígido debido al movimiento del suelo [4], como se muestra en la Figura 2.1, la ecuación de energía debe reescribirse de la forma siguiente:

$$E_k^a(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^a(t) + E_{st}(t) \quad (5)$$

Donde tan sólo dos términos se ven afectados si el movimiento es de carácter relativo o absoluto, siendo estos:

- $E_k^a(t)$ Energía cinética absoluta del sistema en un instante de tiempo t .

$$E_k^a(t) = \frac{1}{2} \{\dot{x}_a(t)\}^T [M] \{\dot{x}_a(t)\}$$

- $E_{in}^a(t)$ Energía absoluta de entrada al sistema en un instante de tiempo t .

$$E_{in}^a(t) = \int \{\ddot{x}_a(t)\}^T [M] \{r\} dx_g(t)$$

El uso de los procedimientos relativo o absoluto para la evaluación de daños en una estructura no tiene una importancia trascendental, debido a que la energía de histéresis se encuentra asociada con el potencial daño en la estructura, ante esto el uso de cualquier método es a criterio del investigador.

La energía estable que ingresa al sistema estructural, expresada en términos absoluto o relativo, debe ser disipada o absorbida por medio de algún mecanismo. En estructuras tradicionales, como se muestra en la Figura 2.2, la energía es disipada en gran parte por medio de la incursión de los elementos estructurales en el rango no lineal (E_h) donde se considera los efectos de los disipadores histeréticos y el daño de los elementos estructurales. Con esta idea en mente, han surgido distintas técnicas que permiten aumentar la capacidad de disipación de energía de una estructura, una de estas técnicas es por medio de la incorporación de dispositivos con comportamiento histerético, de manera tal que no comprometan mayormente a los elementos estructurales principales, otra técnica es la utilización de dispositivos que permitan la disminución de la energía de entrada al sistema estructural. Como se mencionó previamente la respuesta de la estructura ante movimientos severos puede ser mejorada mediante el control o la mitigación de la energía de entrada (*input energy*), esto se puede lograr por medio de la utilización de aislación sísmica en la estructura, otra manera de controlar la respuesta es disipando la energía de entrada por medio del control de la eficiencia de la energía histerética (E_h) o mediante el uso de dispositivos de disipación de energía (amortiguamiento suplemental) que aumentan la energía disipada (E_a) esto implica que se aumenta E_{es} y/o E_h .

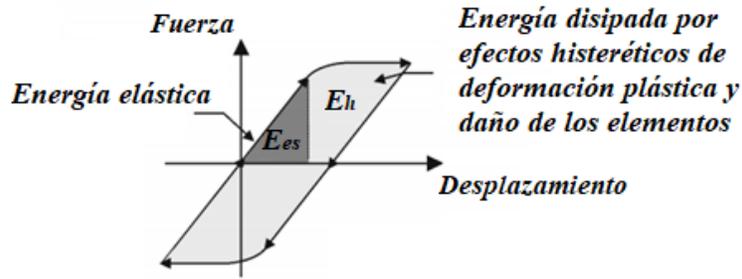


Figura 2.2 - Ciclo de histéresis en un sistema estructural [3].

2.1. Disipadores de energía.

En la actualidad han surgido diversos dispositivos que permiten la disipación de la energía que ingresa a la estructura, o bien, la mitigación de los efectos del movimiento del suelo sobre la estructura; estos dispositivos se subdividen en convencionales, pasivos, semiactivos y activos, además de los aisladores sísmicos.

Tabla 2.1 - Sistemas de protección sísmica [4].

Sistema Convencional	Amortiguamiento Pasivo	Amortiguamiento Activo / Semi - Activo	Aislador Sísmico
<ul style="list-style-type: none"> •Fluencia de diagonales •Rótulas plásticas 	<ul style="list-style-type: none"> •Metálico •Friccional •Masa sincronizada •Viscoelástico •Viscoso 	<ul style="list-style-type: none"> •Masa sincronizada •Masa líquida sincronizada •Variación de amortiguamiento y/o rigidez 	<ul style="list-style-type: none"> •Elastomérico •Péndulo de fricción •Caucho de alta amortiguación •Metálico

En la Tabla 2.1 se muestran los distintos tipos de disipadores de energía, incluyendo además el sistema de aislación sísmica. Se observa que para los sistemas convencionales o tradicionales la disipación de energía se produce a través de la formación de rótulas plásticas y fluencia de elementos estructurales. Cabe señalar que algunos sistemas pueden caer en dos categorías como son los amortiguamientos de masa sintonizada (*Tuned Mass*), estas se encuentran en la categoría de sistemas pasivos y semi-activos respectivamente.

Los sistemas activos monitorean el estado de la estructura en el transcurso del tiempo, se procesa la información en corto tiempo y se aplican esfuerzos internos de tal manera de obtener un estado deseable de la estructura mientras está sometida a un sismo. En la Figura 2.3, se muestra un esquema del mecanismo de operación de los sistemas activos, se observa que la excitación externa y la respuesta de la estructura son medidas mediante sensores (acelerómetros) que son instalados en zonas estratégicas de la estructura, luego un algoritmo de control procesa dichos datos que son recopilados en tiempo real por los sensores permitiendo determinar las fuerzas necesarias que deben aplicar los actuadores (masas, elementos de arriostamiento o tendones activos) para estabilizar la estructura. El sistema semiactivo es similar al sistema activo, exceptuando que estos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura, sino más bien modifican las propiedades mecánicas de los amortiguadores, por ejemplo, la geometría de los orificios en un amortiguador viscoso (amortiguadores de masa semi activos, dispositivos de fricción con fricción controlable, entre otros) lo que permite eliminar la posibilidad de inestabilidad de este.

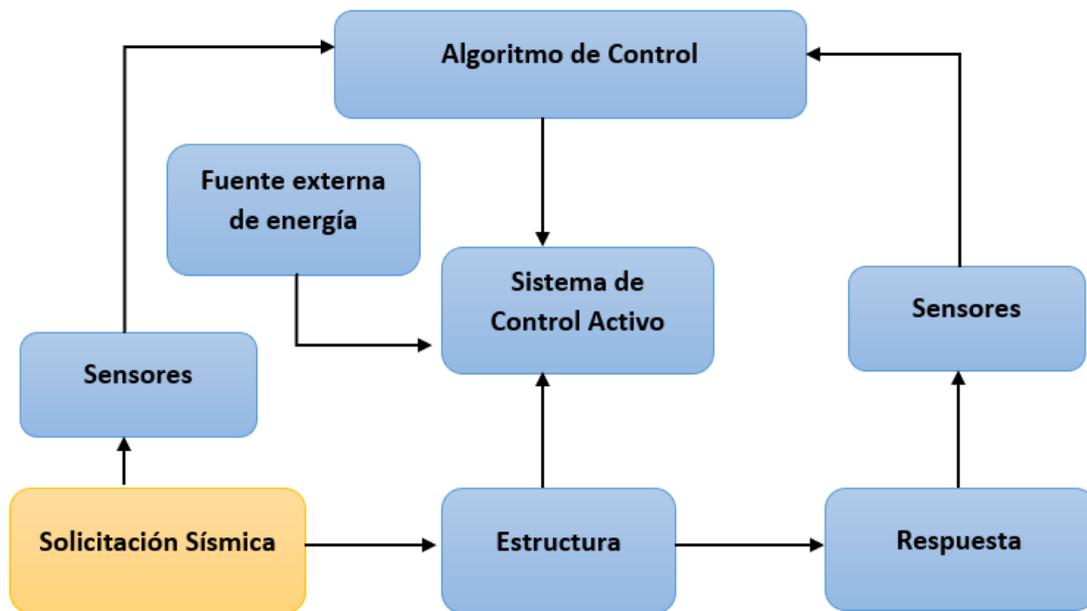


Figura 2.3 - Esquema mecanismo de operación de sistemas activos [7].

Estos dos sistemas están limitados por el uso de equipamientos para el monitoreo, control y sistema de accionamiento, ambos necesitan una fuente de poder externa para que puedan operar, por lo que la utilización de estos sistemas no son recurrentes debido al costo monetario que tienen y la inestabilidad que se tiene ante una eventual caída de la *fuerza de poder* que alimenta estos sistemas.

Los sistemas pasivos han sido estudiados por diferentes autores a lo largo del tiempo (Housner, Kelly, Ciampi, Filiatrault, Whittaker, Black, Skinner, entre otros) mediante diversos procesos de investigación, los cuales se han ido desarrollando en forma paralela a la construcción de estos sistemas. Del mismo modo, las investigaciones demuestran que son los sistemas más utilizados hoy en día en Italia, Japón, Estados Unidos y Nueva Zelanda ya sea en el diseño de una estructura como también en la rehabilitación de esta [4] [8].

A diferencia de los sistemas activos o semi activos, el sistema pasivo no necesita de una fuente externa de energía, además los sistemas pasivos son considerados un sistema robusto debido a que la composición y la mecánica de este no es compleja. La instalación de estos sistemas en estructuras nuevas o existentes es de fácil incorporación, debido a que la mayor cantidad de dispositivos desarrollados van conectados a la estructura en lugares específicos por medio de conexiones de pernos y soldadura [4]. Cabe señalar que una de las principales desventajas de estos sistemas, es que se deben reemplazar los dispositivos cuando estos ya han alcanzado su capacidad máxima de disipación de energía.

2.2. Disipadores Convencionales.

Este sistema contempla la fluencia o pandeo de diagonales, si se encuentra en tracción o compresión respectivamente, y en conjunto con la incorporación en el diseño de rótulas plástica en lugares específicos, es uno de los más utilizado hoy en día en todo tipo de estructuras debido al bajo costo que tienen. Si bien es un sistema que ha ido sido modificado en el transcurso del tiempo mediante estudios (Black, Gugerli y Goel, Ikeda, entre otros) señalando distintos tipos de arriostramientos, geometría e inclusive la producción de estos, siendo incorporados ciertos resultados en normativas de diseño estructural.

El comportamiento de los arriostramientos convencionales es considerado frágil debido al modo de falla de las diagonales cuando se encuentran sometidas a compresión, es decir, cuando ocurre el pandeo de estas, generando una rápida degradación en la rigidez y en la capacidad de resistencia de la diagonal, lo que conlleva a la formación de rótulas plásticas y posibles fracturas del miembro [9]. Los denominados marcos OCBF "*Ordinary Concentrically Braced Frames*" son usados comúnmente en las estructuras, si bien existen distintos tipos de marcos en donde varía la disposición de las riostras, estas pueden ser "X", "V", "V invertida" o "K", donde esta última configuración no es permitida en Chile, en la Figura 2.4 es posible ver distintas configuraciones utilizadas. La respuesta que tiene un sistema estructural de marcos arriostrados con una configuración OCBF ante demandas sísmicas viene ligada directamente con el comportamiento histerético que tienen las riostras ante sollicitaciones axiales de la diagonal ya sea en tracción o compresión [10].

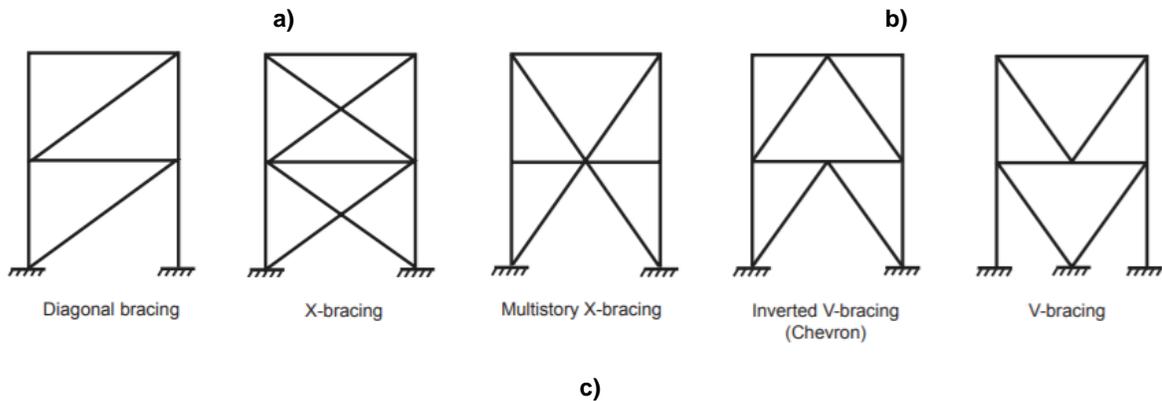


Figura 2.4 - Configuraciones de riostras a) V invertida b) X c) Configuraciones de disposición de riostras convencionales [11].

Black [9] estudió el comportamiento histerético de la respuesta de riostras de acero sometidas a cargas cíclicas axiales, simulando un sismo severo. Los ensayos se aplicaron a distintos tipos de perfiles ya sea con sección de espesor delgado o grueso, y de forma tubular (circular y cuadrada), doble T con alas amplias (wide-flanges), ángulos dobles y canales dobles, y una relación de esbeltez Kl/r , donde Kl es conocido como largo efectivo y r es el radio de giro de la sección, de 40, 80 y 120, generando un total de 24 especímenes. Uno de los resultados fue la diferencia del comportamiento entre perfiles ante el pandeo local, se tiene en la Figura 2.5 en orden progresivo de alto a bajo rendimiento que tienen estos perfiles ante una carga axial, se tiene que perfiles asimétricos alcanzan de manera rápida el pandeo local en su sección, lo que implica una inestabilidad de la riostra. En los perfiles simétricos se tiene que el espesor de la sección juega un

papel importante ante el pandeo local, al tener un espesor menor se tiene de igual manera una alta probabilidad de que ocurra un pandeo local en la sección.

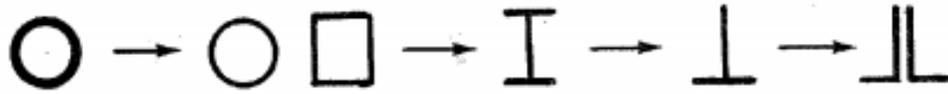


Figura 2.5 - Orden descendente de perfiles según su rendimiento [9].

Black demostró que la razón de esbeltez al ser mayor se tiene un degradamiento en la resistencia más rápido, esto es posible identificarlo claramente en la Figura 2.6 donde se muestra la envolvente de la curva de histéresis de las distintas esbelteces utilizadas en la investigación.

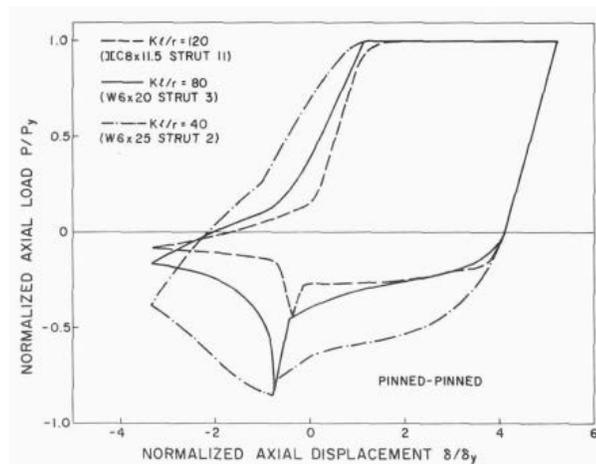


Figura 2.6 - Envolvente de la curva de histéresis para riostras con distinta esbeltez [9].

En la Figura 2.7 se tiene algunas de las respuestas de los ensayos realizados a diversos tipos de perfiles con distintas esbelteces, donde claramente es posible ver el degradamiento del ciclo histérico en cada uno de estos. Ante esto las estructuras que proveen de este sistema convencional han tenido óptimos resultados ante demandas gravitacionales, pero no presentan el mismo comportamiento ante demandas dinámicas donde se han obtenido respuestas deficientes.

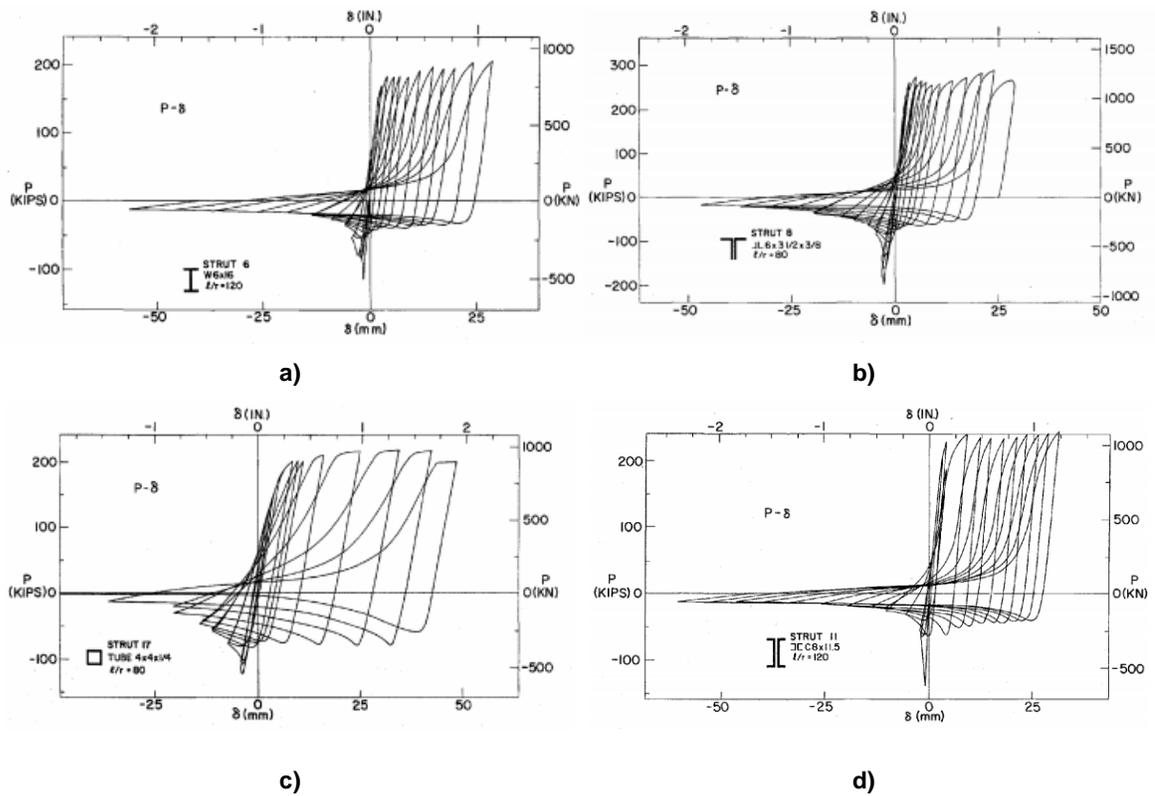


Figura 2.7 - Comportamiento histerético según el perfil. a) Perfil doble T, razón de esbeltez: 120 b) Perfil doble ángulo, razón de esbeltez: 80 c) Perfil tubular, razón de esbeltez: 80 d) Perfil doble canal razón de esbeltez: 120 [9].

2.3. Disipadores Pasivos.

Estos sistemas permiten reducir la respuesta dinámica de la estructura por medio de sistemas mecánicos que pueden disipar energía por medio de ciclos histeréticos o de calor. En la Figura 2.8 se muestra un esquema de operación de los sistemas pasivos [3].

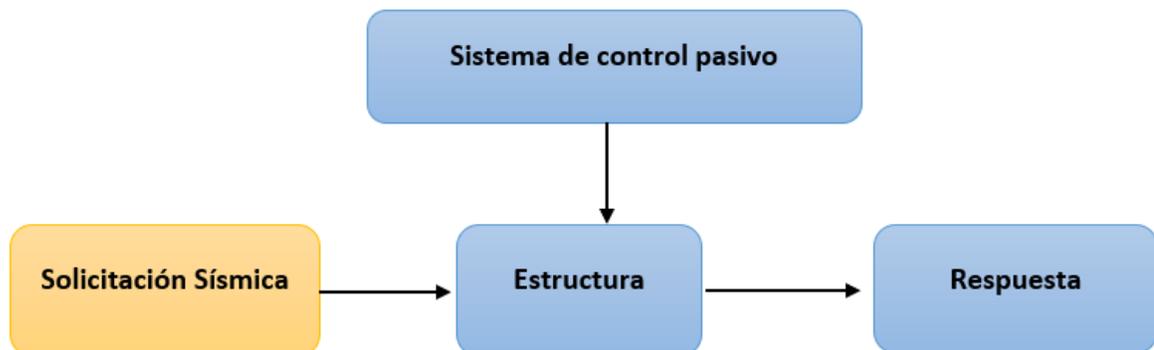


Figura 2.8 - Esquema mecanismo de operación de sistemas pasivos [7].

El sistema pasivo se subdivide en tres categorías de acuerdo con el mecanismo que los activa: desplazamiento, velocidad y movimiento. En la Tabla 2.2 se puede ver distintos tipos de disipadores pasivos clasificados de acuerdo con el mecanismo que los activa.

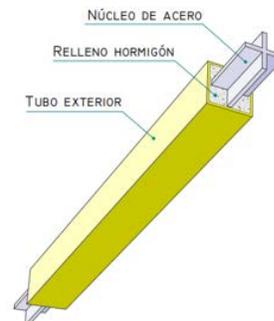
Tabla 2.2 - Categorías de disipadores de energía pasivos [4].

Activados por Desplazamiento	Activados por Velocidad	Activados por Movimiento
<ul style="list-style-type: none"> • Amortiguamiento Metálico • Amortiguamiento Friccional • Amortiguador de auto - centrado 	<ul style="list-style-type: none"> • Amortiguamiento Viscoso 	<ul style="list-style-type: none"> • Amortiguamiento Masa Sincronizada

En este trabajo se abordarán sistemas pasivos de la clase de dispositivos metálicos, debido que estos sistemas en conjunto con los sistemas friccionales han obtenido óptimos resultados en la disipación de energía en estudios realizados por distintos autores (Aiken, Black, Sabelli, Whittaker, entre otros), y además de ser de fácil implementación a estructuras ya existentes o nuevas. La clase de disipadores metálicos se enfoca en proveer a la estructura ciertos elementos que puedan disipar energía por medio de la fluencia de estos, esto significa que por cada ciclo histerético que estos elementos adicionales obtienen se disipa energía permitiendo que la disipación de energía en los elementos estructurales principales sea menor lo que genera una reducción en el daño de estos elementos. Ante esto, en este trabajo se abordará el uso de dispositivos ADAS (*Added Damping and Added Stiffness*) y B.R.B. (*Buckling Restrained Braces*), ambos siendo de la categoría de disipadores metálicos y aportando a la rigidez del sistema y entregando ciclos histeréticos completamente disipativos.



a)

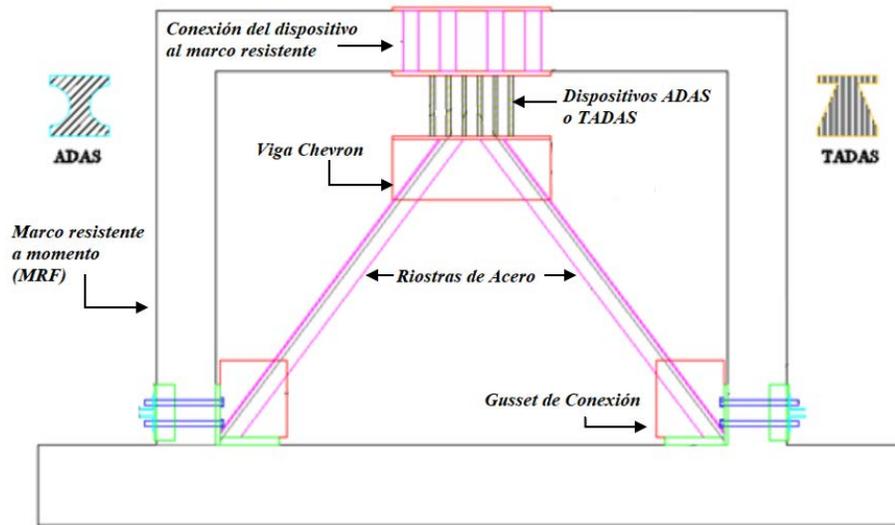


b)

Figura 2.9 - Disipadores pasivos a) Dispositivo ADAS [3] b) Dispositivo B.R.B. [12].

2.3.1. Dispositivo ADAS.

El dispositivo ADAS (*Added Damping and Added Stiffness*) es un sistema que es activado por el desplazamiento relativo entre dos puntos. Este sistema trabaja con base en la fluencia completa de la placa metálica que compone el dispositivo, esta tiene dos configuraciones ya sea triangular siendo un dispositivo TADAS (*Triangular plate Added Damping and Added Stiffness*) o en "X" siendo un dispositivo ADAS, en la Figura 2.10 es posible ver un marco resistente a momento (MRF) a escala con la implementación de los dispositivos ADAS y TADAS.



a)



b)

Figura 2.10 - Esquema de dispositivo ADAS a) Esquema MRF con dispositivo ADAS b) MRF a escala con dispositivos [13].

M. TahamouliRoudsari [13] concluye con base en ensayos de un marco resistente a momento (*MRF*) y la aplicación del sistema ADAS/TADAS al marco resistente a momento, que el uso de estos dispositivos para el diseño o para el retrofit de una estructura ya existente es muy beneficioso debido a los parámetros sísmicos que aportan a la estructura (rigidez, ductilidad, resistencia y factor de reducción de resistencia). Si bien ambos dispositivos presentaron óptimos resultados, el uso de estos dispositivos varía según a los parámetros sísmicos que le entregan a la estructura, se tiene que el dispositivo TADAS entrega una mayor rigidez a la estructura que el dispositivo ADAS, pero no presentó el mismo comportamiento que el dispositivo ADAS en el aumento en la ductilidad, resistencia y el factor de reducción de resistencia, lo que permitió obtener un 25% más de disipación de energía que el sistema TADAS.

Es por eso por lo que se determina que el uso de los dispositivos TADAS es efectivo en estructuras que están sometidas a sismos de baja intensidad, debido que al entregar una mayor rigidez al sistema estructural permitiendo que este no entre en el rango no lineal cuando se encuentre sometido a un sismo. El uso del dispositivo ADAS entrega una menor rigidez que el sistema TADAS, pero entrega un mayor aumento en la ductilidad, resistencia y factor de reducción de resistencia, siendo este dispositivo una mejor opción ante sismos severos debido que entrega un comportamiento más estable de la estructura cuando se encuentra en el rango no lineal.

Este dispositivo puede ser incorporado en estructuras ya existentes o nuevas, el diseño y la implementación correcta de ese dispositivo permite obtener:

- Incremento de rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía de un marco resistente al momento (*MRF*).
- Aumentar la capacidad de disipación de energía entre pisos en un marco concéntrico (*CBF*) no dúctil.

Como se muestra en la Figura 2.11 en una placa rectangular se tiene una doble curvatura donde alcanza su fluencia primero en los extremos de la placa, esto implica que la deformación plástica está limitada por los extremos de la placa lo cual no alcanza a desarrollarse uniformemente a lo largo de esta. En comparación con un elemento tipo triangular o X (*Hourglass*), se tiene una simple y doble curvatura respectivamente, donde ambas alcanzan su fluencia máxima uniformemente a lo largo de la placa metálica.

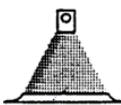
<u>CONFIGURACIÓN DE LA PLACA</u>	<u>SECCIÓN</u>	<u>DEFORMACIÓN</u>	<u>DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS</u>	<u>COMENTARIOS</u>
RECTANGULAR				NO ES FACTIBLE, LA FLUENCIA OCURRE LOCALMENTE.
TRIANGULAR				FACTIBLE, LA FLUENCIA OCURRE EN TODA LA SECCIÓN.
FORMA DE X				FACTIBLE, LA FLUENCIA OCURRE EN TODA LA SECCIÓN.

Figura 2.11 - Energía absorbida por placas metálicas tipo rectangular, triangular y X [14].

El comportamiento histerético de un elemento ADAS se puede ver en la Figura 2.12, se puede apreciar que mantiene un comportamiento estable durante varios ciclos de carga hasta que alcanza su límite máximo y falla.

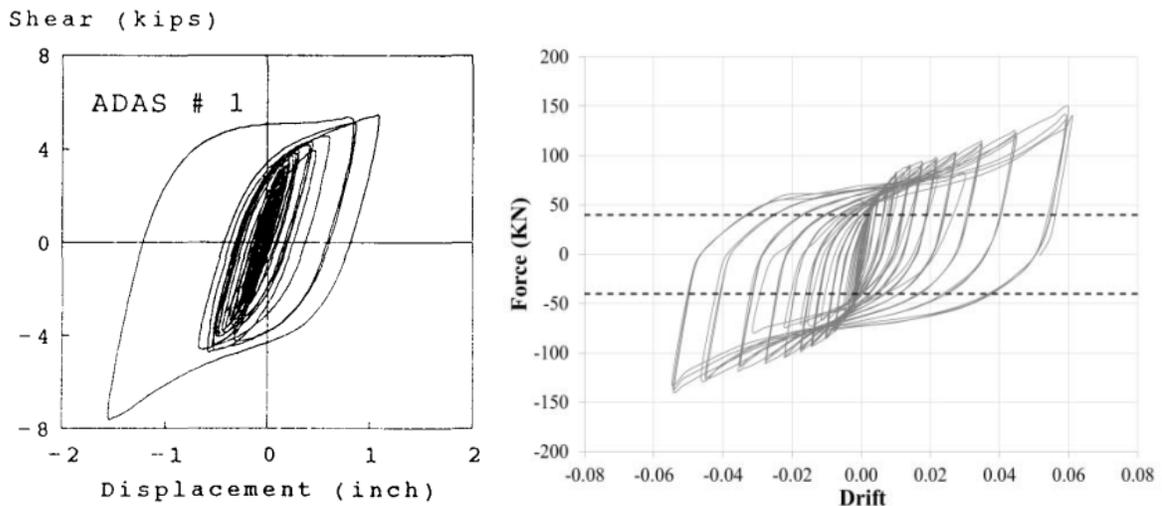


Figura 2.12 - Comportamiento histerético elemento ADAS [14] [13].

1.1.1.1. Consideraciones geométricas.

Para que el funcionamiento del dispositivo sea eficiente (máxima disipación de energía), es necesario diseñar las placas metálicas de tal manera que el momento plástico alcanzado en cada placa que dispone el dispositivo ocurra simultáneamente. Para lograr lo antes mencionado Filiatrault y Cherry 1988 [13], indican la viabilidad de utilizar una fuerza de cortante óptima para la activación de todos los amortiguadores de histéresis, antes que elementos principales comiencen a disipar energía por medio de la fluencia. Cabe señalar que la distribución óptima de la fuerza de cortante de activación será proporcional a los drift que presenta la estructura en el primer modo de vibrar, es decir, al obtener mayores drift entre pisos el corte de activación será mayor esto implica que el dispositivo se encuentre elástico un mayor tiempo permitiendo controlar las deformaciones.

Algunos autores Bergman y Goel 1987 [16] y Whittaker 1991 [14] indican en base a ensayos realizados que los elementos ADAS son capaces de soportar 100 ciclos de carga con una deformación que corresponde a tres veces el desplazamiento de fluencia sin presentar degradación. Basados en las pruebas se concluyó que el elemento ADAS puede ser diseñado con un peak máximo de desplazamiento de 10 veces el desplazamiento de fluencia (δ_y).

El diseño geométrico de estas placas se enfoca para que estas no presenten fallas para cumplir su rol principal, que es la disipación de energía, una de las fallas más desfavorable es el pandeo local que puede sufrir la placa antes de que esta fluya generando una ineficiencia del dispositivo, otra razón por obtener un óptimo diseño, es asegurar la ocurrencia de momento plástico en toda la placa, esto permite obtener un uso muy eficiente de las placas permitiendo que trabaje en la totalidad de su capacidad.

Existen dos métodos para obtener una geometría óptima de la placa:

- A. Mantener constante el ancho de la placa y variar el espesor de esta.
- B. Mantener constante el espesor de la placa y variar el ancho de esta.

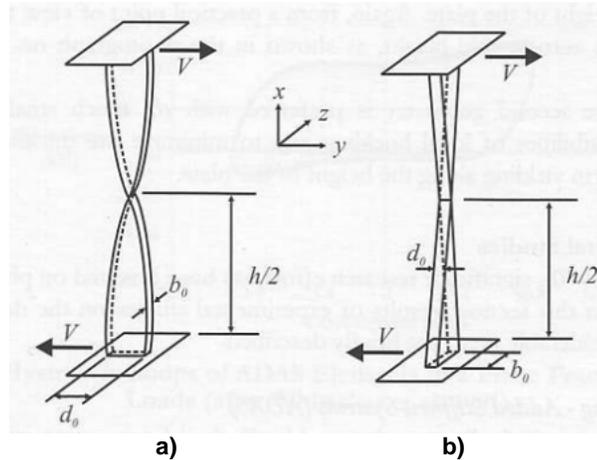


Figura 2.13 - Análisis geométrico de las placas metálicas a) Ancho constante espesor variable b) Espesor constante y ancho variable [4].

En nuestro caso utilizando el caso de la Figura 2.13.b. manteniendo constante el espesor de la placa d_0 y variar su ancho $b(x)$. El momento plástico en cualquier parte de la sección de la placa viene dado por:

$$M_p(x) = \frac{b(x)d^2}{4} F_y \quad (6)$$

Luego para asegurar que ocurra una plasticidad simultáneamente en toda la placa la variación del ancho de esta viene dado por:

$$b(x) = \frac{2x}{h} b_0 \quad (7)$$

Donde el espesor de la placa d_0 debe ser menor que b_0 para minimizar la posibilidad de ocurrencia de pandeo local en la placa.

El corte que actúa sobre el dispositivo:

$$V = \frac{2M_p}{h} \quad (8)$$

Como se mencionó previamente el sistema ADAS contempla una fuerza de activación es decir un corte que permita la fluencia de las placas metálicas antes que el marco o la estructura principal comience a fluir. Ante eso se tiene que el corte de activación o tensión de fluencia de las placas para cada piso (i) es:

$$V_{ai} = 2F_{ai} \cos(\gamma_i) \quad (9)$$

donde:

$i = 1, \dots, \infty$ identifica el nivel de piso que se analiza.

γ : ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal que se tiene según el nivel de piso.

F_{ai} : Fuerza de activación óptima Según el nivel de piso, sobre el dispositivo.

2.3.2. Dispositivo B.R.B.

El dispositivo B.R.B. (*Buckling Restrained Braces*) es un sistema que fue diseñado de manera que la riostra no sufra pandeo local o global durante las sollicitaciones de cargas cíclicas axiales que se aplican en las diagonales, permitiendo generar un comportamiento isotrópico en toda esta ya sea en estado de tracción o compresión [17]. El primer acercamiento de crear una riostra que permita disipar energía sin generar pandeo en el elemento fue desarrollado por Kimura, 1976. En la Figura 2.14 se tiene la incorporación de una riostra restringida al pandeo en una estructura de acero.



Figura 2.14 - Estructuras de acero equipadas con el sistema de arriostamiento B.R.B. [12].

Este sistema al ser de fácil incorporación, y además de su gran eficiencia, se ha ido implementando en estructuras ya existentes permitiendo la rehabilitación de estas y en nuevas estructuras. En Japón aproximadamente 200 edificios cuentan con esta tecnología [17].

En la Figura 2.15 se muestra un esquema del arriostamiento del tipo B.R.B. está compuesto por tres módulos:

- Núcleo de Acero (*Yielding Steel Core*): Es el principal actuante en la disipación de energía, encargado de tomar las sollicitaciones axiales y transmitirlas a la funda de acero.
- Mortero/Hormigón (*Encasing Mortar*): Su principal función es impedir el pandeo del núcleo de acero. Entre el material de relleno (*mortero/hormigón*) y el núcleo de acero se tiene una

capa delgada de material lubricante (*Unbonding Material*), Lai, 2004 [18] verifica que el uso de una silicona de goma de espesor 2 mm permite que solo el núcleo de acero tome las cargas axiales y no las transfiera como esfuerzo de corte al material de relleno.

- Funda de Acero (*Steel Tube*): Es responsable de entregar soporte lateral al núcleo de acero y al material de relleno de tal manera que no ocurra un pandeo global o local del núcleo.

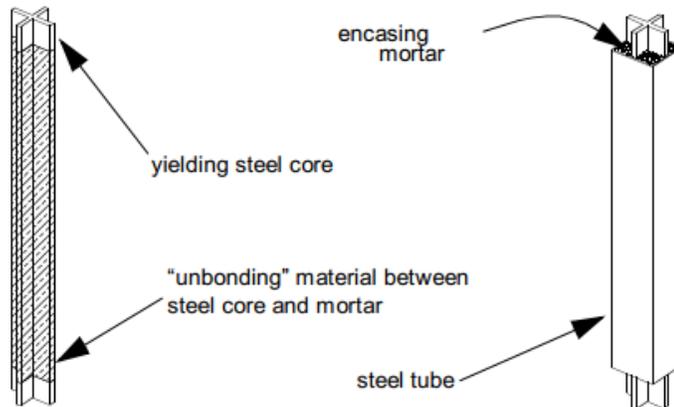


Figura 2.15 - Esquema Unbonded Brace [19].

En la Figura 2.16 muestra los tipos de perfil utilizados en distintos ensayos realizados en Japón y en la Universidad de California, Berkeley por distintos autores (Watanabe, Wada, Hasegawa, Iwata) con distintas configuraciones del núcleo de acero y fundas exteriores. Los perfiles más utilizados en el núcleo de acero son Figura 2.16.a y Figura 2.16.c, el tipo de sección de la funda de acero no influye en el comportamiento de la riostra lo que implica que la geometría de esta es al criterio del diseñador.

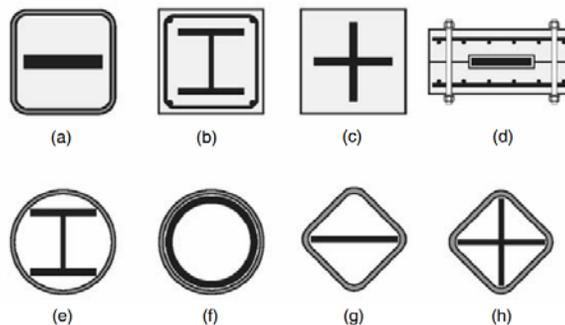


Figura 2.16 - Núcleos de acero utilizados en arriostramientos B.R.B.

En la Figura 2.17.a muestra las distintas zonas que conforman el sistema B.R.B. este cuenta con tres zonas donde la denominada zona A se encuentra la sección de conexión de la riostra con una placa metálica (*Gusset*), donde esta es conectada en sus bordes por medio de soldadura a una columna y una viga o una columna y su placa base como se muestra en la Figura 2.17.b y c, la zona B es el lugar de transición y la zona C es el lugar donde se encuentra el dissipador de energía, es decir el núcleo de acero restringido al pandeo.

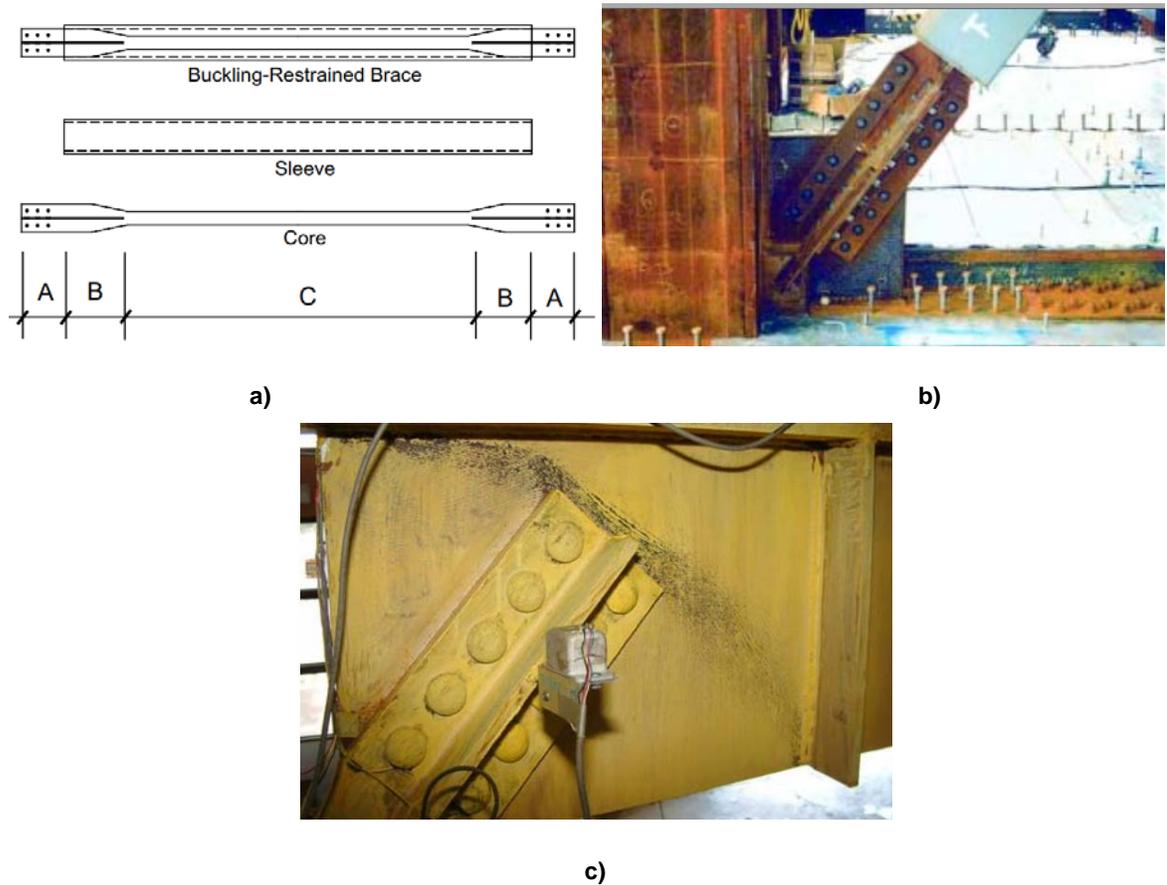


Figura 2.17 - Esquemas sistema B.R.B. a) Diagrama del núcleo del sistema B.R.B. b) Conexión del Gusset con una columna y placa base c) Conexión del Gusset con una columna y viga [20] [21].

El comportamiento del dispositivo B.R.B. es estable en ciclos de cargas axiales (tracción y compresión). En la Figura 2.18 podemos ver la diferencia que existe en los ciclos histerético según el sistema de riostra incorporado en un marco, en la Figura 2.18.a se evidencia la degradación de disipación de energía cuando comienza el pandeo de la diagonal.

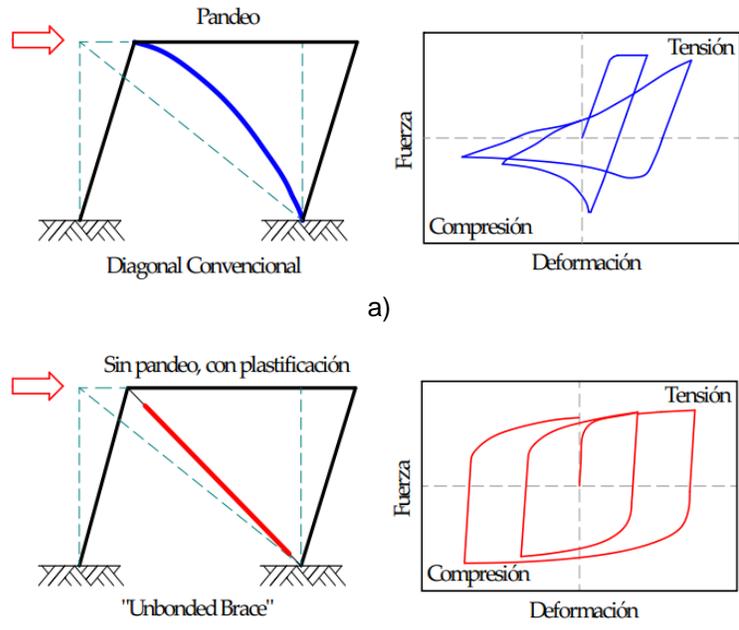


Figura 2.18 - Comportamiento histerético a) Riostra convencional b) Riostra pandeo restringido [12].

Capítulo III

3.1. Diseño de acuerdo con la normativa vigente.

En Chile el diseño sísmico en estructuras de acero se realiza de acuerdo con las normas y/o códigos de diseño NCh 2369 Of. 2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, AISC 341-10 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” y AISC 360-10 “Specification for Structural Steel Buildings”, donde esta última permite verificar y diseñar los elementos de acero de la estructura; por otro lado, la norma NCh 2369 establece los requisitos mínimos para determinar la demanda sísmica sobre estructuras e instalaciones industriales, ya sean livianas o pesadas.

3.1.1. NCh 2369 Of. 2003.

La NCh 2369 establece sus principales principios e hipótesis buscando dar cumplimiento a ciertos objetivos, tales como:

- i. Protección de la vida en la industria: evitar el colapso de estructuras bajo la acción de sismos más severos que el sismo de diseño; evitar incendios, explosiones, o emanaciones de gases y líquidos tóxicos; proteger el medio ambiente; asegurar la operatividad de las vías de escape durante la emergencia sísmica.
- ii. Continuidad de operación de la industria: Mantener los procesos y servicios esenciales; evitar o reducir a un tiempo mínimo la paralización de la operación de la industria; facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados.

Esta norma, además, establece ciertas consideraciones para los materiales, los sistemas estructurales (marcos arriostrados o rígidos, conexiones, anclaje, estructuras con disipadores de energía y sistema de arriostamiento horizontal, entre otros). A continuación, se muestran los criterios que son considerados en este trabajo.

➤ **Materiales.**

El acero estructural debe cumplir ciertos requisitos:

- i. Límite de fluencia no superior a 450 MPa.
- ii. Tener en un ensayo a tracción una meseta pronunciada a “*ductilidad natural*” con un valor del límite de fluencia inferior a 0,85 de la resistencia a la rotura y alargamientos de rotura mínimos de 20% en la probeta de 50 mm.
- iii. Soldabilidad garantizada según la norma “*American Welding Society*” (AWS).

➤ **Estructuras con disipadores de energía.**

Toda estructura con sistemas de disipación de energía debe ser diseñada utilizando los espectros de diseño descritos en la NCh 2369, verificando su comportamiento con tres registros sísmicos de las zonas sismogénicas consideradas.

➤ **Marcos arriostrados.**

- i. No se permiten configuraciones con diagonales que sólo trabajen en tracción, excepto en los casos de las naves de acero livianas.
- ii. En una línea resistente de cualquier tipo, debe haber diagonales que trabajan en tracción y diagonales que trabajan en compresión. La resistencia proporcionada por las diagonales traccionadas, para cada sentido de la acción sísmica, debe ser como mínimo de un 30% del esfuerzo de corte de la línea resistente en el nivel correspondiente.
- iii. Los elementos de sistemas sismorresistentes verticales que trabajan en compresión deben tener relaciones ancho/espesor menor que λ_r que son establecidos en la AISC 360, es decir, secciones completamente compactas. Además de tener una esbeltez del elemento menor que $1,5\pi\sqrt{E/F_y}$.
- iv. Las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce. Dicho punto se podrá considerar fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales para los efectos de determinar la longitud de pandeo de la pieza.

➤ **Conexiones.**

- i. Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar para resistir el 100% de la capacidad en tracción de la sección bruta de éstas.

➤ **Anclajes.**

- i. Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones u otro elemento de hormigón se deben anclar por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios adecuados.
- ii. Las placas base de columnas y equipos en general, deben estar provistas de placas de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100% del esfuerzo de corte basal).
- iii. En el diseño de la placa de corte no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación.
- iv. El diseño de los elementos de anclaje al corte no debe contemplar el roce entre la placa base y la fundación.

- v. El hormigón de las fundaciones se debe diseñar para resistir los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por los elementos metálicos de anclaje. La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el hormigón.

3.1.1.1. Esbelteces máximas – NCh 2369Of. 2003.

En la normativa se establecen límites para la esbeltez del elemento y de la sección, en el capítulo 8.3 se determina que los elementos del sistema sismorresistentes verticales que trabajan en compresión deben tener relaciones ancho/espesor menor que λ_r según la tabla 8.1 presente en el mismo documento, la cual se realizó con base en la tabla 4.1 de la AISC 360. Además, la esbeltez del elemento debe ser menor que $4,71\sqrt{E/F_y}$.

3.1.1.2. Espectro de Diseño – NCh 2369Of. 2003.

El espectro de diseño se encuentra en función del tipo de material de la estructura (acero, hormigón armado, hormigón prefabricado y albañilería), del tipo de sistema resistente (tipo de conexiones entre elementos e incorporación de arriostamiento) y la ubicación geográfica de la estructura (tipo de suelo).

El caso en estudio corresponde a una estructura industrial ubicada en una Zona Sísmica 3 con un suelo Tipo III, una altura total de 12 m, largo 16 m y ancho 16 m; el sistema sismorresistente corresponde a marcos arriostados de acero.

El espectro de diseño está definido por:

$$S_a = \frac{2.75A_o I}{R} \left(\frac{T'}{T}\right)^n \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \quad (10)$$

donde:

A_o : Aceleración efectiva máxima según la zonificación sísmica de la estructura.

I : Coeficiente de importancia según el tipo de uso de la estructura.

T', n : Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

T : Período de vibración del modo considerado.

R : Factor de modificación de la respuesta según la estructuración y material de la estructura.

ξ : Razón de amortiguamiento según la estructuración y material de la estructura.

Se establece que $Sa < I \cdot C_{m\acute{a}x} \cdot g$, donde $C_{m\acute{a}x}$ se encuentra en funci3n del factor de modificaci3n de respuesta (R) y la raz3n de amortiguamiento (ξ).

Tabla 3.1 - Resumen de parámetros

Parámetros	Valores
Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	III
A_0	0,4g
I	1
T'	0,62
n	1,8
ξ	0,03
R	5
$C_{m\acute{a}x}$	0,23

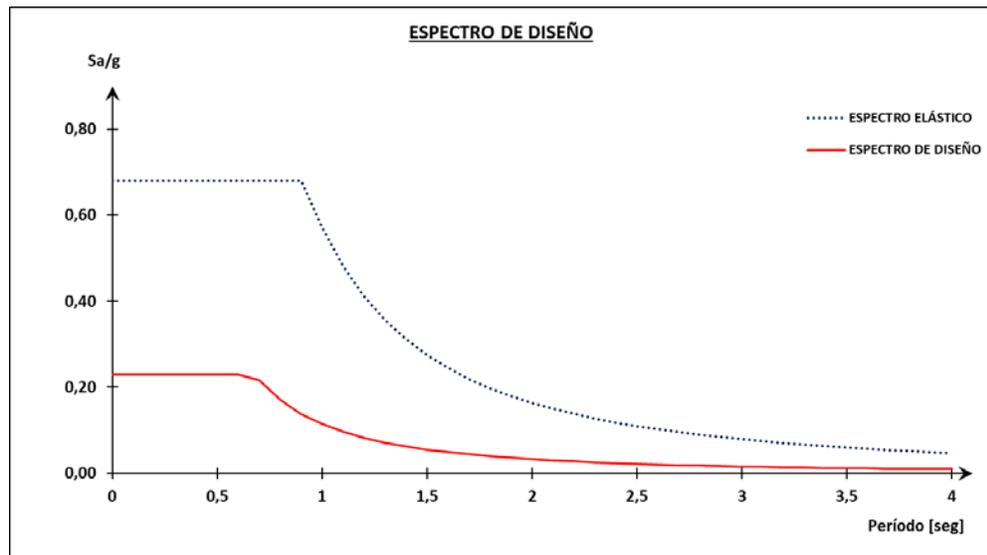


Figura 3.1 - Espectro de diseño Z3S3 según NCh 2369.

3.1.1.3. Corte basal de diseño.

La norma NCh 2369 establece una expresión para el esfuerzo de corte basal horizontal, donde es expresado por:

$$Q_o = ICP \quad (11)$$

donde:

C : Coeficiente sísmico.

P : Peso total del edificio sobre el nivel basal.

El coeficiente sísmico viene determinado por:

$$C = \frac{2,75A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (12)$$

Siendo

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

Cabe señalar que el valor de C se encuentra limitado por:

$$C_{min} = \frac{0,25A_o}{g} < C < C_{max} \quad (13)$$

Como se mencionó previamente los valores de C_{max} están determinados por el factor de modificación de la respuesta (R) y la razón de amortiguamiento (ξ).

Tabla 3.2 - Valores máximos del coeficiente sísmico.

R	C_{max}		
	$\xi = 0,02$	$\xi = 0,03$	$\xi = 0,05$
1	0,79	0,68	0,55
2	0,6	0,49	0,42
3	0,4	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

El límite mínimo para el esfuerzo de corte basal horizontal en la base de la estructura:

$$Q_{min} = 0,25 I \frac{A_o}{g} P < Q_o \quad (14)$$

Si el corte basal se encuentra bajo al mínimo, es decir, $Q_o < Q_{min}$ se debe ponderar los desplazamientos y esfuerzos por Q_{min}/Q_o para fines del diseño de la estructura.

Se tiene en la Tabla 3.3 los resultados de corte basal para cada dirección de análisis:

Tabla 3.3 - Resultados de Corte Basal.

Análisis	P [Tonf]	Qo, elástico [Tonf]	%P	R*	Qo [Tonf]	%P	Qmin [Tonf]	%P	Qmáx [Tonf]
X	745	415,3	56	5	171,4	23	74,5	10	506,6
Y	745	415,3	56	5	171,4	23	74,5	10	506,6

3.1.1.4. Deformaciones sísmicas.

Las deformaciones están dadas por la Ecuación (15):

$$d = d_o + R_1 \cdot d_a \quad (15)$$

donde:

d : Deformación sísmica.

d_o : Deformación debida a cargas de servicio no sísmicas.

R_1 : Factor que resulta de multiplicar el valor de R por el cociente $Q_o/Q_{mín}$, siempre que $Q_o/Q_{mín}$ sea menor o igual a 1,0. Sin embargo, el valor de $Q_o/Q_{mín}$ no se debe utilizar un valor inferior a 0,5. En caso que el cociente sea mayor a 1,0 se debe usar $R_1 = R$.

d_a : Deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R.

Las deformaciones sísmicas se deben limitar a valores que no causen daños a elementos como cañerías, sistemas eléctricos u otro elemento que se encuentre unido a la estructura. Los valores máximos de deformación según el tipo de estructura se muestran en la Tabla 3.4:

Tabla 3.4 - Deformaciones máximas según la estructuración.

Estructuración	$d_{máx}$
Estructuras de Hormigón Prefabricado constituidas exclusivamente por un sistema sismorresistente con base en muros conectados por uniones secas.	$0,002 \cdot h$
Estructuras de muros de albañilería con particiones rígidamente unidas a la estructura.	$0,003 \cdot h$
Marcos no arriostrados con rellenos de albañilería dilatados.	$0,0075 \cdot h$
Otras estructuras.	$0,015 \cdot h$

donde:

h : altura del piso o entre dos puntos ubicados en la misma vertical.

El caso en estudio se encuentra catalogado como "Otras estructuras", esto implica que el desplazamiento relativo máximo permitido equivale a un 1,5% de la altura total de la estructura.

3.1.2. Diseño - AISC 360 "Specification for Structural Steel Buildings".

La AISC (American Institute of Steel Construction), aborda las bases necesarias para el diseño de una estructura de acero utilizando dos métodos, el método de "Diseño con Factores de Carga y Resistencia" (LRFD) y el método "Diseño con Resistencias Admisibles" (ASD). Ambos métodos se basan en los principios del diseño de estados límites. El término de estado límite se usa para la descripción de una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función principal. En el contexto de este código se consideran dos estados límites: de resistencia y de servicio.

El estado límite último define la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto del cuerpo rígido. El estado límite de servicio define el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Para el diseño se deben considerar todos los estados límites posibles con el fin de evitarlos [22].

La primera diferencia entre el método LRFD y ASD es el cálculo de las cargas de diseño, en el caso del método LRFD considera una combinación lineal de cargas de servicio o de trabajo que actúan probablemente al mismo tiempo y ponderadas cada una por un factor de carga, la variación del valor del factor de carga es el reflejo de la incertidumbre que contiene esa carga específicamente. En el caso del método ASD las cargas de diseño se agrupan en diversas combinaciones que puedan ser factibles, sin ser ponderadas por algún factor de carga. La segunda diferencia que existe entre estos métodos es el uso de un factor de reducción a la resistencia nominal de un miembro en el caso del método LRFD o el uso de un factor de seguridad sobre la resistencia nominal del miembro en el caso del método ASD [22].

i) Método LRFD:

$$\phi R_n \geq R_{u,LRFD} \quad (16)$$

ii) Método ASD:

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_{u,ASD} \quad (17)$$

donde:

R_n : Resistencia nominal.

$R_{u,LRFD}$: Combinaciones de cargas según el método LRFD.

$R_{u,ASD}$: Combinaciones de carga según método ASD.

ϕ : Factor de reducción.

Ω : Factor de seguridad.

➤ **Diseño de elementos en tracción – AISC 360.**

Para el diseño de los elementos en tracción es necesario verificar los estados límites según los mecanismos de falla que pueden existir ante este fenómeno.

- i) Fluencia área bruta.
- ii) Fractura área neta efectiva.
- iii) Fractura de bloque.
- iv) Falla en los conectores.
- v) Falla de las placas de conexión.

El menor de estos estados límites determinara la resistencia nominal en tracción del elemento.

La AISC 360 recomienda además como un límite máximo de la esbeltez del elemento en tracción:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \leq 300 \quad (18)$$

donde:

L : largo total del miembro en [m].

r : radio de giro.

➤ **Diseño de elementos en compresión – AISC 360.**

Para el diseño de los elementos en compresión es necesario verificar los estados límites según los mecanismos de falla que pueden existir ante este fenómeno.

- i) Pandeo por flexión.
- ii) Pandeo local.
- iii) Pandeo torsional.
- iv) Pandeo flexo-torsional.

La AISC 360 recomienda además como un límite máximo de la esbeltez del elemento:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \leq 200 \quad (19)$$

3.1.3. Requerimientos AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”.

La AISC establece los requerimientos necesarios para el diseño de los elementos que componen el sistema estructural sismorresistente (miembros y conexiones), de tal manera que permitan obtener una gran capacidad de deformación inelástica ante sollicitaciones sísmicas. En el capítulo F “*Braced-Frame and Shear-Wall Systems*” de la AISC 341 se encuentran las bases de diseño para marcos donde el sistema resistente a cargas laterales de este está en función de la incorporación de arriostramientos, como “*Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente*” (OCBF, por sus siglas en inglés) y “*Pórticos con riostras de pandeo restringido*” (BRBF, por sus siglas en inglés).

3.1.3.1. Marcos OCBF.

Los marcos OCBF contienen bajos requerimientos para el diseño, en comparación a otros tipos de marcos arriostrados. Se espera que este tipo de marco se mantenga en el rango elástico ante un sismo, para lograr este objetivo el factor de reducción R del espectro es menor, esto genera que los elementos sean diseñados para soportar mayores cargas, lo que implica demandas bajas de ductilidad.

Este código establece ciertos requerimientos para la esbeltez de las diagonales (ver Ecuación (20)) y sus conexiones, siendo esta última de gran importancia, para permitir que la fluencia o el pandeo de la riostra ocurra antes que se origine una falla en la conexión.

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{E/F_y} \quad (20)$$

donde:

E : Módulo de elasticidad del acero.

F_y : Resistencia a la fluencia del acero.

Para las conexiones de la riostra se deben cumplir dos estados límites para tracción y compresión, considerando siempre una carga sísmica.

Tracción:

$$R_y F_y A_g / \alpha_s \quad (21)$$

Compresión:

$$\min\{R_y F_y A_g / \alpha_s ; 1,1 F_{cr} A_g / \alpha_s\} \quad (22)$$

donde:

R_y : Relación entre el límite elástico esperado y el rendimiento mínimo especificado F_y .

F_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo o carga crítica de Euler.

α_s : Factor de ajuste según el método a utilizar: $\alpha_s = 1.0$ (LRFD) y $\alpha_s = 1.5$ (ASD).

3.1.3.2. Marcos BRBF.

Este sistema permite tener una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia en tensión y compresión de la diagonal. Las riostras son diseñadas y detalladas según las deformaciones esperadas. Estas corresponden a una deformación entre piso (drift) de al menos un 2% de la altura de entre piso o dos veces el drift de diseño; además de considerar las deformaciones del marco debido a las cargas gravitacionales. El sistema BRBF debe diseñarse de tal manera que las deformaciones inelásticas ocurran cuando comience la fluencia de la riostra ya sea en tracción o compresión.

La AISC 341 establece los requisitos para determinar la resistencia de la riostra, en función a ensayos experimentales que se han realizados en diversos estudios. Además, establece una condición para el diseño de las conexiones y elementos adyacentes a las riostras, de tal manera que puedan soportar la resistencia de la riostra *ajustada*, es decir una sobre resistencia del perfil en compresión y en tracción [23].

La resistencia de la riostra *ajustada* está determinada por:

$$C_{m\acute{a}x} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (23)$$

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (24)$$

donde:

$P_{y_{sc}}$: Resistencia a la fluencia del núcleo de acero.

β : Factor de ajuste de resistencia en compresión ($\beta=1$ en el caso de tracción).

ω : Factor de ajuste del endurecimiento de la deformación.

Se debe realizar una excepción al uso del factor R_y , ya que este no debe ser utilizado cuando la resistencia de la fluencia del núcleo es determinada experimentalmente. Por otro lado, para el cálculo de los factores antes mencionados, la AISC 341 [23] con base en estudios realizados previamente, establece que, pueden ser determinados como:

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{P_{max}}{T_{max}} \quad (25)$$

$$\omega = \frac{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{T_{max}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} \quad (26)$$

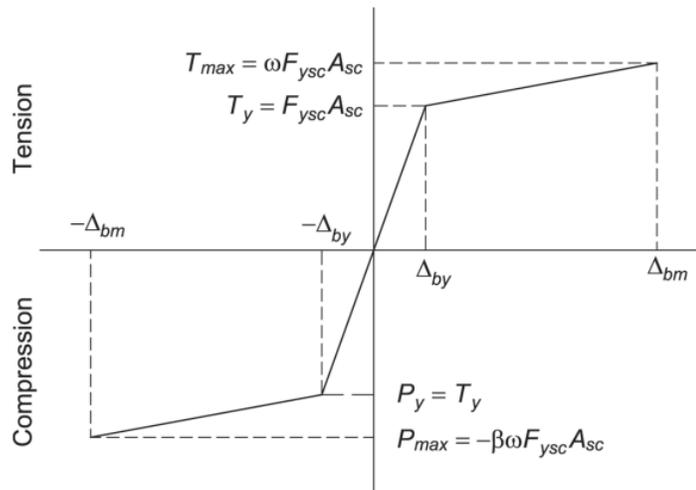


Figura 3.2 - Diagrama Fuerza - Desplazamiento de la riostra [23].

Como se mencionó en el punto 2.3.2, las riostras del sistema BRBF están compuestas por un núcleo de acero, mortero y una funda de acero. El AISC 341 establece ciertas consideraciones para el núcleo de acero y el sistema de restricción al pandeo. El sistema que restringe el pandeo del núcleo debe mitigar los efectos del pandeo local y global del núcleo.

El núcleo de acero es diseñado de tal manera que soporte los esfuerzos axiales (tensión o compresión) de la diagonal, la resistencia de la diagonal ante esfuerzos axiales según el método de diseño a utilizar, $\phi P_{y_{sc}}$ para el método LRFD y $P_{y_{sc}}/\Omega$ para el método ASD.

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (27)$$

$$\phi = 0,9 ; \Omega = 1,67$$

donde:

A_{sc} : área bruta del núcleo de acero.

$F_{y_{sc}}$: resistencia a la fluencia del núcleo de acero.

La conexión viga-columna, puede materializarse por medio de la riostra o una placa de conexión (*Gusset*), que puede ser diseñada con los siguientes criterios:

- a) El conjunto de conexión debe ser una conexión simple que cumpla con los requisitos establecidos en B.3.4.a de la AISC 360, donde se considera que la rotación requerida es 0,025 (rad).
- b) El conjunto de conexión es diseñado para resistir un momento igual o menor a:
 - i. El momento esperado de la resistencia a flexión de la viga $R_y M_p 1.1 / \alpha_s$, donde M_p es el momento plástico de la viga.
 - ii. El momento correspondiente a la suma de las resistencias a flexión sobre la columna $(\sum R_y F_y Z) 1.1 / \alpha_s$, donde Z es el módulo de la sección plástica sobre el eje de flexión.

Para la conexión de las diagonales, la resistencia requerida cuando se encuentra la riostra en tracción o compresión, debe ser la resistencia ajustada de la riostra obtenida por la ecuación (23) dividida por el factor α_s , que varía según el método utilizado.

$$\frac{\beta \omega R_y P_{y_{sc}}}{\alpha_s} \quad (28)$$

Si se utilizan orificios sobredimensionados, la fuerza requerida para que el estado límite del perno no ceda ante el deslizamiento no debe exceder $P_{y_{sc}} / \alpha_s$.

3.2. Descripción de la estructura estudiada.

Para el desarrollo de este trabajo, se realiza un estudio de la estructura presentada en el trabajo de título de Gabriel Silva Mardones [24], consiste en una estructura industrial simplificada.

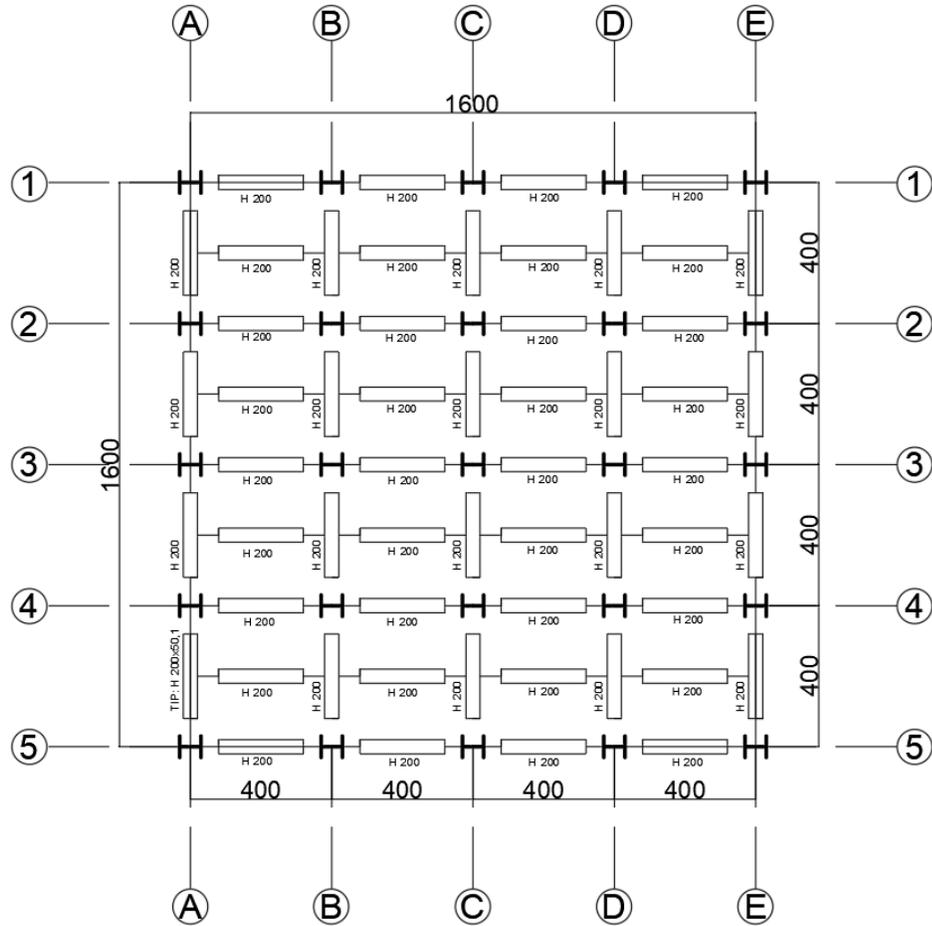


Figura 3.3 - Planta tipo.

En la Figura 3.3 es posible identificar la distancia que existe entre los ejes resistentes, además de la disposición de las columnas y vigas, cuyas definiciones se muestran a continuación.

Vigas:

Perfil H 200x50,1.

Columnas:

Perfil H 200x54,6.

Diagonales:

Perfil HR 201x37,3.

Se tiene una dimensión cuadrada de 16 [m] de largo por lado dando como un área superficial por piso de 256 [m²], para el sistema de piso se dispone de una losa colaborante de un espesor de 15 [cm] que descarga en sentido al lado corto de esta.

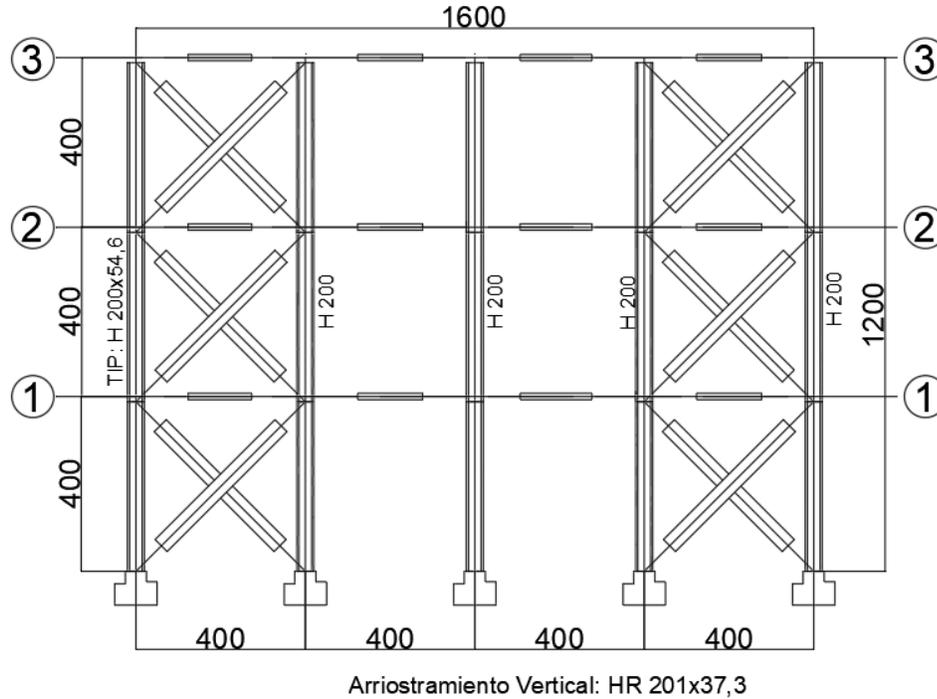


Figura 3.4 - Elevación - Marco arriostrado; Ejes A, E, 1 y 5.

En la Figura 3.4 se muestra la elevación de la estructura, donde se indica la ubicación del sistema de arriostramiento y la altura de entpiso. Los ejes que cuentan con arriostramiento son los ejes 1, 5, A y E.

Las propiedades de los materiales empleados:

Hormigón (G20):

$f'_c = 200$ [kgf/cm²].

$E_c = 213546$ [kgf/cm²] (ACI 318-8.5.1).

Acero (A42-27ES):

Tensión de Fluencia: $F_y = 2700$ [kgf/cm²].

Tensión de Rotura: $F_u = 4200$ [kgf/cm²].

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2100000$ [kgf/cm²].

Densidad = 7800 [kgf/cm³].

Coeficiente de Poisson (ν) = 0,25.

Módulo de Corte (G) = 840000 [kgf/cm²].

3.3. Cargas estáticas y peso sísmico.

Las cargas consideradas para el análisis son el peso propio o carga permanente igual 0,4 [tonf/m²] esta incluye los elementos estructurales (vigas, columnas y losas) además de elementos no estructurales (maquinaria) que es prevista como inamovible; la sobrecarga de uso se estima en 0,5 [tonf/m²] [24].

El peso sísmico de la estructura se calculó según lo previsto en la norma NCh 2369 of 2003, donde se consideró el total del peso propio y el 50% de la sobrecarga de uso.

3.4. Análisis lineal elástico.

Se realizó un análisis utilizando el programa ETABS v16.2.1. La sollicitación sísmica fue incluida a través de un espectro de pseudo-aceleración de diseño y determinada mediante análisis modal espectral, como se establece en la NCh 2369Of. 2003 en el Capítulo 5.4.

El método utilizado en el diseño estructural es LRFD, lo que infiere en las combinaciones a carga a utilizar y en la obtención del estado límite del perfil, es decir, la obtención de la capacidad de resistencia del perfil que establece la AISC 360.

3.4.1. Modelo de análisis.

La Figura 3.5 muestra el modelo de análisis. Se consideró diafragma rígido para cada nivel de piso, y para los elementos verticales se consideró un apoyo simple, lo que implica el uso de conexiones sin resistencia a momento.

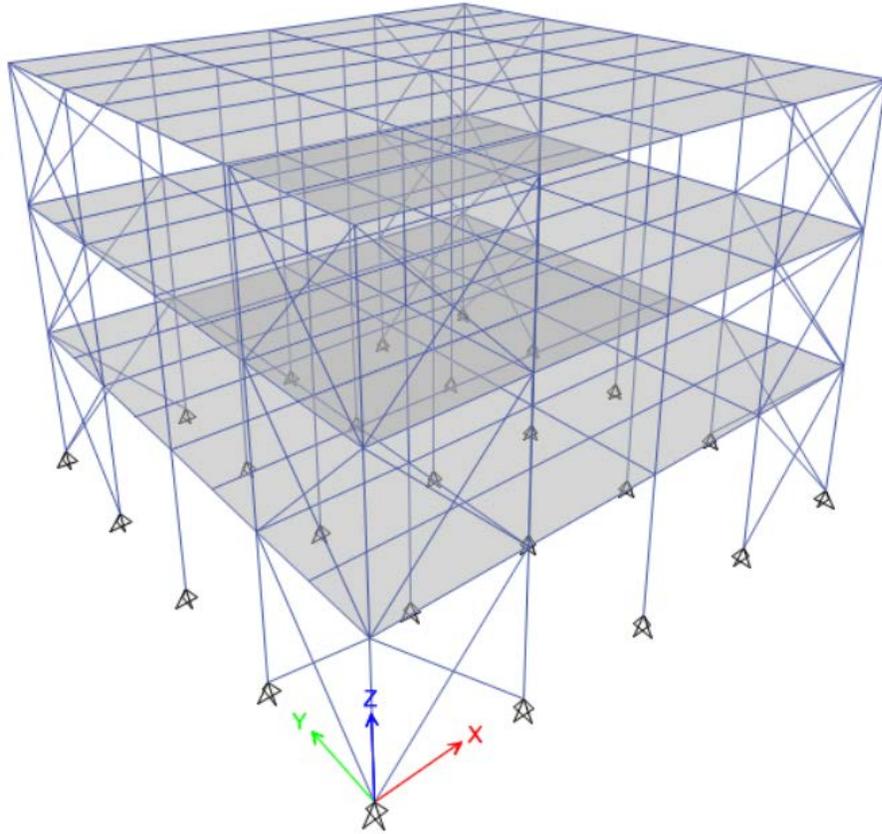


Figura 3.5 - Modelo estructural de análisis lineal elástico.

En la Tabla 3.5 se presentan los resultados del análisis modal en cada dirección de análisis:

Tabla 3.5 - Períodos fundamentales.

Análisis	Modo	Período [seg]	% Masa
X	1	0,48	80
Y	2	0,48	80

Se tiene una participación de la masa en el primer modo de vibrar equivalente a un 80 por ciento de la masa total de la estructura. La Tabla 3.6 muestra la masa en cada piso y la relación de Peso/Área:

Tabla 3.6 - Masa asociada a cada diafragma.

Nivel	Masa [tonf/g]	Peso [tonf]	Área [m ²]	P/A [tonf/m ²]
1	24,9	244,3	256	0,96
2	25,3	250,4	256	0,98
3	25,3	250,4	256	0,98
Total	75,5	745,1	256	2,91

En la Figura 3.6 muestra una elevación de un eje arriostrado con los perfiles seleccionados, donde las vigas y diagonales se modelaron rotuladas para representar una conexión de corte sin resistencia a momento.

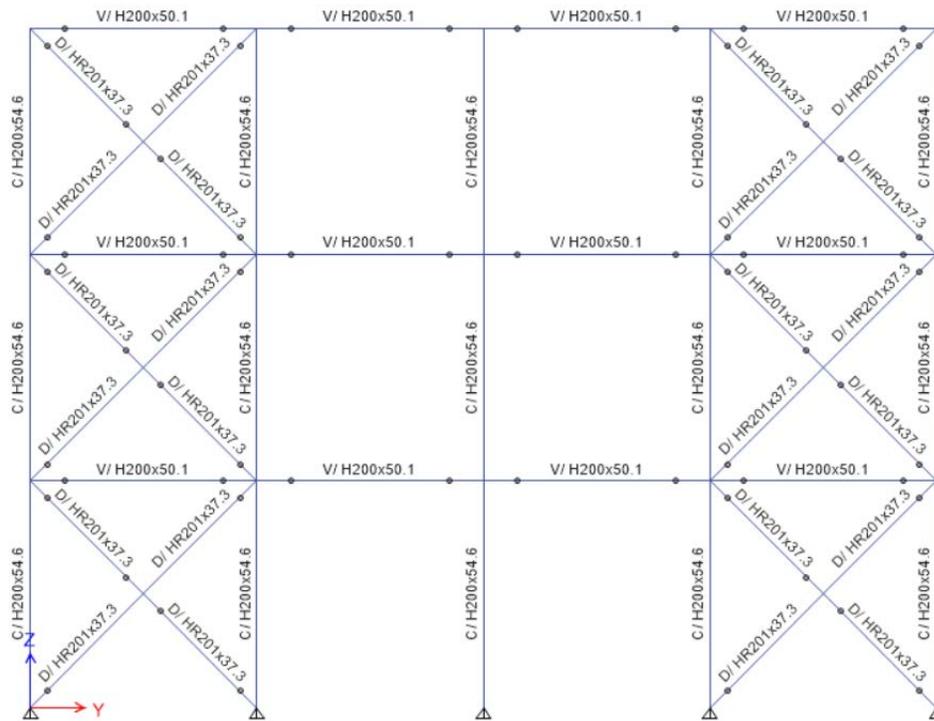


Figura 3.6 - Modelo de un marco arriostrado - Sistema convencional.

3.4.2. Combinaciones de Carga.

La norma NCh 2369Of. 2003 establece las siguientes combinaciones de carga para las estructuras industriales:

- 1,2CP+SC±1,1Sismo Horizontal.
- 0,9CP±1,1Sismo Horizontal.

Si bien existe la norma NCh 3171Of. 2010 que establece las combinaciones de carga para el diseño según del método a utilizar (LRFD o ASD), se consideran las combinaciones de cargas utilizadas en el trabajo de G. Silva [24], siendo estas las que establece la NCh 2369Of. 2003.

3.4.3. Resultados análisis elástico.

Desde el programa ETABS es posible obtener las solicitaciones en cada elemento, para cada combinación de carga. En la Figura 3.7 se muestra las fuerzas axiales en cada elemento.

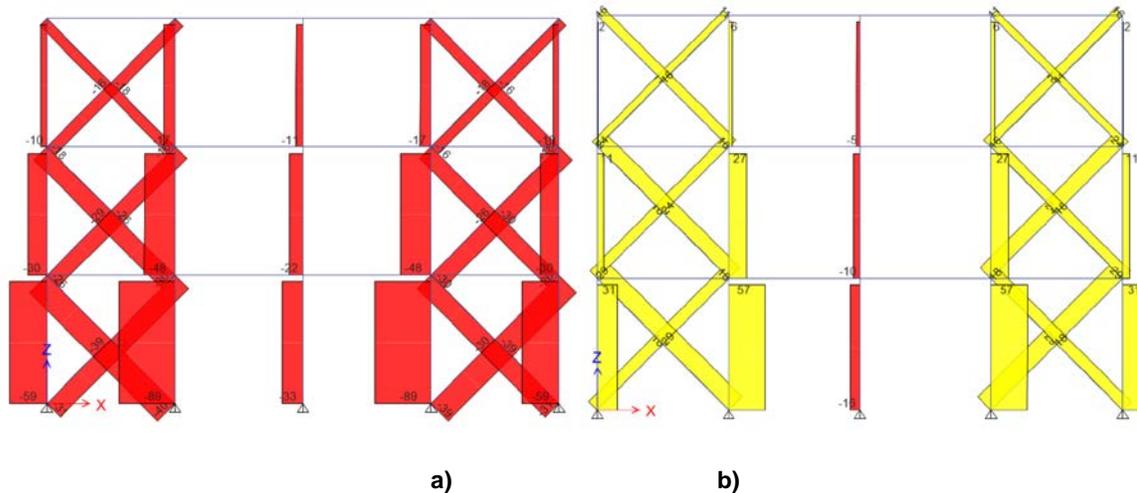


Figura 3.7 - Diagramas de esfuerzo axial a) Compresión b) Tracción.

En la Tabla 3.7 se muestra la demanda máxima de compresión, tracción, corte y flexión en las columnas, vigas y diagonales:

Tabla 3.7 - Demanda de perfiles.

Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]	Flexión [tonf-m]	Corte [tonf]
Columna	89	57	-	-
Diagonal	40	29	-	-
Viga	-	-	10	5

Cabe señalar que, si bien existe corte y momento en las columnas y diagonales, estas serán omitidas debido a la baja magnitud que presentan.

3.5. Verificación de diseño.

3.5.1. Verificación de esbelteces según NCh 2369Of. 2003 y resistencia según AISC 360-10.

En capítulo 3.1.2 se señala que los perfiles deben satisfacer el criterio de elemento compacto, estos se pueden cumplir siempre y cuando la razón ancho-espesor del perfil sea menor a λ_r . Dicho límite se encuentra tabulado en la tabla 8.1 en la norma NCh 2369.

Las secciones han sido obtenidas del manual de ICHA [25], en la Figura 3.8 es posible ver el esquema de las dimensiones de un perfil H, los perfiles utilizados en este trabajo son catalogados como perfiles no esbeltos como lo establece la norma. El procedimiento realizado para la obtención de esbeltez local y global en conjunto con la capacidad de los perfiles, se encuentran en el ANEXO I.

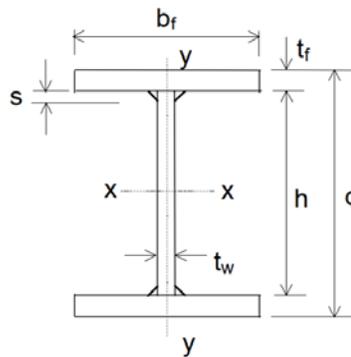


Figura 3.8 - Esquema de sección.

➤ Verificación columna.

En la Tabla 3.8 es posible ver los resultados de esbeltez local y global del perfil junto a los límites que establece la norma.

Tabla 3.8 - Esbeltez local y global - Columna.

Sección	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{r,ala}$	$\lambda_{r,alma}$	λ	$1,5\pi\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
H200x54,6	3,75	26,7	15,71	41,55	99,50	131,4

Para la obtención de la resistencia a solicitaciones axiales de la columna, se cuenta con lo estipulado en el capítulo D y E de la norma AISC 360 [26]. Cabe señalar que las solicitaciones

presentadas en la Tabla 3.7 fueron obtenidas por las combinaciones de carga presentadas en 3.4.2 para el método LRFD. La capacidad de resistencia del perfil se expone en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 - Resistencia axial - Columna.

Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]
C/ H200x54,6	129	169

➤ **Verificación de diagonal.**

Análogamente al punto anterior se exponen en la Tabla 3.10 la esbeltez local y global del perfil.

Tabla 3.10 - Esbeltez local y global - Diagonal.

Sección	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{r,ala}$	$\lambda_{r,alma}$	λ	$1,5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
HR201x37,3	8,25	22,63	16,37	41,55	71,1	131,4

En la Tabla 3.11 se presenta la resistencia máxima del perfil ante la compresión y tracción.

Tabla 3.11 - Resistencia axial - Diagonal.

Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]
D/ HR201x37,3	87,5	115

➤ **Verificación viga.**

En la Tabla 3.12 se exponen los resultados de esbeltez local y global del perfil. Para la obtención de la resistencia a sollicitaciones de flexión y corte de la viga, se encuentra estipulado en el capítulo F y G de la norma AISC 360 [26]. En la Tabla 3.13 se presenta la resistencia a flexión y corte de la viga.

Tabla 3.12 - Esbeltez – Viga

Sección	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{p,ala}$	$\lambda_{p,alma}$	$\lambda_{r,ala}$	$\lambda_{r,alma}$
H200x50,1	4,17	27,3	10,6	104,86	27,79	158,97

Tabla 3.13 - Resistencia flexión y corte - Viga.

Sección	Flexión [tonf-m]	Corte [tonf]
V/ H200x50,1	13	175

Es posible ver que las resistencias presentadas previamente en las tablas: Tabla 3.9, Tabla 3.11 y Tabla 3.13 son mayores a las solicitaciones máximas obtenidas por el método LRFD presentadas en las Tabla 3.7, ante esto se tiene que los perfiles seleccionados cumplen con la condición de diseño.

3.5.2. Verificación de desplazamientos.

En el capítulo 3.1.1.4 se exponen los desplazamientos máximos permitidos, desde el análisis es posible determinar los máximos desplazamientos por piso, los que pueden ser representados como deformaciones relativas de entrepiso.

En la Tabla 3.14 es posible ver los drift obtenidos del análisis elástico con la Ecuación (15). Cabe señalar que los desplazamientos por la carga permanente y la sobre carga son nulos, debido a que se tiene una configuración simétrica permitiendo prevenir el efecto de torsión, además, bajo la configuración de la estructura los desplazamientos obtenidos son similares en las dos direcciones de análisis, los resultados son expuestos gráficamente en la Figura 3.9.

Tabla 3.14 - Drift entre piso.

Piso	Drift %
1	0,30
2	0,46
3	0,48

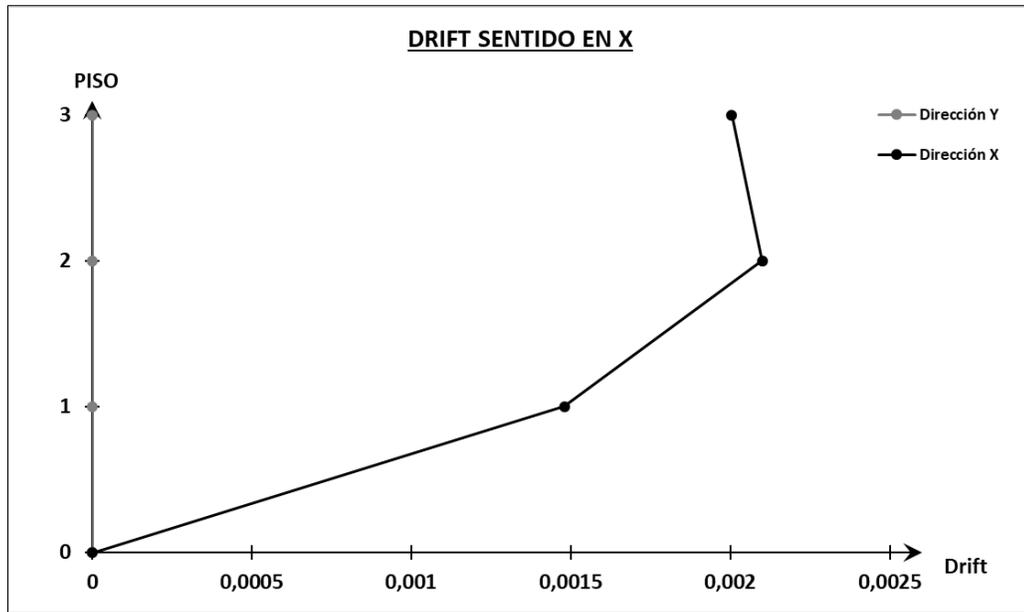


Figura 3.9 - Drift entre piso, análisis en dirección X.

Capítulo IV

Para la implementación de los dispositivos ADAS y B.R.B, es necesario realizar una variación en la disposición de los arriostramientos. En el caso convencional se tiene una disposición en “X”, para el sistema B.R.B. y ADAS es necesario una configuración de arriostramientos tipo Chevrón (V invertida) ya que son las configuraciones más utilizadas en la práctica para incorporar estos dispositivos. Para efectos de poder realizar comparaciones entre las diversas soluciones, se mantienen los mismos perfiles definidos en el Capítulo III para columnas y vigas, mismas propiedades de los materiales e iguales demandas sobre la estructura.

4.1. Sistema B.R.B.

Para este sistema la distribución del arriostramiento será como fue antes mencionada, tipo Chevrón, las conexiones son rotuladas. Este tipo de conexión se logra por el uso de una placa Gusset conectado en la diagonal por un pasador, esto permite obtener una mayor longitud de fluencia del dispositivo [21].

En la Figura 4.2 se presenta una elevación de los ejes que cuentan con este sistema, cabe señalar que las diagonales han sido diferenciadas como D1, D2 y D3 debido que cuentan con distintas dimensiones en los pisos 1, 2 y 3 respectivamente.

El diseño elástico de la sección B.R.B. fue tal que, además de cumplir con requerimientos de resistencia se cumplan con los desplazamientos máximos permitidos por la norma [27]. Ante esto el diseño se realizó de tal manera de alcanzar un desplazamiento de techo cercanos al 1% de desplazamiento relativo entrepiso, siendo estos cercano al 1,5% permitido por la norma.

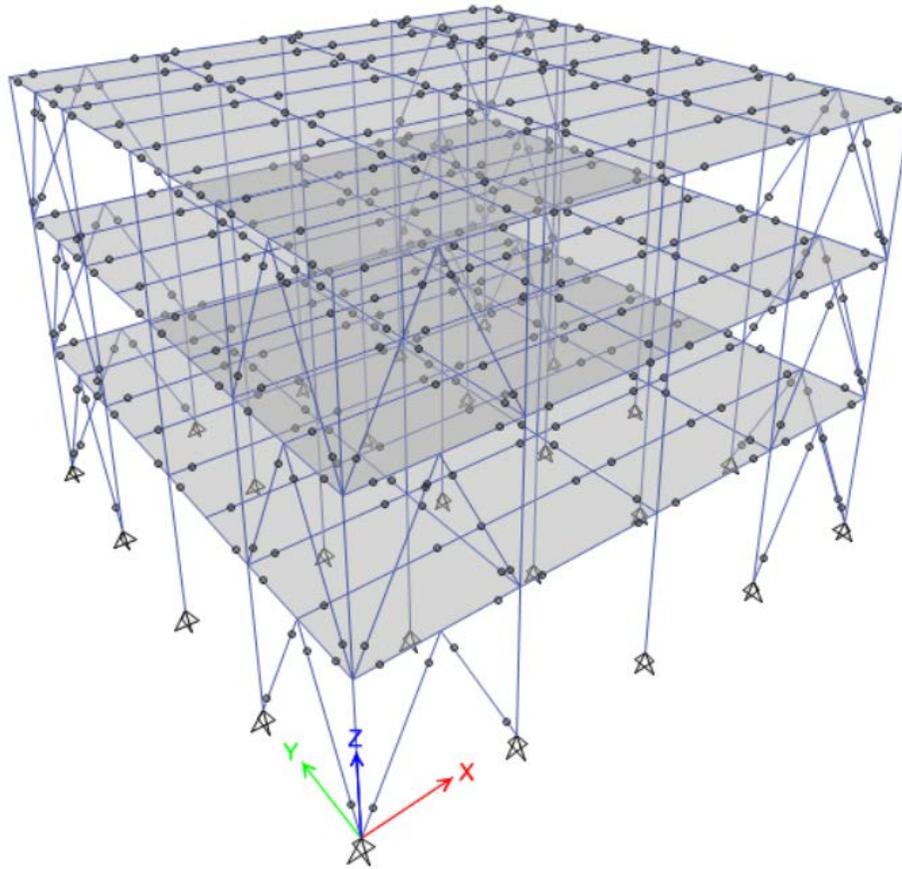


Figura 4.1 - Modelo estructural sistema B.R.B.

En la Tabla 4.1 se presentan los resultados del análisis modal de la estructura con arriostramiento B.R.B. donde es posible determinar que se cuenta con una estructura más flexible que el sistema con arriostramiento convencional.

Tabla 4.1 - Períodos fundamentales.

Análisis	Modo	Período	%Masa
X	1	0,76	80,7
Y	2	0,76	80,1

La Tabla 4.2 muestra la masa en cada piso y la relación de Peso/Área:

Tabla 4.2 - Masa asociada a cada diafragma.

Nivel	Masa [tonf/g]	Peso [tonf]	Área [m ²]	P/A [tonf/m ²]
1	24,9	244,3	256	0,95
2	24,9	244,3	256	0,95
3	24,7	242,3	256	0,94
Total	74,5	730,9	256	2,86

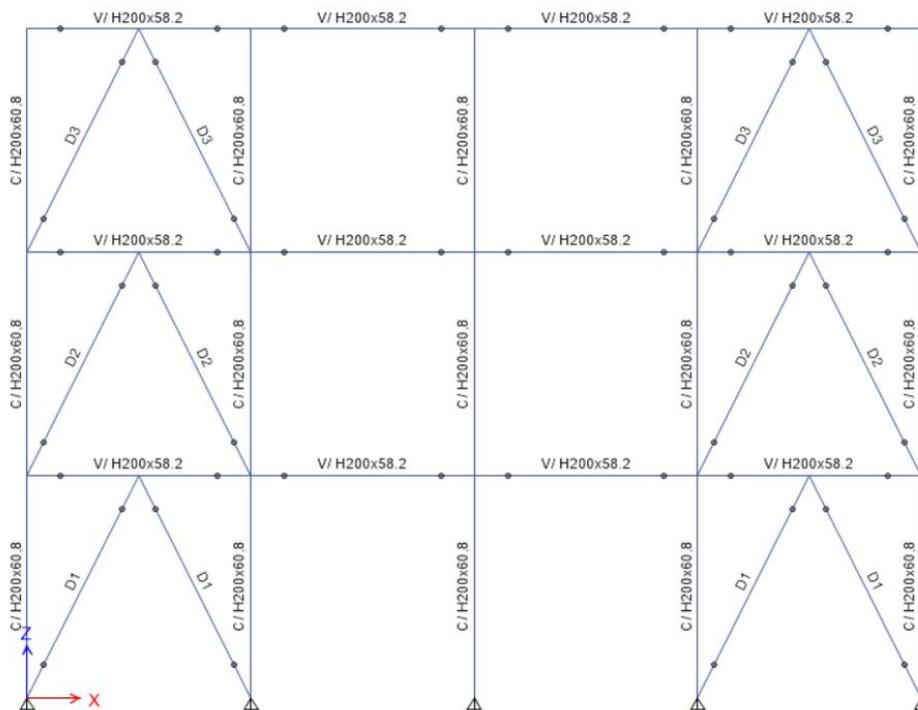


Figura 4.2 - Modelo marco arriostrado - B.R.B.

4.1.1. Resultados análisis elástico.

Desde el programa ETABS 2016-V16.2 es posible determinar las solicitaciones de los elementos estructurales. A continuación, se exponen las solicitaciones máximas obtenidas en los elementos columna, viga y diagonal, cabe señalar que las solicitaciones máximas fueron obtenidas en los ejes resistentes A y E. En la Tabla 4.3 se exponen las demandas sobre las columnas, vigas y diagonales, cabe señalar que se desprecia el corte y flexión que se tiene en columnas y diagonales debido a su baja magnitud [21].

Tabla 4.3 - Demanda de perfiles.

Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]	Flexión [tonf-m]	Corte [tonf]
Columna	-78	57,7	-	-
Diagonal	-45	40	-	-
Viga	-	-	10	5

4.1.2. Verificación de diseño.

El diseño del sistema B.R.B. se basa en un diseño por capacidad de los elementos estructurales como vigas y columnas, de tal manera que puedan soportar el actuar de las diagonales permitiendo que estas alcancen su capacidad máxima. En la Figura 4.3 y Figura 4.4 se presenta un esquema del comportamiento de los esfuerzos en un sistema de BRB con una disposición de V invertida (Chevrón) sobre una viga y una columna respectivamente [21].

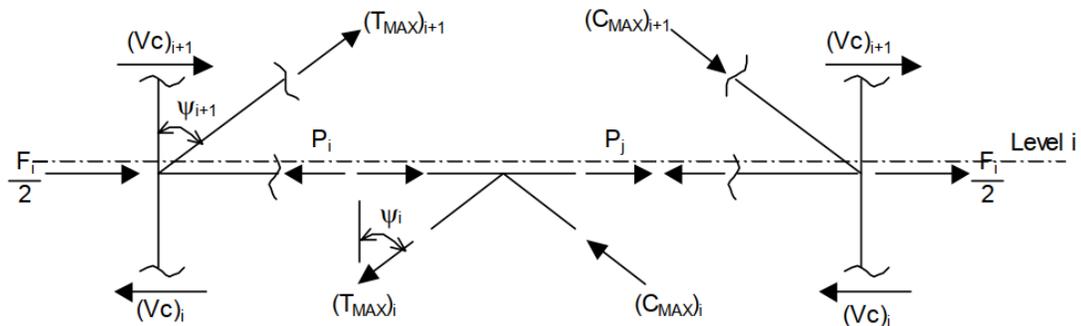


Figura 4.3 - Esquema de carga axial sobre una viga [21].

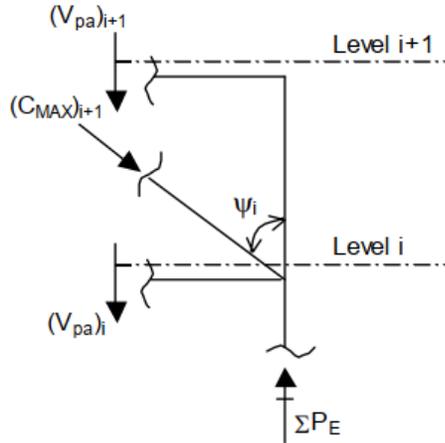


Figura 4.4 - Esquema de carga axial sobre una columna [21].

Donde la tensión y compresión a considerar en las diagonales son las máximas que actúan sobre el elemento, estas son expuestas en el punto 3.1.3.2. Para la obtención del área de acero del núcleo del sistema es en función a la solicitación a compresión en cada nivel, dicho procedimiento se presenta en el ANEXO II. En la Tabla 4.4 se expone el área del núcleo de acero en conjunto de la tracción y compresión máxima (ajustada).

Tabla 4.4 - Área del núcleo de acero.

Nivel	Diagonal	P_u [tonf]	A_{sc} [cm ²]	$T_{m\acute{a}x}$ [tonf]	$C_{m\acute{a}x}$ [tonf]
1	D ₁	45	20	100	110
2	D ₂	39	16	84	93
3	D ₃	24	11	58	64

El diseño de la funda de las diagonales se basa en lo expuesto por Watanabe [28], donde establece una relación de la carga de Euler de la funda y la carga de fluencia del núcleo de acero, esta relación es:

$$\frac{P_e}{P_y} \leq 1,5$$

donde:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_o}{(KL)^2}$$

$$P_y = F_y A_{sc}$$

En la Tabla 4.5 se presentan las dimensiones de la funda tubular a utilizar en cada nivel para las distintas áreas de acero determinadas. En el ANEXO II se presenta el procedimiento realizado para la obtención de la funda de acero. La nomenclatura utilizada para la definición de la sección tubular de la funda de acero es Alto x Ancho x Espesor.

Tabla 4.5 - Sección de funda de acero.

Nivel	Sección de la funda
1	150x150x4
2	135x135x5
3	135x135x4

4.1.1.1. Verificación de esbeltez según NCh 2369Of.2003.

Si bien el diseño de vigas y columnas se basa en un diseño por capacidad, es necesario verificar la esbeltez de los elementos como se estipula en la norma chilena. Similar para el caso convencional se verifica la esbeltez local y global del elemento.

Como los perfiles utilizados en columnas y vigas no varían entre sistemas de disipación, las esbelteces local y global de los elementos fueron presentadas en 3.5.1, donde ambas secciones cumplen con lo requerido en la norma. Cabe señalar que, al ser un sistema de diagonales con restricción al pandeo, ya sea local o global, no se considera obtener la esbeltez local y global de las diagonales (o riostras).

4.1.2.2. Resistencia de los perfiles.

Como se mencionó preliminarmente, el diseño de los elementos estructurales es a través de diseño por capacidad. Para esto es necesario considerar la tensión y compresión máximas ajustadas de las diagonales por cada nivel, estas son presentadas en la Tabla 4.4. A continuación, se presentan las demandas sobre vigas y columnas obtenidas usando diseño por capacidad.

➤ Solicitación de la viga.

Sabelli y Walterio [21] establecen una metodología para obtención de la demanda de carga axial sobre la viga según el piso que se está analizando. En la Figura 4.3 es posible ver los distintos esfuerzos axiales que caen sobre la viga, cabe señalar que una simplificación utilizada en estos casos es desprestigiar el corte de las columnas debido que son de muy baja magnitud.

Por lo tanto, la obtención de la carga axial máxima debido a las tensiones ajustadas de las riostras viene dado por:

$$F_i = T_{m\acute{a}x,i} \sin(\Psi_i) + C_{m\acute{a}x,i} \sin(\Psi_i) - T_{m\acute{a}x,i+1} \sin(\Psi_{i+1}) - C_{m\acute{a}x,i+1} \sin(\Psi_{i+1}) \quad (29)$$

$$P_i = T_{m\acute{a}x,i+1} \sin(\Psi_{i+1}) + \frac{F_i}{2} \quad (30)$$

$$P_j = P_i - T_{m\acute{a}x,i} \sin(\Psi_i) - C_{m\acute{a}x,i} \sin(\Psi_i) \quad (31)$$

$$P_u = m\acute{a}x(P_i, P_j) \quad (32)$$

donde:

F_i [tonf]: Es la suma de fuerzas actuante debido a una excitación externa en el nivel i.

Ψ_i : Ángulo de la diagonal con respecto a la horizontal en el nivel i.

Ψ_{i+1} : Ángulo de la diagonal con respecto a la horizontal en el nivel i + 1.

$T_{m\acute{a}x,i}$ [tonf]: Resistencia máxima en tracción de la diagonal en el nivel i.

$C_{m\acute{a}x,i}$ [tonf]: Resistencia máxima en compresión de la diagonal en el nivel i.

P_u [tonf]: Solicitación axial actuante sobre la viga.

Después de obtener la carga axial máxima actuando sobre la viga, para la obtención de momento y corte máximos sobre la viga es necesario obtener las solicitaciones por medio de la combinación de carga (33) debido a que el diseño por capacidad no considera las demandas gravitacionales.

$$1,2D + 1,6L \quad (33)$$

En la Tabla 4.6 se presentan los resultados obtenidos de las solicitaciones debido al análisis por capacidad para cada viga según el nivel donde se ubican.

Tabla 4.6 - Solicitación axial, momento y corte - Vigas.

Nivel	P_u [tonf]	M_u [tonf]	V_u [tonf]
1	46	12	7
2	39	12	7
3	28	12	7

➤ **Solicitud en la Columna.**

Análogamente al caso analizando previamente, para obtener la solicitud axial sobre la columna es necesario obtener la suma de las solicitudes actuantes en cada nivel, para esto se considera el diagrama de cuerpo libre que se presenta en la Figura 4.4, donde se consideran los cortes que se desarrollan en las vigas y la compresión máxima de las riostras.

En la Tabla 4.7 se presentan los resultados obtenidos de las solicitudes debido al análisis por capacidad para cada columna según el nivel donde se ubican.

Tabla 4.7 - Solicitud axial – Columnas

Nivel	P_u [tonf]
1	87,2
2	39,7
3	5,3

Como los perfiles de columna y viga no han cambiado, la resistencia de estos son los presentados en la Tabla 3.9 y Tabla 3.13 respectivamente. Comparando dichas resistencias con las solicitudes presentadas las Tabla 4.6 y Tabla 4.7 se tiene que los perfiles propuestos cumplen la condición de diseño.

4.1.1.6. Verificación de desplazamientos.

En el capítulo 3.1.1.4 se exponen los desplazamientos máximos permitidos desde el análisis elástico de la estructura, es decir sin considerar efectos no-lineales de los elementos, es posible determinar los máximos desplazamientos por piso, los que pueden ser representados por el drift entre piso.

Análogamente a la sección 3.5.2 el desplazamiento máximo permitido son 0,015h lo que equivale a un desplazamiento relativo entrepiso (drift) de 1,5%; en la Tabla 4.8 se exponen los valores de drift obtenidos desde el análisis elástico.

Tabla 4.8 - Drift entre pisos.

Piso	Drift %
1	0,69
2	0,94
3	1,05

A continuación, en la Figura 4.5 se exponen gráficamente los drift obtenidos. Como se mencionó en 3.5.2 se tiene una sección regular por lo tanto no existen desplazamientos en el sentido opuesto del análisis. Es posible ver que los drift obtenidos con el sistema B.R.B. son mayores que los obtenidos por el sistema convencional, debido que el diseño del núcleo de acero del arriostramiento B.R.B. sea tal que se obtuvieran deformaciones cercanas al 1,5%.

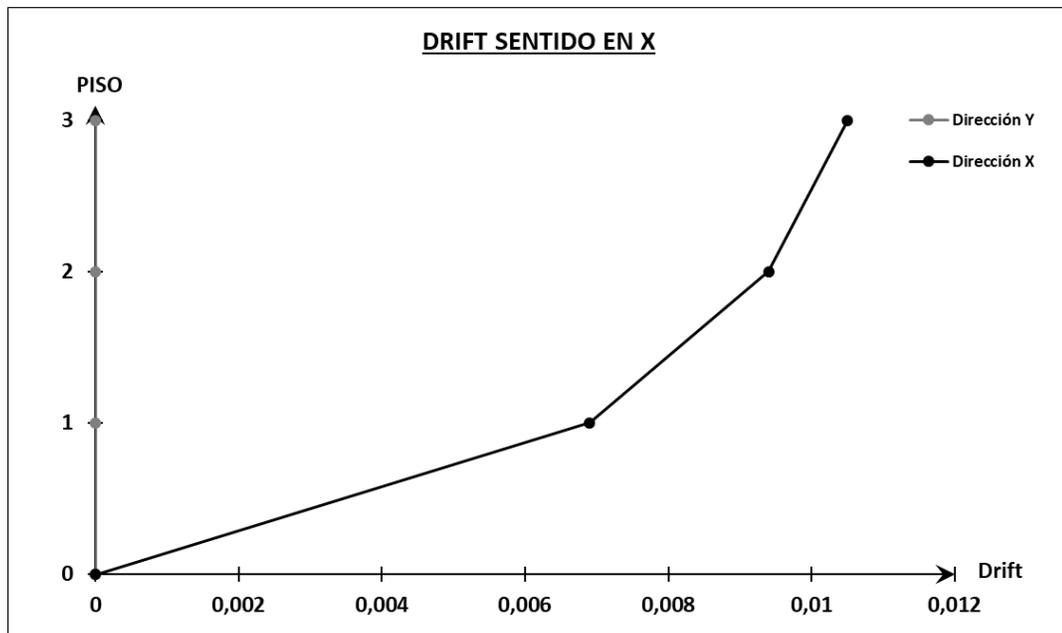


Figura 4.5 - Drift entre piso, análisis en dirección X.

4.2. Sistema ADAS.

Como se mencionó anteriormente, la disposición del sistema de arriostramiento es del tipo V invertida, para este sistema se considerará la incorporación de las placas en la mitad de la luz de la viga por medio de una viga secundaria, como se muestra en la Figura 2.10. Las diagonales serán rotuladas en ambos extremos, considerando análogamente el tipo de conexión utilizada en el arriostramiento convencional, el sistema de placas será modelado por medio de un elemento Spring, este tendrá una rigidez distinta en cada nivel y se considerará solo la rigidez actuante perpendicular al elemento, es decir, solo en la dirección fuera de su plano permitiendo modelar el actuar de las placas ADAS. Para realizar una comparación con el sistema B.R.B, la rigidez a alcanzar con el sistema ADAS en cada nivel se obtiene en función de la rigidez entregada por el sistema de arriostramiento B.R.B. en cada nivel. Estos elementos han sido designados como ADAS 1, 2 y 3 siendo el numeral el indicador del nivel donde se encuentran ubicados.

En la Figura 4.6 se presenta una elevación de los ejes que cuentan con el sistema, cabe señalar que los perfiles utilizados en columnas, vigas y diagonales son iguales al sistema convencional con el fin de poder realizar una comparación directa.

Análogamente a los casos anteriores se expone en la Tabla 4.9 los resultados obtenidos del análisis modal de la estructura.

Tabla 4.9 - Períodos fundamentales.

Análisis	Modo	Período	%Masa
X	1	0,76	82
Y	2	0,76	82

Se presenta en la Tabla 4.10 la masa asociada a cada piso y la relación de Peso/Área:

Tabla 4.10 - Masa asociada a cada diafragma.

Nivel	Masa [tonf/g]	Peso [tonf]	Área [m ²]	P/A [tonf/m ²]
1	25,5	250,2	256	0,98
2	25,5	250,2	256	0,98
3	25	245,3	256	0,96
Total	76	745,7	256	2,91

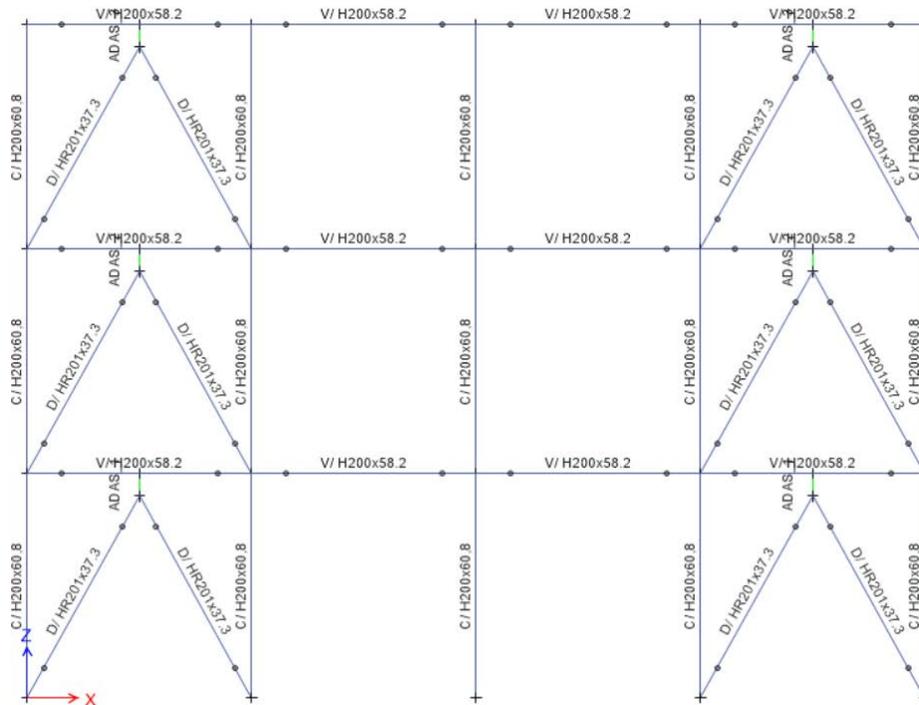


Figura 4.6 - Modelo marco arriostrado – ADAS.

4.2.1. Obtención de la rigidez de placas ADAS.

El sistema ADAS ha sido modelado por un sistema Spring el cual trabaja en función a la rigidez total que proporciona el sistema ADAS en cada nivel. Para obtener dicha rigidez por nivel se realizó el modelamiento del sistema BRB para cada nivel de piso utilizando sólo las diagonales, bajo una carga puntual de 1kN en el extremo libre de las riostras como se presenta en la Figura 4.7.

Bajo la consideración presentada en la Ecuación 34 se obtiene la rigidez que entrega el sistema B.R.B por nivel, cabe señalar que las propiedades de las diagonales varían según al nivel que nos encontramos analizando.

$$K_{lateral} = \frac{Fuerza}{Desplazamiento} = \frac{F}{\Delta} \quad (34)$$

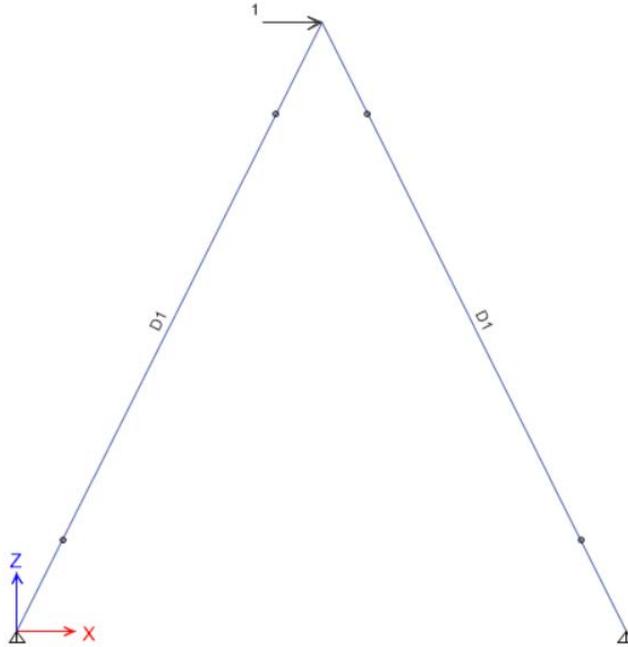


Figura 4.7 - Modelo de diagonales - Sistema B.R.B.

Los resultados obtenidos son presentados en la Tabla 4.11:

Tabla 4.11 - Rigidez lateral - Sistema B.R.B.

Nivel	$K_{lateral}$ [kgf/cm]
1	37793
2	30012
3	18896

Se tiene que la rigidez lateral total del sistema ADAS se encuentra en función de la rigidez que es proporcionada por las diagonales y por el sistema de placas, para la obtención de la rigidez de las placas se estiman como se propone en la Ecuación 35 que representa la rigidez lateral del sistema ADAS:

$$\frac{1}{K_{lateral, BRB}} = \frac{1}{K_{diagonal}} + \frac{1}{K_{ADAS}} \quad (35)$$

Modelando las vigas que soportan el sistema ADAS y aplicando la misma metodología anteriormente mencionada se obtiene la rigidez impuesta por las diagonales ($K_{diagonales}$) al sistema de arriostramiento.

$$K_{diagonal} = 102041 \left[\frac{kgf}{cm} \right]$$

En la Figura 4.8 se presenta el modelo a utilizar para obtener la rigidez que tienen las diagonales que se implementan al sistema ADAS.

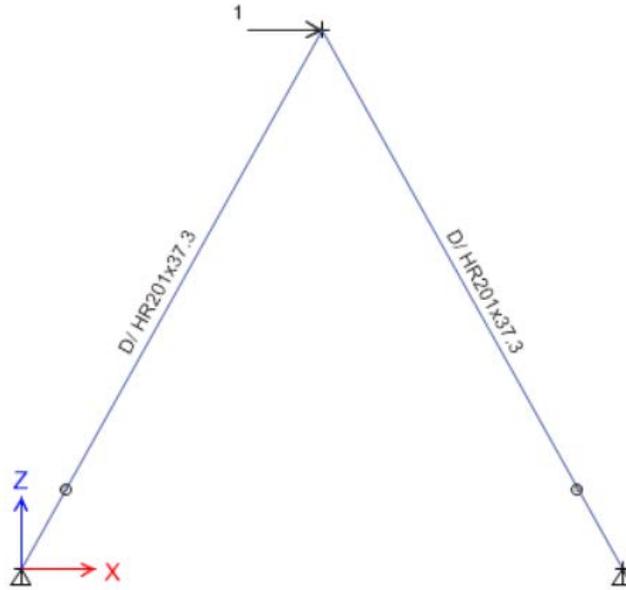


Figura 4.8 - Modelo de diagonales - Sistema ADAS.

En la Tabla 4.12 se presenta la rigidez necesaria que debe proporcionar el sistema de placas por cada nivel:

Tabla 4.12 - Rigidez lateral - Sistema ADAS.

Nivel	K_{ADAS} [kgf/cm]
1	60024
2	42517
3	23190

4.2.2. Dimensionamiento de placas ADAS.

Las dimensiones del sistema de placas son obtenidas usando como referencia las dimensiones que son comúnmente utilizadas. Se considera una altura de placa de 40 [cm] con un ancho superior de 20 [cm] y un ancho a media altura de 4 [cm], el espesor de la placa es obtenido de tal manera que la deformación de fluencia de estas placas ocurra cuando se tiene una deformación

relativa de entrepiso de 0,2%, este valor se establece en la norma NCh 433Of96 como el límite de deformación relativa entrepiso para un sismo frecuente, es por esto que se considera pertinente que la fluencia de los dispositivos ADAS comience al alcanzar un desplazamiento relativo entrepiso equivalente al límite de la norma. Aplicando las relaciones presentadas en [29], se tiene:

$$\frac{\Delta_y}{h_{piso}} \approx 0,002 \quad (36)$$

$$\Delta_y = \frac{F_y h^2}{2Et} \quad (37)$$

Donde:

F_y : Tensión de fluencia de la placa, en este caso considerando una calidad de acero A572 G 50.

h_{piso} : Altura entre piso.

E : Módulo elástico.

t : Espesor de la placa.

En Tabla 4.13 se presentan las dimensiones de las placas ADAS que permiten cumplir con una deformación de fluencia de $\Delta_Y \approx 0,8$ [cm]. En la Figura 4.9 se exponen los parámetros de dimensionamiento del dispositivo ADAS.

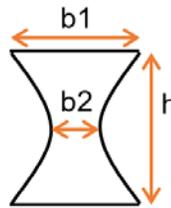


Figura 4.9 - Dimensiones del dispositivo ADAS.

Tabla 4.13 - Dimensiones de placa ADAS.

Parámetros	Dimensiones [cm]
h [cm]	40
b ₁ [cm]	20
b ₂ [cm]	4
t [cm]	2
F _Y [kgf/cm ²]	4570

En la Ecuación 38 se presenta la fuerza necesaria para producir la fluencia del dispositivo ADAS, está fuerza es conocida como *corte de activación*.

$$V_y = \frac{NF_y b_1 t^2}{3h} \quad (38)$$

donde:

N : número de placas.

b_1 : ancho superior de la placa.

h : altura efectiva de la placa.

Con las dimensiones de la placa y la rigidez necesaria para cada piso, se determina el número de placas necesarias para cumplir con la rigidez objetivo del sistema ADAS por nivel. El número de placas por nivel son presentados en la Tabla 4.14 estas fueron obtenidas desde la Ecuación (39).

$$N = \frac{3 K_{ADAS} h^3}{2 E b_1 t^3} \quad (39)$$

Tabla 4.14 - Número de placas por nivel.

Nivel	Número de placas
1	18
2	13
3	7

Considerando el número de placas antes mencionadas, se tiene una rigidez total administrada por el sistema ADAS en cada nivel, en base como se indica en la Tabla 4.15.

Tabla 4.15 - Resultados - Sistema ADAS.

Piso	N° Placas	Corte de activación [kgf]	K_{ADAS} [kgf/cm]
1	18	54840	63000
2	13	39607	45500
3	7	21327	24500

4.2.3. Resultados análisis elástico.

Se modela la estructura incorporando el sistema ADAS mediante un elemento Spring con la rigidez estimada en la sección precedente. En la Figura 4.10 se presenta el modelo de análisis.

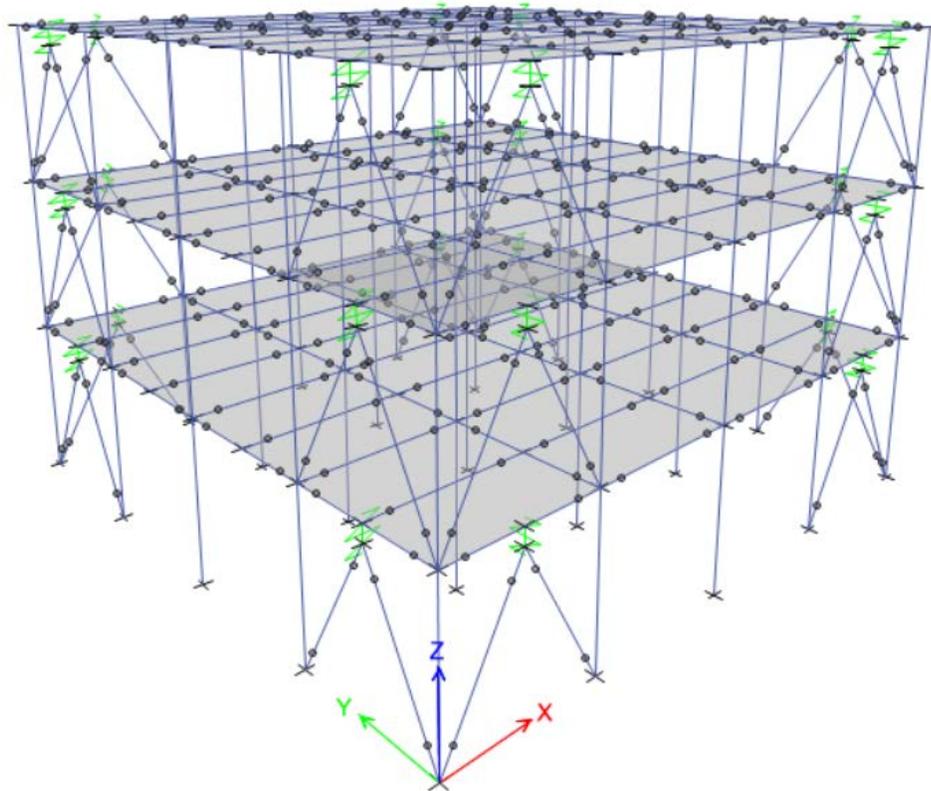


Figura 4.10 - Modelo marco arriostrado - ADAS.

En la Tabla 4.16 se presentan las solicitaciones máximas para las distintas secciones de la estructura: columnas, vigas y diagonales. Similar a los casos anteriores, se desprecia la flexión y corte de las columnas y diagonal debido a su baja magnitud.

Tabla 4.16 - Demanda sobre perfiles.

Sección	Compresión [tonf]	Tracción [tonf]	Flexión [tonf-m]	Corte [tonf]
Columna	80	37	-	-
Diagonal	39	36	-	-
Viga	-	-	11	5

4.2.4. Verificación de diseño.

4.2.4.1. Verificación de esbeltez según NCh 2369Of.2003.

Los perfiles utilizados en columnas y vigas no varían entre los distintos sistemas definidos en este trabajo, sin embargo, en las diagonales la longitud efectiva de estas varía entre los sistemas convencional y sistema ADAS lo que implica una variación en la esbeltez global de la sección. Al utilizar los mismos perfiles que el sistema de arriostramiento convencional las esbelteces local y global de los elementos fueron presentadas en la sección 3.5.1 donde todas las secciones cumplen con lo propuesto por la norma. En la Tabla 4.17 se presenta la esbeltez global de la diagonal con la longitud efectiva de 411,8 [cm].

Tabla 4.17 - Esbeltez Global - Diagonal.

Sección	λ	$1,5\pi\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
HR201x37,3	103,7	131,4

4.2.4.2. Resistencia de los perfiles.

Como los perfiles de columna, viga y diagonales no han cambiado, la resistencia de estos son los presentados en la Tabla 3.9, Tabla 3.11 y Tabla 3.13 respectivamente. Comparando dichas resistencias con las solicitaciones presentadas en la Tabla 4.16, se tiene que la resistencia de los perfiles cumple con las demandas.

4.2.4.3. Verificación de desplazamiento.

En el capítulo 3.1.1.4 se exponen los desplazamientos máximos permitidos, desde el análisis elástico es posible determinar los máximos desplazamientos relativos por piso, los que pueden ser representados por el drift entre piso.

Se tiene que los desplazamientos relativos máximo permitido son 0,015h lo que equivale a un drift máximo entre piso permitido de 1,5%; en la Tabla 4.18 es posible ver los drift obtenidos del análisis elástico, además, los resultados son cercanos a los obtenidos por el sistema B.R.B. eso implica que la rigidez establecida por nivel de los sistema ADAS son aceptables.

Tabla 4.18 - Drift entre pisos.

Piso	Drift %
1	0,8
2	1,04
3	1,1

Análogamente a las secciones 3.5.2 y 4.1.1.5 se tiene una respuesta de la estructura de igual forma en ambos sentidos de análisis en la Figura 4.11 se muestran los drift obtenidos sólo en la dirección X desde el análisis elástico.

Es posible ver que los drift obtenidos con el sistema B.R.B. son mayores que los obtenidos por el sistema convencional, una posible razón de que ocurra esto es debido a la disposición de las riostras al no ser concéntricas.

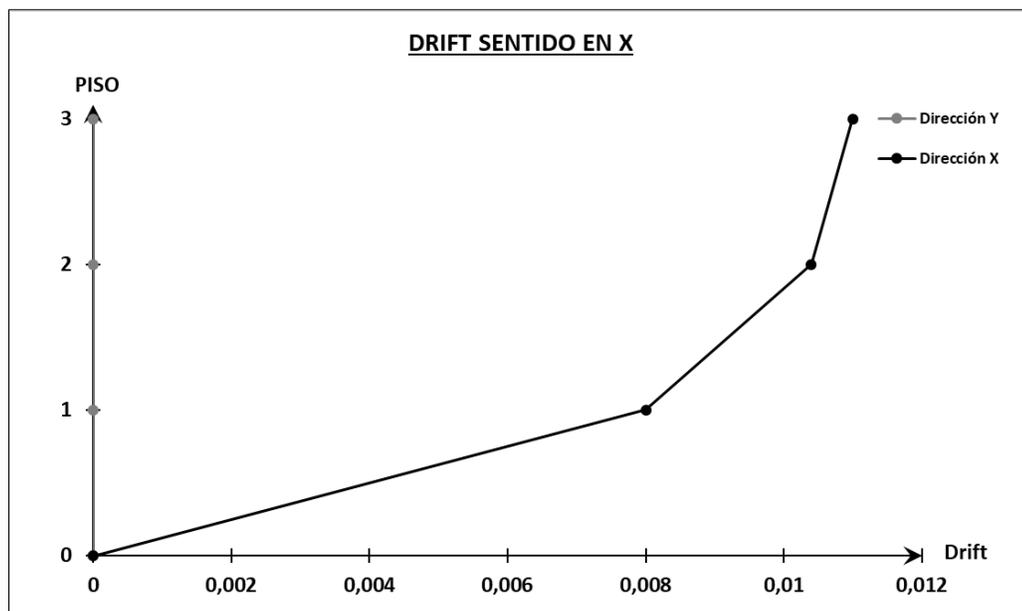


Figura 4.11 - Drift entre pisos, análisis dirección en X.

Capítulo V

5. Análisis no-lineal.

El análisis dinámico no lineal de una estructura permite evaluar la respuesta de esta frente demandas sísmicas caracterizadas por un registro de aceleración. En este trabajo de análisis dinámico se desarrolló con el programa Ruaumoko 2D [30]. En este análisis se considera que vigas y columnas tienen una respuesta lineal elástica, la no linealidad se distribuye en los arriostramientos (convencionales y B.R.B) y en los dispositivos ADAS. La respuesta no lineal se modela con reglas de histéresis características de los elementos considerados, esto se mostrará más adelante.

Para realizar el análisis dinámico no lineal se utilizan tres registros sísmicos. En el caso de la estructura convencional se evalúa, además, el efecto que tiene conectar o no los arriostramientos en forma de "X" en su punto de intersección.

Los resultados se presentan en función de desplazamientos máximos, deformaciones relativas entre piso (drift), aceleraciones de piso, deformaciones remanentes y comportamiento histerético de riostras y dispositivos ADAS.

Para efectos de evaluar la capacidad potencial de disipar energía, se realiza un análisis push-pull (cuasi estático) a las estructuras estudiadas usando un protocolo de desplazamientos recurrente en la literatura. Con estos resultados se estima el amortiguamiento viscoso equivalente de cada sistema debido a la respuesta cíclica de los mismos.

Finalmente, se realiza un análisis estático no lineal (pushover) que permite hacer una estimación del valor del factor de reducción R para cada estructura; este valor es comparado con el definido en la norma NCh 2369Of. 2003, para estructuras con similares características que la estudiadas en este trabajo utilizando dispositivos tipo ADAS y B.R.B.

5.1. Registros sísmicos.

Se utilizaron tres registros sísmicos de la zona centro-sur del terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010, en la Tabla 5.1 se presentan las aceleraciones máximas del suelo (PGA) para cada registro.

Tabla 5.1 - Aceleraciones máximas.

Registro	Aceleración Máxima [g]
Marga-Marga	0,27
Concepción	0,48
Constitución	0,63

➤ Viaducto Marga-Marga componente Norte – Sur: MMNS

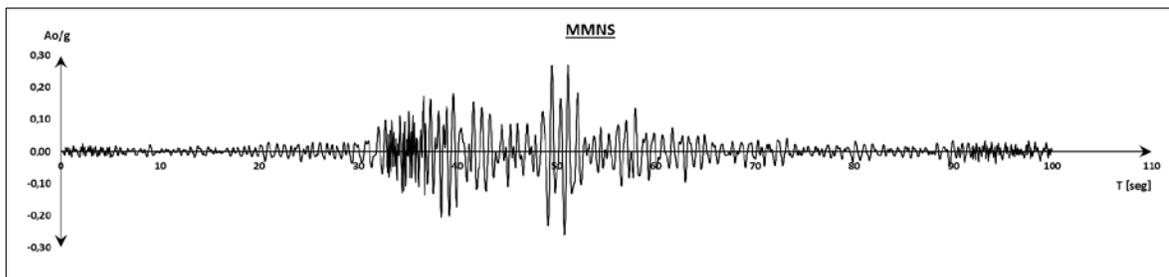


Figura 5.1 - Registro de aceleración, Viaducto Marga-Marga componente Norte - Sur.

➤ Concepción componente Norte – Sur: CCNS

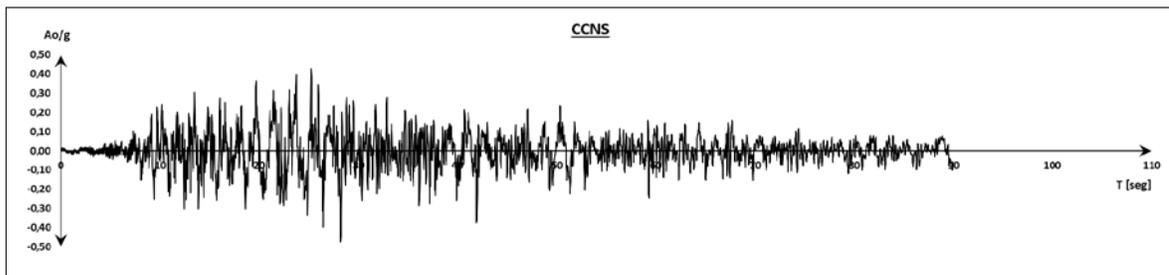


Figura 5.2 - Registro de aceleración, Concepción componente Norte - Sur.

➤ **Constitución componente 3 – T: CONT**

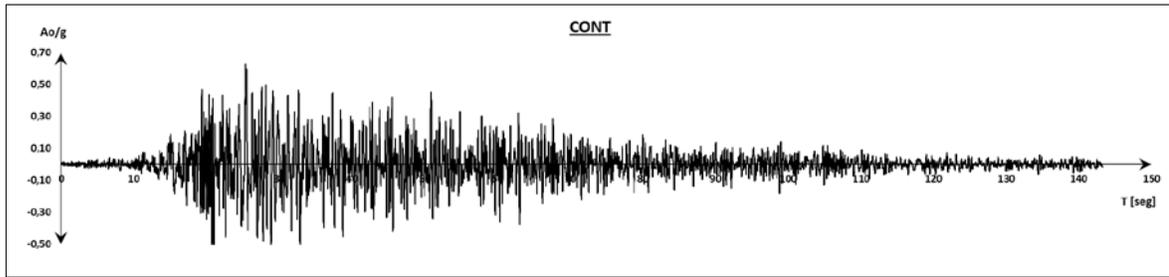


Figura 5.3 - Registro de aceleración, Constitución componente 3 - T.

5.2. Reglas de Histéresis.

5.2.1. Remennikov.

Esta regla de histéresis es utilizada para el modelamiento de elementos esbeltos de acero, particularmente el arriostamiento de las estructuras que están sometidas a fluencia en tracción y pandeo global en compresión. Esta regla permite ilustrar el comportamiento de la riostra al momento de disipar energía por medio de la deformación, permitiendo reconocer el efecto que se obtiene en el instante que ocurre el pandeo del elemento.

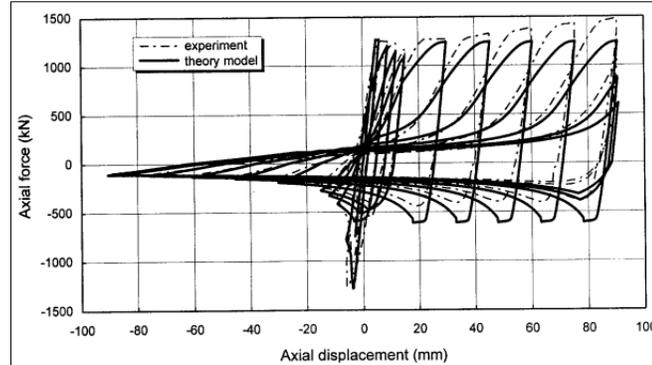


Figura 5.4 - Regla de histéresis, arriostamiento de acero [31].

Los parámetros que definen la regla de histéresis Remennikov para el programa Ruaumoko son:

- *I_{minor}*: Momento de inercia sobre el eje menor.
- *S_{minor}*: Módulo plástico sobre el eje menor.
- *K*: Parámetro de longitud efectiva ($L_{\text{eff}} = KL$).
- *ALFA*: Factor de endurecimiento. ($1.0 \leq \alpha \leq 1.5$).
- *BETA*: Factor Beta, se recomienda un valor entre 1.2 – 1.4 ($\beta > 1$).

- *THETA0*: Deformación inicial.
- *E1*: Módulo efectivo 1 (>0.0).
- *E2*: Módulo efectivo 2 (>0.0).
- *E3*: Módulo efectivo 3 (>0.0).
- *E4*: Módulo efectivo 4 (>0.0).
- *N*: Modificación del efecto de endurecimiento.
- *SHAPE*: Tipo de sección de arriostamiento: (1 perfiles H, 2 perfiles circulares y 3 perfiles tubulares).

El valor utilizado en los parámetros alfa, beta, theta0, e1, e2, e3 y e4 fueron obtenidos con base en estudios realizados en la Universidad Estatal de Iowa, EE. UU. [32]. En la Tabla 5.2 se presentan los valores utilizados para ambos casos, con arriostamiento convencional, con y sin nodo central.

Tabla 5.2 - Parámetros utilizados - Remennikov.

Alpha	Beta	Theta0	K	E1	E2	E3	E4	N	Shape
1.5	1.2	0	1	0.2	0.95	1.2	0.25	0	1

5.2.2. Bounded Ramberg-Osgood.

Esta regla se encuentra en función de la regla de histéresis de Ramberg-Osgood [31], donde esta última relaciona la fuerza de fluencia, la rigidez elástica del elemento y factor de modificación de rigidez. En la Figura 5.5 se expone los parámetros que influyen en la regla de histéresis.

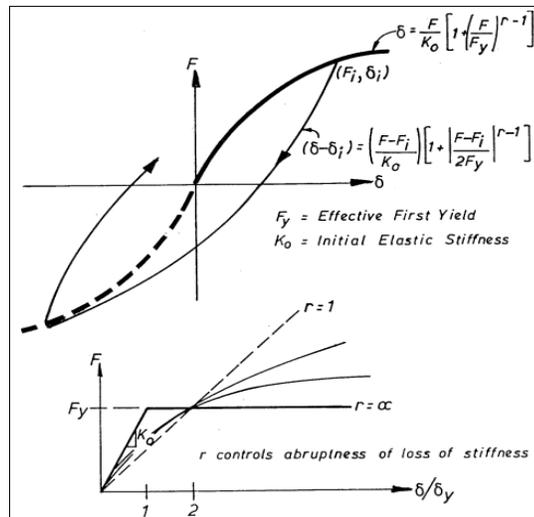


Figura 5.5 - Parámetros de Ramberg-Osgood [31].

El parámetro por definir en la regla de histéresis para el programa Ruaumoko es el factor r , que permite suavizar la curva de comportamiento del elemento, de tal manera de representar el efecto Bauschinger. Este valor puede tomar cualquier valor mayor o igual a 1, donde un valor mínimo ($r=1$) genera un comportamiento elástico, y en el caso de un valor de r muy grande ($r \geq 100$) entrega un comportamiento elasto-plástico. En este trabajo se utiliza un factor de r igual a 20, permitiendo obtener resultados óptimos al replicar el efecto Bauschinger, en comparación con reglas de histéresis bilineales donde dicho efecto se pierde (Takeda Modificado, PEAK Oriented, Dood-Restrepo, entre otros).

5.3. Modelos de análisis.

La estructura fue analizada en un sentido X, considerando las cargas permanentes y de operación en los nodos de la estructura. Se realizaron cuatro modelos para los siguientes casos:

- Arriostramiento convencional con nodo central.
- Arriostramiento convencional sin nodo central.
- Dispositivos ADAS.
- Arriostramiento B.R.B.

A continuación, se presentan los modelos utilizados para cada caso.:

➤ **Arriostramiento convencional con nodo central.**

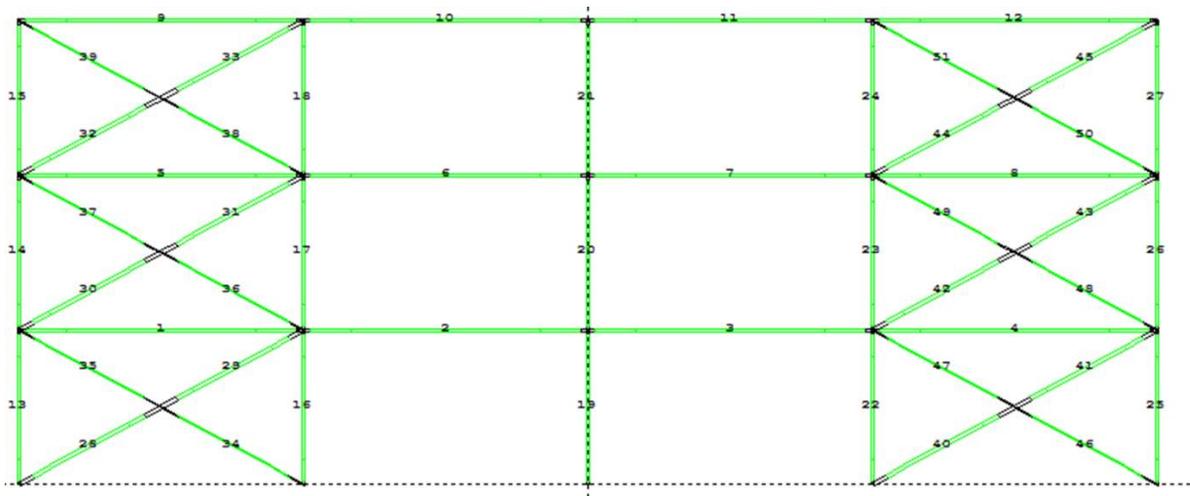


Figura 5.6 - Modelo bidimensional, arriostramiento convencional con nodo central.

➤ **Arriostramiento convencional sin nodo central:**

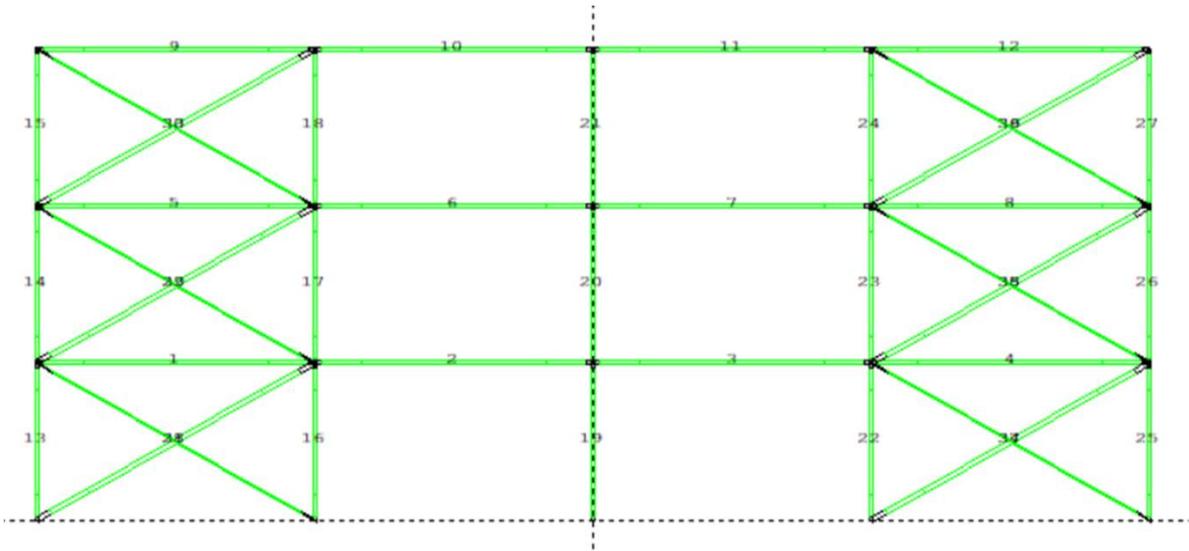


Figura 5.7 - Modelo bidimensional, arriostramiento convencional sin nodo central.

➤ **Dispositivo ADAS:**

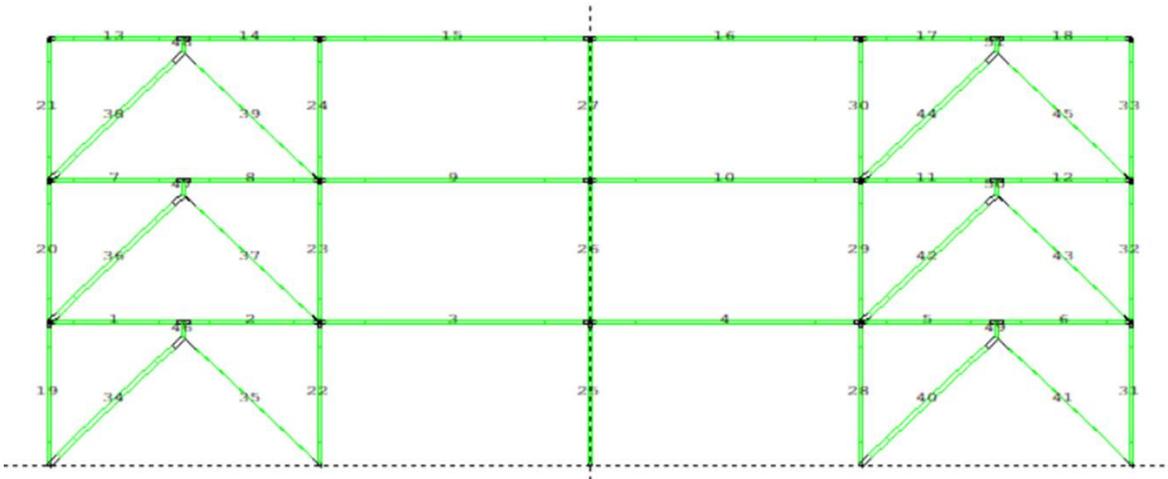


Figura 5.8 - Modelo bidimensional, dispositivo ADAS.

➤ **Arriostramiento B.R.B:**

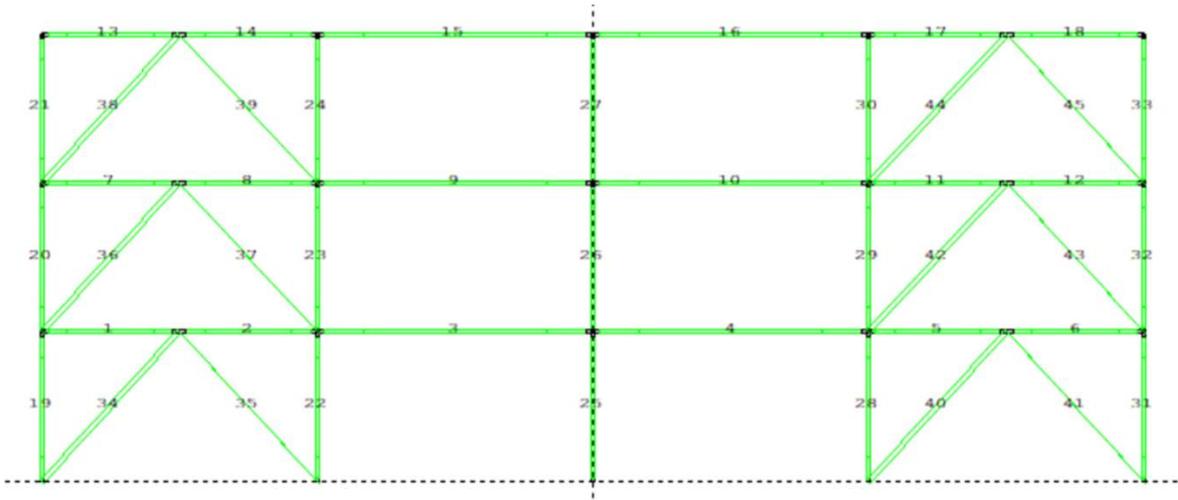


Figura 5.9 - Modelo bidimensional, arriostramiento B.R.B.

En la Tabla 5.3 se presenta el período fundamental de la estructura obtenido desde el programa Ruaumoko en comparación con lo obtenido por el programa ETABS.

Tabla 5.3 - Períodos fundamentales.

Modelo	$T_{n, ETABS}$	$T_{n, RUAUMOKO}$
Convencional	0,48	0,54
ADAS	0,74	0,69
B.R.B.	0,69	0,77

5.3.1. Modelación de elementos estructurales.

Los elementos estructurales (vigas, columnas y diagonales) en los modelos de arriostramiento convencional con o sin nodo central y ADAS, son modelados como elementos *Frame* del tipo “*Giberson Beam*”, este tipo de modelo presenta una concentración de la plasticidad en sus extremos manteniendo el interior del elemento con propiedades elásticas [30].

En los dispositivos ADAS y arriostramiento B.R.B., ambos son modelados como un elemento *Spring* permitiendo incorporar la rigidez perpendicular del dispositivo replicando el modelamiento utilizado en el análisis elástico en el caso de los dispositivos ADAS, para el caso B.R.B. es posible determinar la rigidez axial del elemento. En ambos casos es posible restringir la resistencia de fluencia en tracción y compresión de los elementos modelados.

5.4. Resultados tiempo-historia.

Los resultados gráficos de la respuesta histerética de los elementos de cada modelo se encuentran en el ANEXO III, solo se encuentran graficados los elementos que obtienen un comportamiento histerético. Los elementos que no se encuentran graficados son elementos que permanecen con un comportamiento lineal durante la excitación, sin disipar energía por medio de deformación del elemento.

Es posible ver desde los resultados de los ciclos histeréticos de los elementos expuestos en el ANEXO III que existe una diferencia entre el sistema de arriostamiento convencional y los sistemas ADAS y B.R.B. Es posible evidenciar que, en el sistema convencional con nodo central, solo los elementos 28, 34, 40 y 46 contienen un comportamiento histerético, es decir, solo los elementos que se encuentran en el primer nivel conectados a las placas base permiten la disipación de energía por vías de la deformación del elemento. El arriostamiento convencional sin nodo central presenta hasta el segundo nivel un comportamiento histerético en sus elementos, y en los elementos ADAS y B.R.B. se tiene un comportamiento en los tres niveles, ante esto, es posible observar que el sistema convencional concentra las sollicitaciones a los elementos del primer piso en comparación con el arriostamiento convencional sin nodo central, ADAS y B.R.B. donde los esfuerzos en los elementos se distribuyen de manera más uniforme.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para los registros MMNS, CCNS y CONT para los cuatro casos de análisis: arriostamiento convencional con y sin nodo central, dispositivos ADAS y arriostamiento B.R.B. Como se mencionó anteriormente, los resultados a obtener del análisis tiempo-historia son: desplazamientos relativos máximos, drift máximo entre pisos, desplazamientos residuales máximos, drift residuales y aceleración absoluta máxima de la estructura.

5.4.1. Registro MMNS.

➤ Desplazamiento máximo relativo:

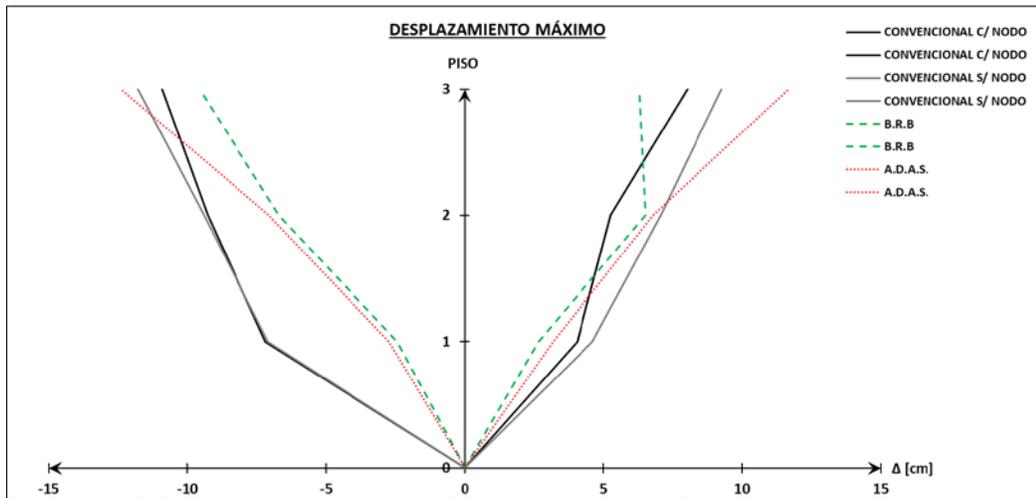


Figura 5.10 - Desplazamiento máximo relativo registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

➤ Drift máximo:

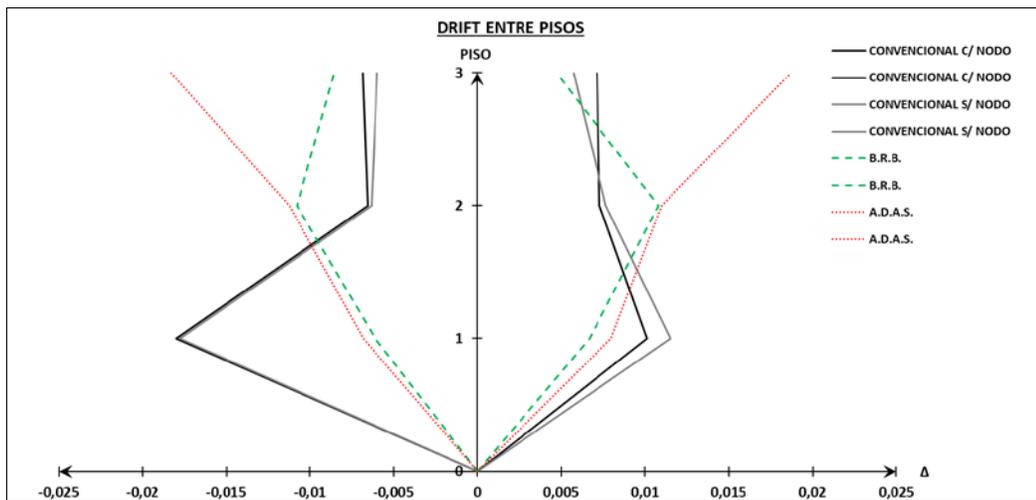


Figura 5.11 - Drift máximo entre pisos registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

➤ **Desplazamiento residual:**

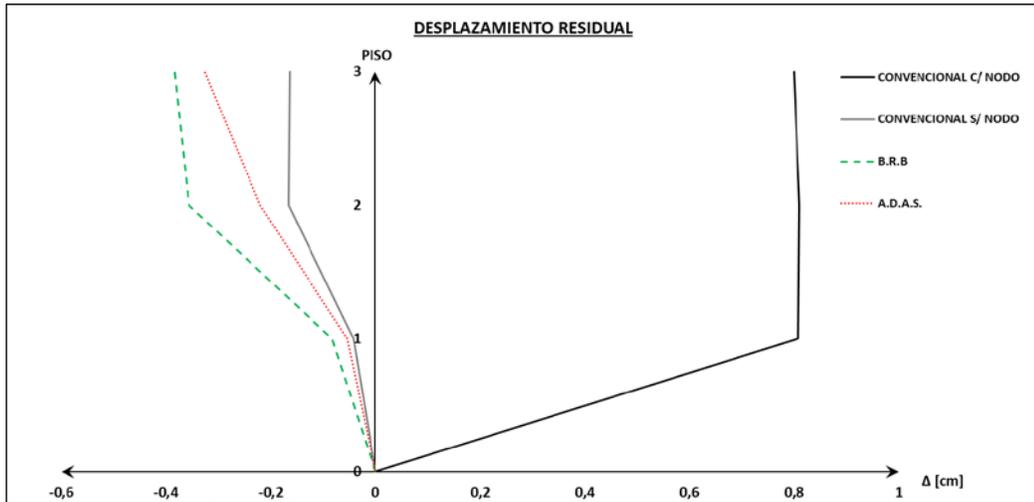


Figura 5.12 - Desplazamiento residual registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

➤ **Drift residual:**

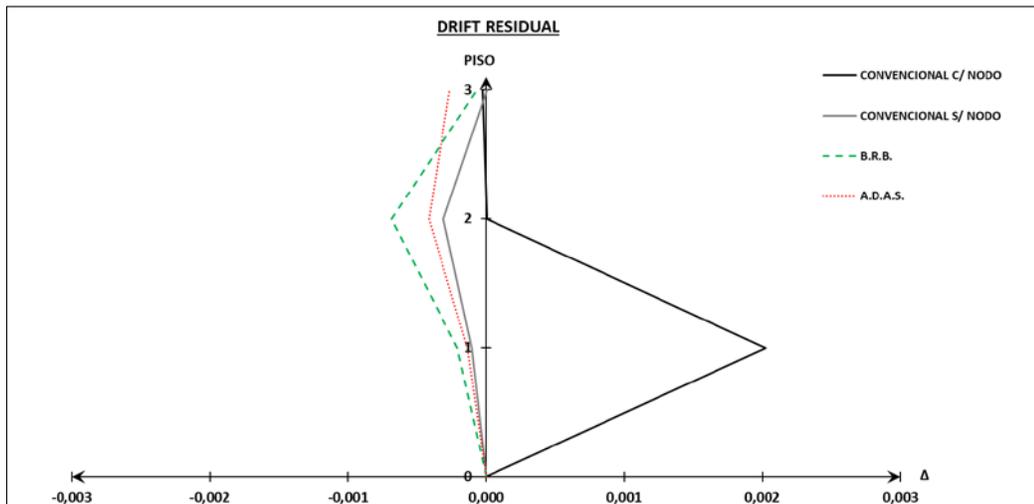


Figura 5.13 - Drift residual entre piso registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

➤ **Aceleración absoluta máxima:**

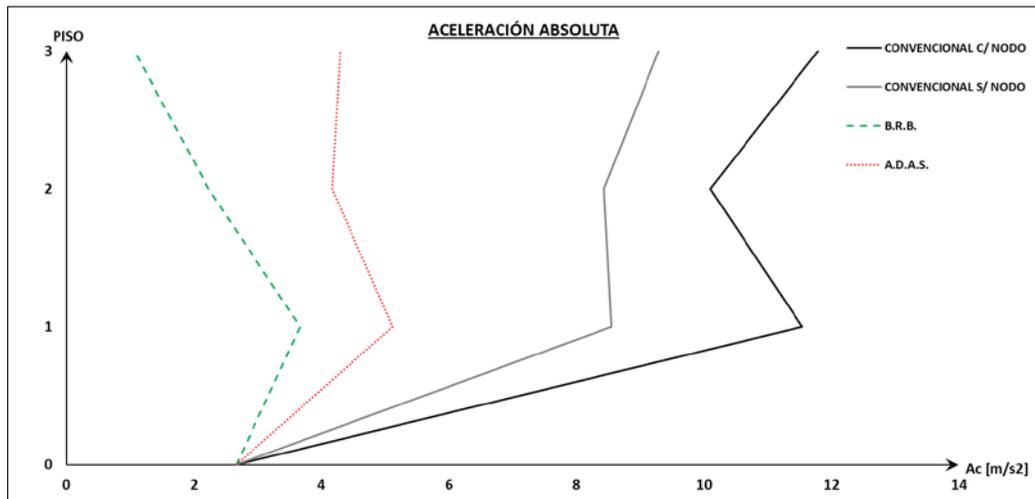


Figura 5.14 - Aceleración máxima absoluta registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

5.4.2. Registro CCNS.

➤ **Desplazamiento máximo relativo:**

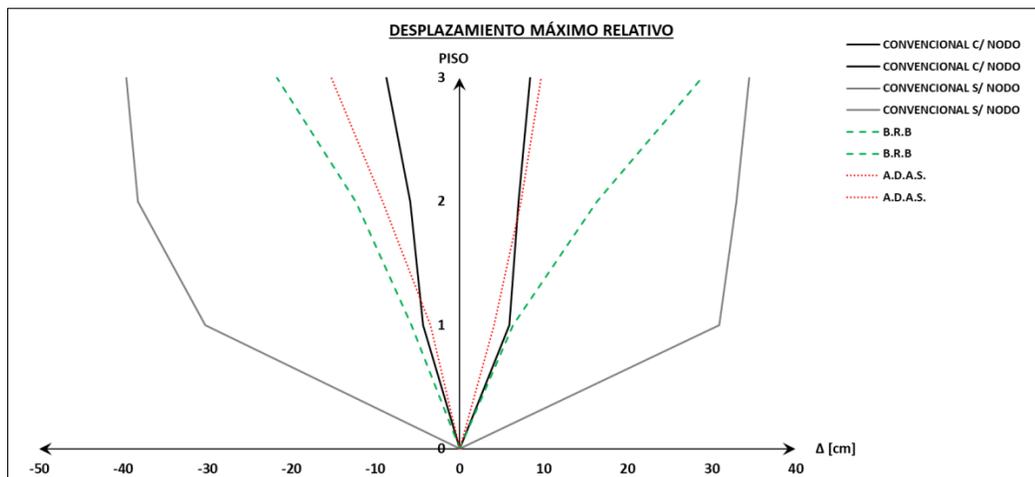


Figura 5.15 - Desplazamiento máximo relativo registro Concepción componente Norte - Sur.

➤ **Drift máximo:**

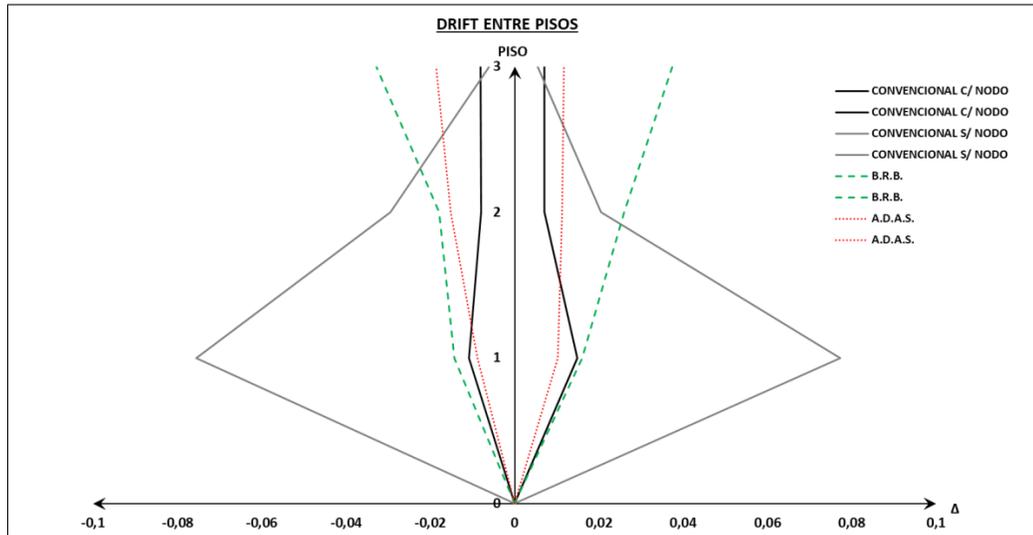


Figura 5.16 - Drift máximo entre piso registro Concepción componente Norte - Sur.

➤ **Desplazamiento residual:**

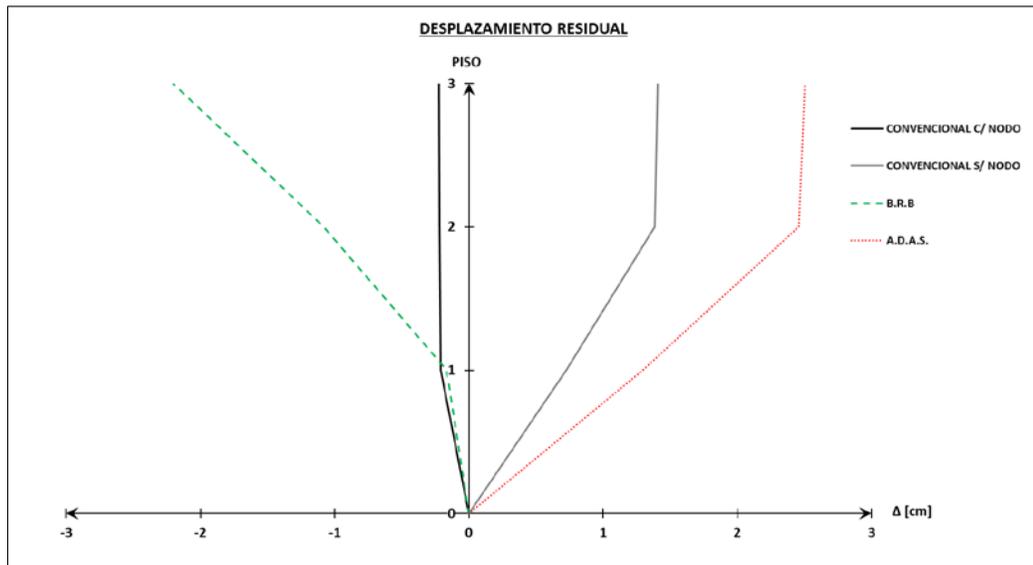


Figura 5.17 - Desplazamiento residual registro Concepción componente Norte - Sur.

➤ **Drift residual:**

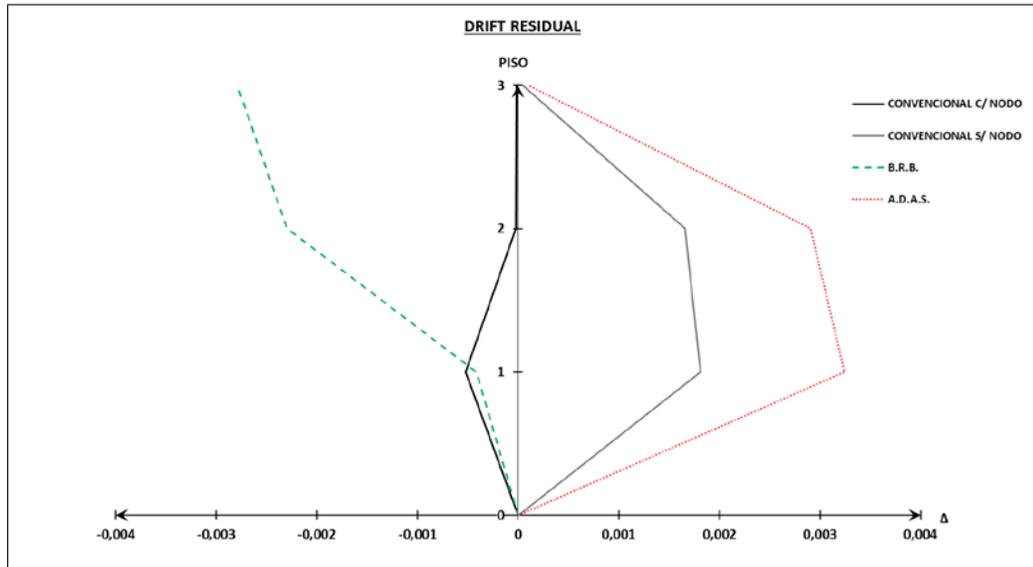


Figura 5.18 - Drift residual entre piso registro Concepción componente Norte - Sur.

➤ **Aceleración absoluta máxima:**

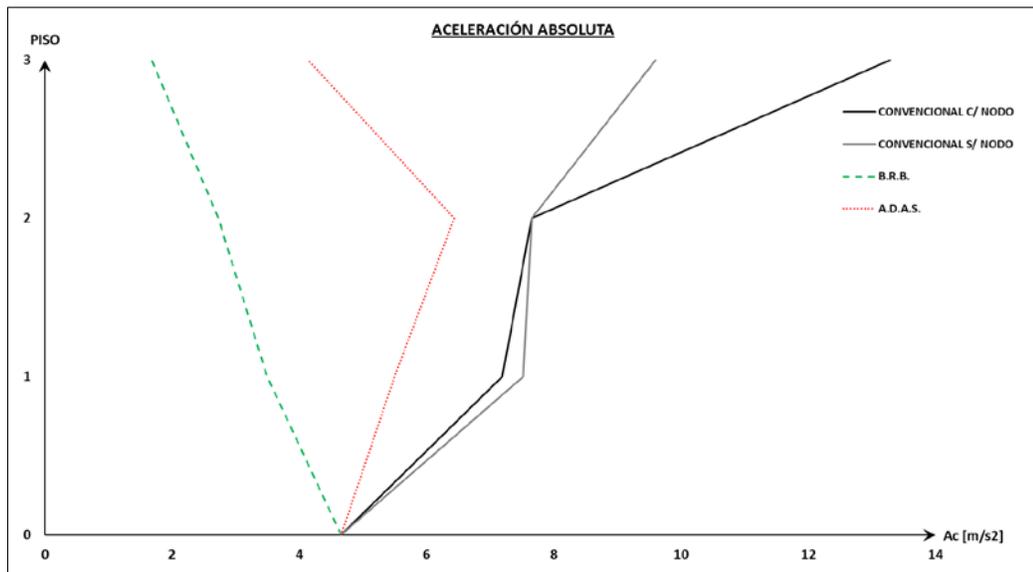


Figura 5.19 - Aceleración máxima absoluta por piso registro Concepción componente Norte - Sur.

5.4.3. Registro CONT.

➤ Desplazamiento máximo relativo:

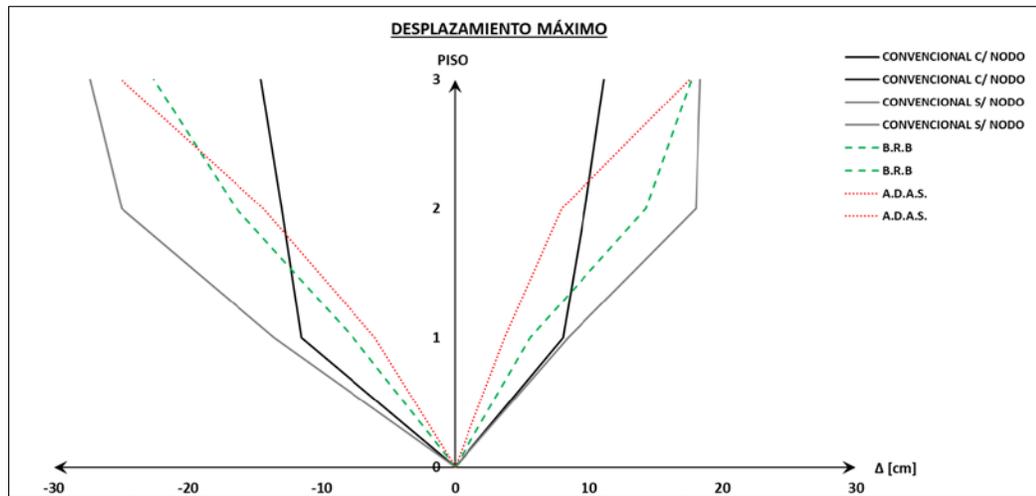


Figura 5.20 - Desplazamiento máximo relativo registro Constitución componente 3 - T.

➤ Drift máximo:

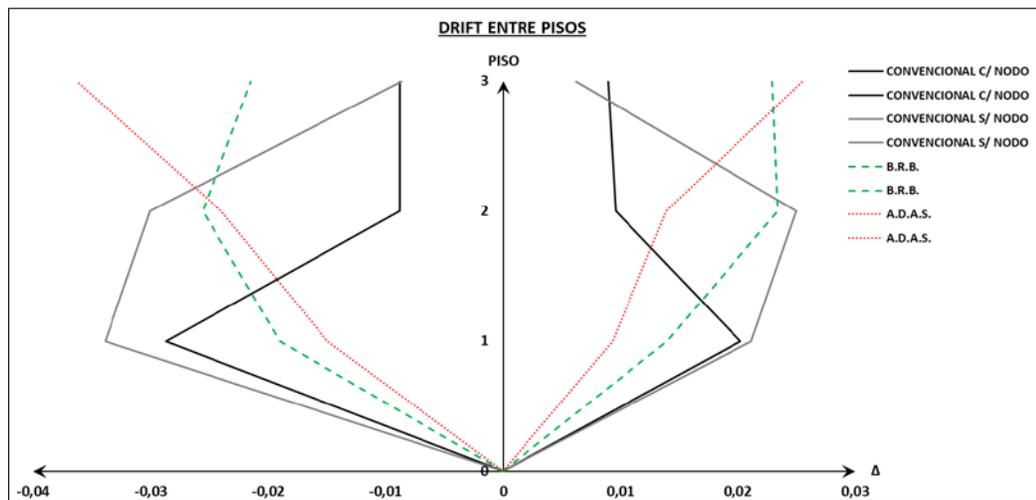


Figura 5.21 - Drift máximo entre piso registro Constitución componente 3 - T.

➤ **Desplazamiento residual:**

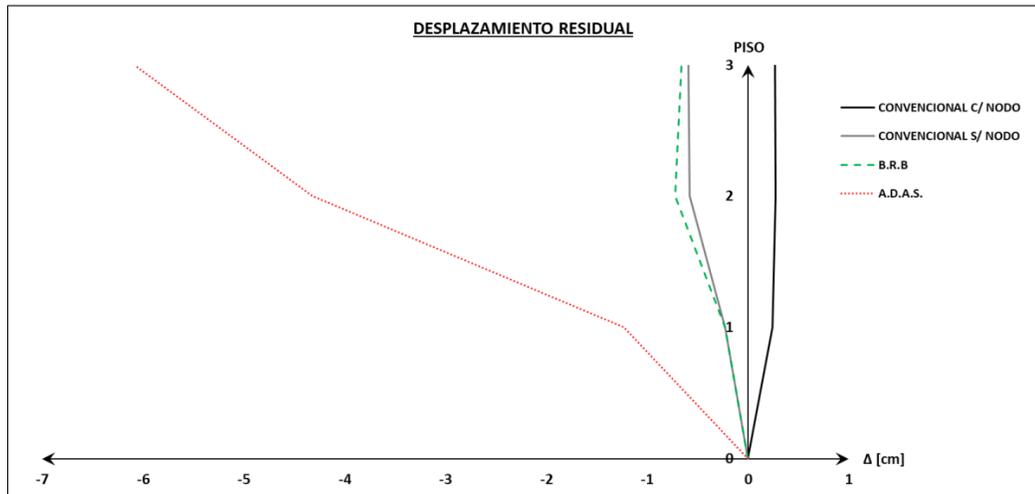


Figura 5.22 - Desplazamiento residual registro Constitución componente 3 - T.

➤ **Drift residual:**

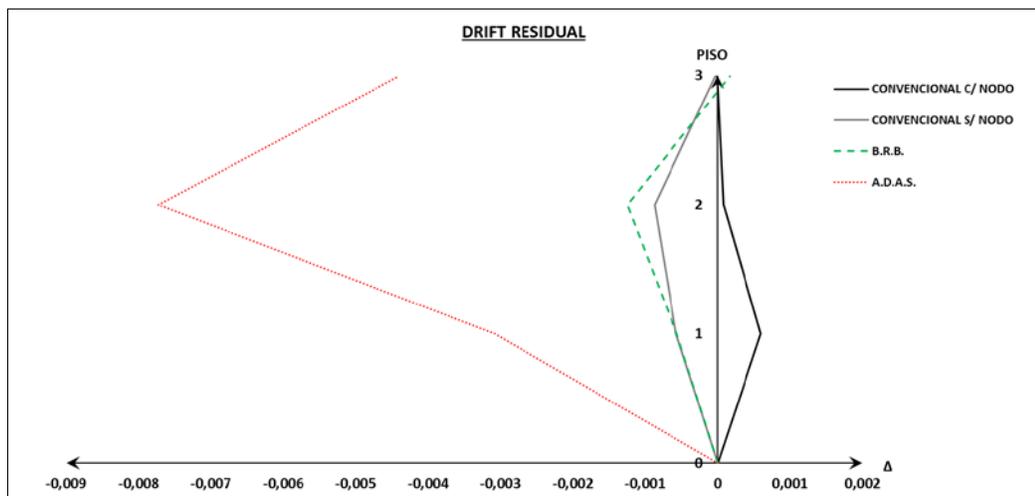


Figura 5.23 - Drift residual entre piso registro Constitución componente 3 - T.

➤ **Aceleración absoluta máxima:**

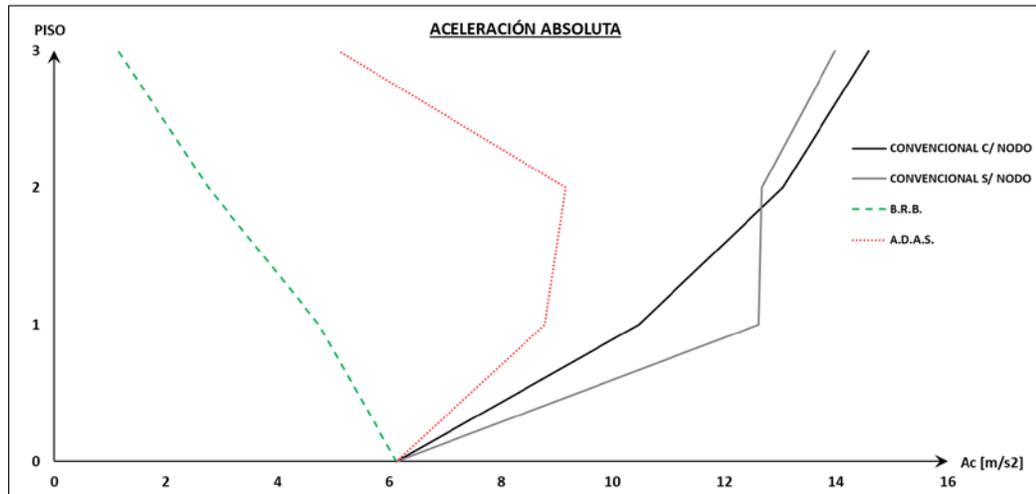


Figura 5.24 - Aceleración máxima absoluta registro Constitución componente 3 - T.

En general se tiene que las estructuras con los sistemas B.R.B. y ADAS presentan mayores desplazamientos y drift (máximos y residuales) que las estructuras con arriostramientos convencionales; sin embargo, se tiene una excepción de estos resultados en el registro Marga Marga donde la respuesta de la estructura con relación al desplazamiento y drift son mayores en un sistema de arriostramiento convencional que en los sistemas ADAS y B.R.B. Una posible relación que se tiene ante esta respuesta de la estructura es debido que la estructura con arriostramiento convencional (el período de la estructura) se encuentra en un pick del espectro de respuesta como se muestra en la Figura 5.25.

Un punto importante del análisis es destacar la disminución que se genera en la aceleración de la estructura por medio del uso de dispositivos ADAS y B.R.B. siendo esta una gran ventaja para elementos no estructurales que contiene la estructura.

Es posible visualizar que un sistema con arriostramiento convencional con nodo central genera una concentración de desplazamiento formando piso blando en la estructura, en comparación con los sistemas ADAS y B.R.B donde se obtiene una distribución de esfuerzos a lo alto de la estructura, generando un mejor comportamiento de los elementos disipadores de energía.

Priestley, Sullivan y Calvi [33] establecen tres límites ante los drift residuales de distintos sistemas estructurales, estos límites se encuentran establecidos en la mayoría de los códigos de diseño. Se tiene que el primer nivel permite que los desplazamientos residuales de la estructura no sean perceptibles por los usuarios y que la estructura se mantenga operable; el segundo límite establece que los desplazamientos residuales de la estructura sean perceptibles por los usuarios y que no

sea necesario que la estructura sea enderezada por medio de algún mecanismo, pero contiene reparaciones estructurales; el tercer límite no se encuentra establecido debido que no existe un límite ante el colapso de la estructura ya que este varía para cada estructura.

Sin embargo, el límite que se establece en el segundo nivel puede ser crítico ante estructuras de acero, ante esto, los autores determinan la necesidad de mayores estudios para establecer un límite más certero para estructuras de acero.

Tabla 5.4 - Límite de drift residual.

Sistema Estructural	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
	Sin Daño	Daño Reparable	Sin Colapso
Edificio	0,002	0,005	-
Puentes	0,002	0,014	-
Muro de Contención	0,005	0,010	-

5.5. Espectros de respuestas.

Al realizar un análisis no lineal es necesario saber el espectro de respuesta de una estructura con un amortiguamiento crítico del 2% o 5% según sea la materialidad de la estructura, acero o hormigón armado respectivamente. Para la obtención del espectro de respuesta se utiliza el módulo Spectra del programa Ruaumoko con un amortiguamiento crítico de 2% para una estructura de acero.

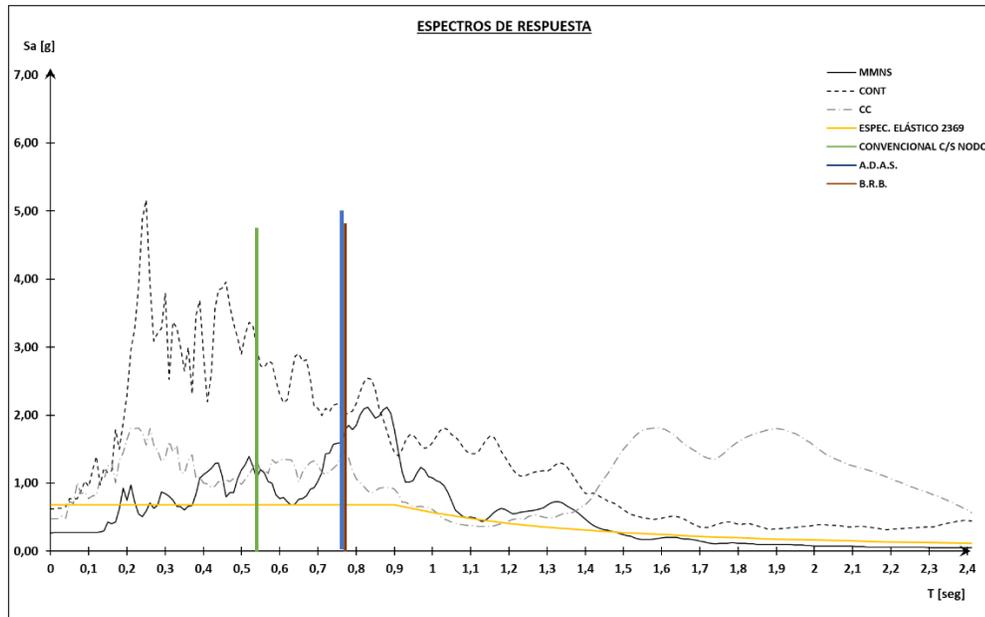


Figura 5.25 - Espectros de respuesta - 2% amortiguamiento crítico.

En la Figura 5.25 se muestra una clara diferencia que existe entre los espectros de respuesta para una estructura de acero con amortiguamiento crítico del 2% y el espectro elástico que establece la norma chilena [27]. Como consecuencia de lo antes mencionado el espectro de diseño utilizado en el diseño estructural, logra obtener diferencias de mayor magnitud con los espectros de respuesta obtenidos con los registros sísmicos utilizados en este trabajo. Debido a esto, se espera que los elementos de la estructura entren en el rango no lineal ante los registros sísmicos utilizados.

Cuando uno de los elementos estructurales de cualquier estructura entra al rango no lineal genera una disminución de la rigidez del sistema estructural, provocando un aumento del período de la estructura. Esto puede generar un desplazamiento del punto inicial donde se encontraba la estructura sobre un espectro llegando a un pick sobre este, donde se esperan obtener mayores sollicitaciones en una estructura.

5.6. Análisis de desplazamiento cuasi estático.

Uno de los análisis utilizados comúnmente para obtener información comparativa entre modelos es el análisis push-pull, este consiste en un protocolo de desplazamiento impuesto en uno o más nodos de la estructura. Este procedimiento permite ver la diferencia que existe entre modelos ante una misma excitación que se desarrolla a una velocidad muy baja de tal manera que permita disminuir efectos inerciales de la estructura.

Para este trabajo, utilizando dicho procedimiento, se pretende obtener la capacidad de amortiguamiento histérico del sistema ante una misma excitación. Para esto [34] establece la siguiente relación para obtener el amortiguamiento histérico de un sistema.

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hist} \quad (40)$$

$$\xi_{hist} = \frac{A_h}{2\pi \cdot F_m \cdot \Delta m} \quad (41)$$

Donde:

ξ_{eq} : Amortiguamiento equivalente.

ξ_{el} : Amortiguamiento elástico.

ξ_{hist} : Amortiguamiento histérico.

A_h : Área desarrollada en la curva de histéresis para un ciclo estable donde se alcanza un desplazamiento y un esfuerzo máximo.

F_m : Esfuerzo máximo obtenido en un ciclo estable.

Δ_m : Desplazamiento máximo obtenido en un ciclo estable.

5.6.1. Protocolo de desplazamiento.

Se establece un protocolo de desplazamiento de tal manera que se cumpla un movimiento cuasi estático, este protocolo cuenta con un período de 16 [seg/ciclo] alcanzando una amplitud máxima de 0,24 [m] es decir un 2% de drift de techo y con una duración máxima de 336 [seg]. A continuación, se presenta gráficamente el protocolo de desplazamiento.

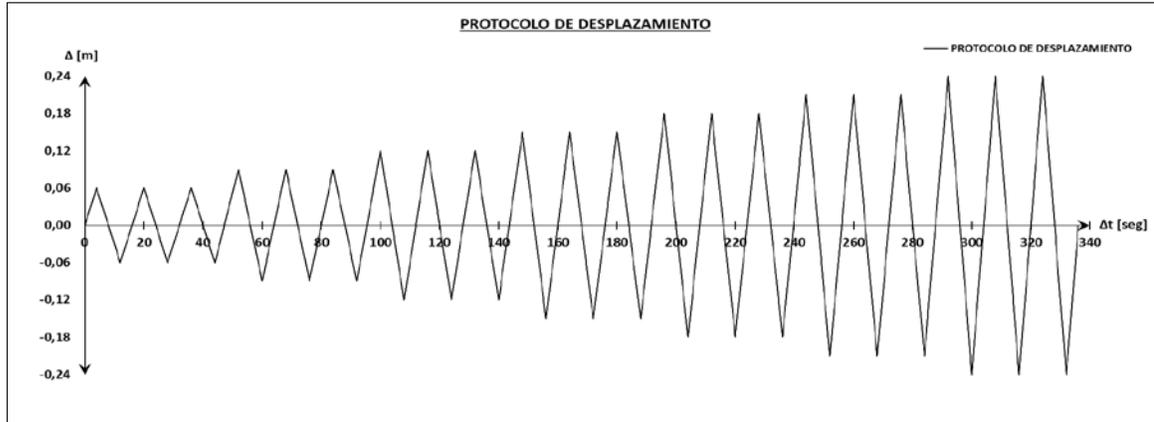


Figura 5.26 - Protocolo de desplazamiento.

5.6.2. Respuesta análisis cuasi estático.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para los cuatro modelos en estudio: arriostramiento convencional con y sin nodo central, dispositivo ADAS y arriostramiento B.R.B.

➤ **Arriostramiento convencional con nodo central:**

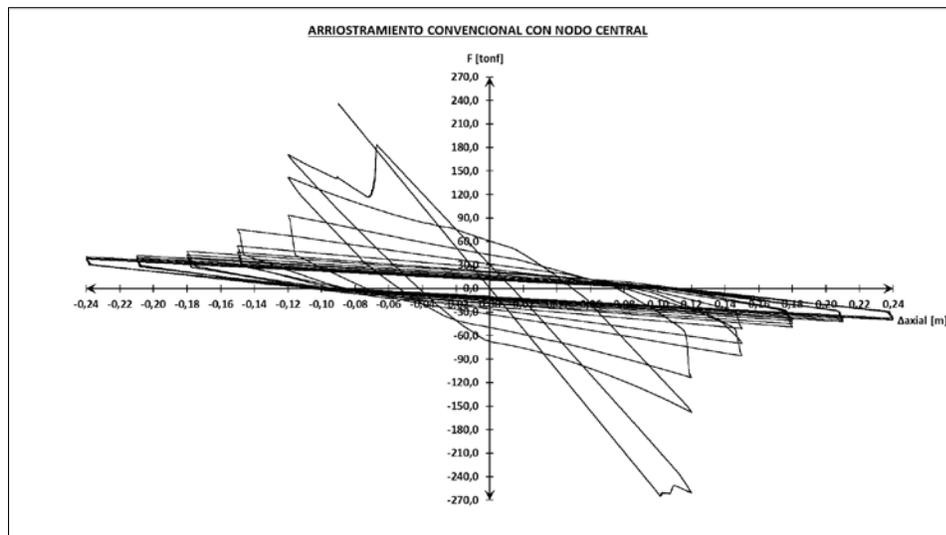


Figura 5.27 - Corte y deformación total de la estructura - arriostramiento convencional con nodo central.

➤ **Arriostramiento convencional sin nodo central:**

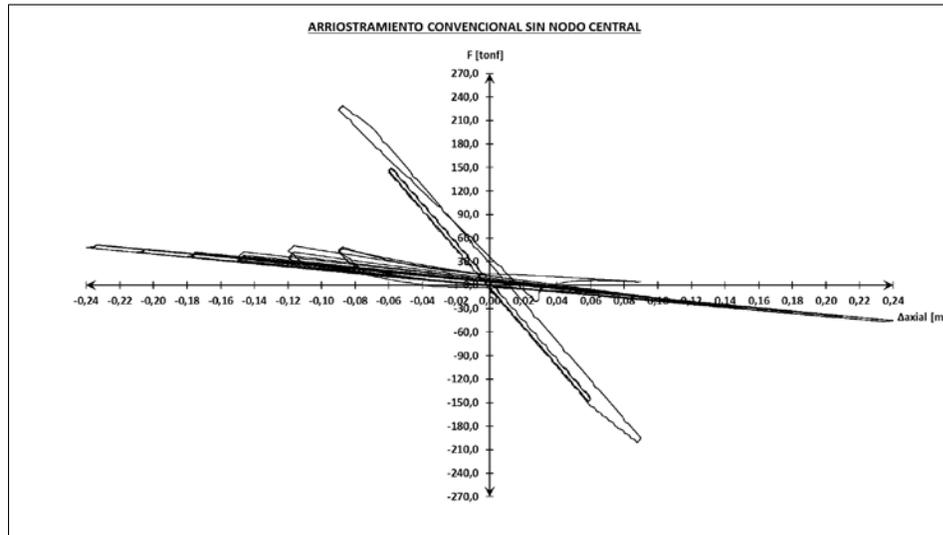


Figura 5.28 - Corte y deformación total de la estructura - arriostramiento convencional sin nodo central.

➤ **Dispositivo ADAS:**

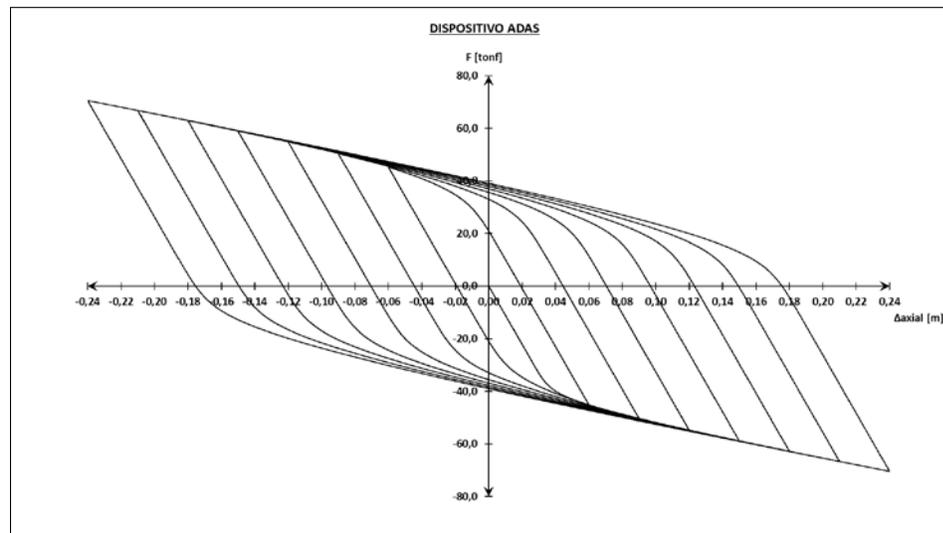


Figura 5.29 - Corte y deformación total de la estructura - dispositivo ADAS.

➤ **Arriostramiento B.R.B:**

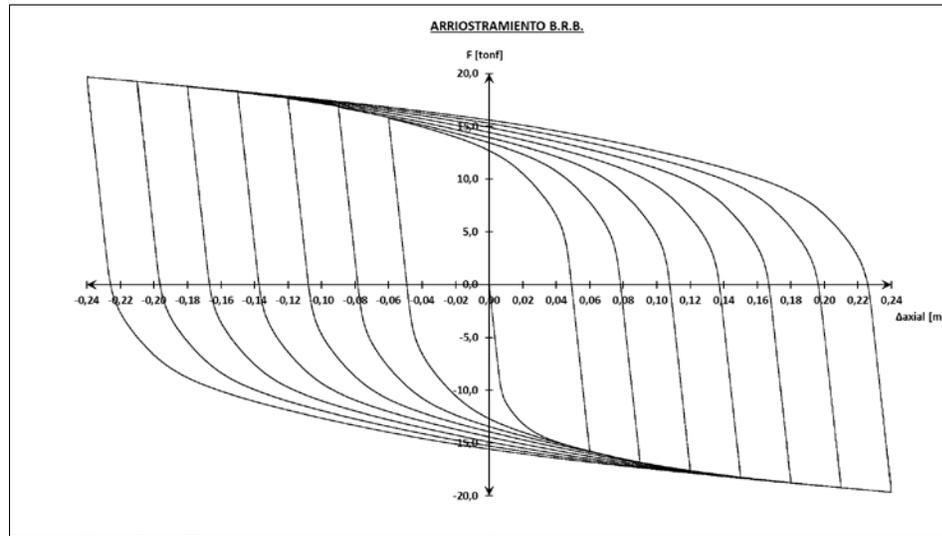


Figura 5.30 - Corte y deformación total de la estructura - arriostramiento B.R.B.

En función de la Ecuación 41 se determina el amortiguamiento histerético (viscoso) total que desarrolla la estructura. En la Tabla 5.5 se presentan el porcentaje de amortiguamiento histerético obtenido para cada modelo.

Tabla 5.5 - Porcentaje de amortiguamiento viscoso.

Sistema	% Amortiguamiento
Convencional con nodo central	18
Convencional sin nodo central	4
ADAS	29
B.R.B.	44

Ante los resultados expuesto es posible deducir que un sistema con arriostramiento convencional sin nodo central contiene una baja respuesta a la disipación de energía por medio del comportamiento histerético de los elementos, en comparación con un sistema de arriostramiento convencional con nodo central donde el amortiguamiento alcanza un 18%.

Para los dispositivos ADAS y B.R.B. se alcanzan valores de amortiguamiento bastante altos 29 y 44% respectivamente, ante esto, se puede deducir que en ambos sistemas la respuesta de la estructura es estable en todo momento, permitiendo alcanzar los valores antes mencionados. Cabe señalar que estos valores obtenidos son valores referenciales, debido a que este tipo de ensayo no representa una excitación sísmica real, y además la respuesta obtenida de los sistemas es para un drift equivalente al 2%, siendo mayor a lo permitido por la norma [27].

5.7. Análisis incremental (pushover).

El análisis pushover es un análisis estático no lineal, utilizado comúnmente como un método para la evaluación sísmica de una estructura. H. Krawinkler y K. Seneviratna [35], establecen que este método proporciona una información adecuada de las solicitaciones que se generar a partir de un espectro de diseño sobre los elementos estructurales, además de una aproximación en la distribución de fuerzas cuando algún elemento entra en su rango inelástico. Este tipo de análisis es una herramienta eficiente cuando se trata de estructuras donde la respuesta de esta es gobernada principalmente por el primer modo de vibrar.

Sin embargo, este procedimiento contiene limitaciones al ser aplicado en estructuras donde el efecto de los modos superiores de vibrar es significativo en la respuesta de la estructura, debido que el patrón de carga que se utiliza en este tipo de análisis es incorrecto [35].

En la Figura 5.31 se representa la respuesta de un sistema elástico e inelástico utilizando la aproximación de igual desplazamiento, esta aproximación permite estimar el factor de reducción aplicable al espectro de diseño por medio de la siguiente relación

$$R = F_{elástica}/F_{R2} \quad (42)$$

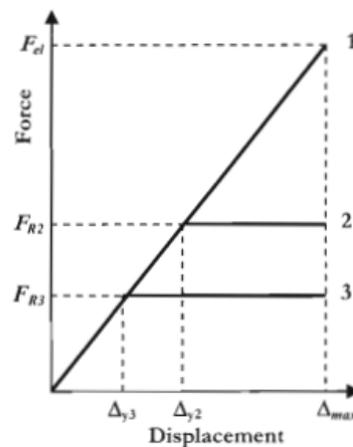


Figura 5.31 - Curva de aproximación igual desplazamiento.

Los resultados obtenidos del análisis pushover de la estructura para los dispositivos ADAS y B.R.B. en conjunto de la respuesta elástica de la estructura con los dispositivos antes mencionados y utilizando el espectro de diseño no reducido

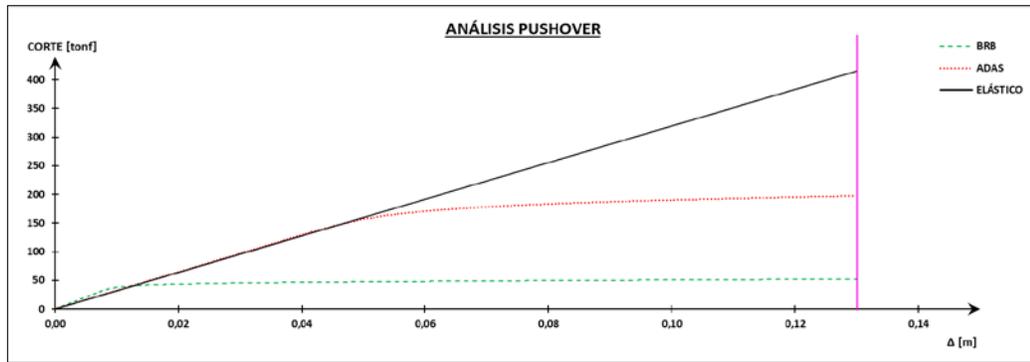


Figura 5.32 - Análisis pushover.

Desde la Figura 5.32 es posible obtener los cortes basales de la estructura cuando se alcanza la deformación elástica máxima, y por medio de la Ecuación 42 se tiene los siguientes factores de reducción.

Tabla 5.6 - Factor de reducción espectral.

Sistema	R
ADAS	2
B.R.B.	8

Se tiene que los factores de reducción presentados en la Tabla 5.6 difieren del factor utilizado en este trabajo ($R=5$) debido a que no existe una recomendación en la NCh 2369Of. 2003 para el factor de reducción a considerar para mecanismos disipadores de energía. Con lo antes mencionado, es posible entregar una estimación del factor de reducción para estructuras industriales de acero de similares características que la analizada en este trabajo, y además utilizando los dispositivos de energía ADAS y B.R.B.

Capítulo VI

6. Conclusiones y comentarios.

De acuerdo con lo expuesto y realizado en este trabajo, a continuación, se muestran algunas conclusiones y comentarios finales.

- 1) Los resultados obtenidos de los análisis dinámicos en el sistema convencional mostraron la relevancia de la conexión entre las diagonales para arriostramientos en forma de "X". El desempeño sísmico, en términos de desplazamientos y aceleraciones, es muy diferente. Los mejores resultados se obtienen al conectar las diagonales ya que con esto se aumenta la resistencia al pandeo de la misma y la rigidez de la estructura.

Al comparar el sistema estructural convencional con los que incorporan el sistema ADAS y B.R.B queda en evidencia la indeseable distribución de las deformaciones laterales del sistema convencional. En este sistema las deformaciones se concentran en el primer piso provocando un mecanismo de piso blanco. Por otro lado, los sistemas ADAS y B.R.B permiten una distribución más uniforme de las deformaciones a lo alto de la estructura lo que, en definitiva, implica menores daños (deformaciones de entrepiso).

Las aceleraciones de piso, generalmente asociadas al daño del contenido de una estructura, también fueron abordadas en este estudio. Bajo este criterio el uso de B.R.B y dispositivos ADAS reduce considerablemente las aceleraciones, en comparación a los sistemas convencionales. Nótese, además, que el sistema convencional es más rígido lo que explicaría en parte este fenómeno.

Respecto a las deformaciones residuales que presentan los sistemas, tanto los sistemas convencionales como el sistema B.R.B presentan deformaciones de entrepiso menores al 0,005 de altura de piso. Este valor es típicamente asociado en la literatura a un nivel de daño reparable. Respecto al sistema ADAS, las deformaciones remanentes son mayores, llegando incluso a valores cercanos al 0,008 de altura de piso; si bien es cierto es un valor alto, la deformación se concentra en el dispositivo que es fácil de reemplazar.

- 2) Los resultados obtenidos en el análisis cuasi estático demuestran que el amortiguamiento viscoso o histerético de una estructura con dispositivos ADAS o B.R.B. aumentan considerablemente alcanzando aproximadamente el doble de amortiguamiento que el sistema convencional. Ante esto, se tiene que la incorporación de estos mecanismos

pasivos son métodos eficientes para la disipación de energía, permitiendo mejorar la respuesta sísmica de una estructura industrial de acero.

- 3) Finalmente, como futuros trabajos, sería interesante analizar cada uno de los sistemas presentados en este estudio haciendo variaciones en la rigidez, su distribución de la misma en altura, deformaciones y cortes de activación, etc. En definitiva, un estudio paramétrico que permita optimizar cada uno de ellos.

Referencias.

- [1] U. de Chile Departamento de Ingeniería Civil, M.w=8.8: Terremoto en Chile, 2012.
- [2] D. L. Lefin, «¿Cuánto le costó el terremoto a Chile?,» 20 Febrero 2011. [En línea]. Available: <http://diario.latercera.com/edicionimpresa/cuanto-le-costo-el-terremoto-a-chile/>.
- [3] M. P. Duque & J.A. Oviedo, «Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones,» Colombia, 2006.
- [4] A. Filiatrault & C. Christopoulos, Principle of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation, 2006.
- [5] G. W. Housner, «Limit design of structures to resist earthquake,» Berbley, California, 1956.
- [6] V. Bertero y. C. M. Uang, «Use of energy as design criterion in earthquake resistant design,» 1988.
- [7] Corporación de Desarrollo Tecnológico - Camara Chilena de la Construcción, «Protección sísmica de estructuras,» 2011.
- [8] I. Buckle, «Passive Control of Structures for Seismic Loads,» 2000.
- [9] W. Wenger, E. Popov & G. Black, «Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal,» 1980.
- [10] P. Uriz & S. Mahin, «Seismic Performance Assesment of Concentrically Braced Steel Frames,» Vancouver, Canada, 2004.
- [11] K. Auger, R. Tremblay & A. Imanpour, «Seismic Design of Multi-Tiered Steel Braced Frames including the Contribution from Gravity Columns,» Quebec, Canada, 2014.
- [12] R. Boroschek, R. Retamales, L. Rozas & I. Aiken, «Buckling Restrained Unbonded Braces for improved seismic performance: Research, Development y Testing and Theory,» 2013.
- [13] M. Eslamimanesh, A. Entezari, O. Noori & M. TahamouliRoudsari, «Experimental Assessment of Retrofitting RC Moment Resisting Frames with ADAS and TADAS Yielding Dampers,» Irán, 2017.
- [14] A. Whittaker, «Seismic Testing of Steel Plate Energy Dissipation Devices,» 1991.
- [15] A. Filiatrault & S. Cherry, «Seismic design spectra for friction damped structures,» 1988.
- [16] D. Bergman & S. Goel, «Evaluation of Cyclic Testing of Steel-Plate Devices for Added Damping and Stiffness,» Michigan, 1987.
- [17] N. Makris, I. Aiken & C. Black, «Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces,» Berkeley, 2002.
- [18] J. W. Lai & K. C. Tsai, «Research and Application of Buckling Restrained Braces in Taiwan,» 2004.

- [19] I. Aiken, K. Kasai, I. Kimura & P. Clark, «Large Scale Testing of Steel Unbonded Braces for Energy Dissipation,» 2002.
- [20] K. C. Tsai, P. C. Hsiao, C. Y. Tsai & M.L. Lin, «Compressive behavior of Buckling Restrained Brace Gusset connections,» Nagoya, Japón, 2005.
- [21] S. Walterio & R. Sabelli, «Seismic Design of Buckling Restrained Braced Frames,» 2004.
- [22] J. C. McCormac & S. F. Csernak, Structural Steel Design, Pearson Education, 2012.
- [23] American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings - AISC 341, Chicago, 2016.
- [24] G. M. Silva Mardones, «Análisis no lineal de un marco arriostrado tipo diseñado con la NCh 2369.Of 2003,» Valparaíso, 2013.
- [25] Instituto Chileno del Acero, Manual de Diseño para Estructuras de Acero, Santiago, 2000.
- [26] American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings - AISC 360, Chicago, 2010.
- [27] Instituto Nacional de Normalización, «NCh 2369Of. 2003 - Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales,» Santiago de Chile, 2003.
- [28] Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada & A. Watanabe, «Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube,» Tokyo-Kyoto, 1988.
- [29] M. Rodríguez, E. D. Mora & R. Aguiar, «Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS,» 2016.
- [30] A. J. Carr, «Volume 2: User Manual for 2D Program.,» Christchurch, 2017.
- [31] A. J. Carr, «Ruaumoko Manual Vol. 5: Appendices, Strength and Stiffness Degradation,» Christchurch, 2016.
- [32] S. Momenzadeh, «Seismic Design Study of Concentrically Braced Frames with and without Buckling-controlled Braces.,» Ames, Iowa, 2017.
- [33] M. J. N. Priestley, G. M. Calvi & T.J. Sullivan, A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures., Pavia, Italia: IUSS Press, 2012.
- [34] G. M. Calvi, M. J. Kowalsky & M.J.N. Priestley, Displacement-Based Seismic Design of Structures, Pavia, Italia: IUSS PRESS.
- [35] H. Krawinkler & K. Seneviratna, «Pros and Cons of a pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation,» 1998.

ANEXO I – Verificación de esbeltez y resistencia.

1.1. Verificación de esbeltez - Columna

Como se establece en el Capítulo 2 la esbeltez seccional debe ser menor al límite λ_r que se establece en la tabla 8.1 de la NCh 2369Of. 2003 y la esbeltez global debe ser menor que $4,71\sqrt{E/F_y}$. Los cálculos fueron realizados por el software Excel, por lo que se presentan las ecuaciones utilizadas y la planilla de cálculo

➤ Razón ancho-espesor columna:

Primero se verifica la razón para las alas de la sección, se tiene:

$$\lambda = b/2t_f \quad (43)$$

$$\lambda_r = 0,64 \sqrt{(k_c E)/F_y} \quad (44)$$

$$k_c = 4/\sqrt{h/t_w} \quad (45)$$

Se tiene que:

Luego para el alma de la sección, se tiene:

$$\lambda = h/t_w \quad (46)$$

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{E/F_y} \quad (47)$$

➤ **Esbeltez global:**

Para el cálculo de la esbeltez global es necesario obtener el factor de reducción de longitud efectiva (K), el cual varía según el tipo de apoyo en que se encuentre la sección a analizar. En el caso de análisis, se considera que la columna se encuentra simplemente apoyada en sus extremos como se indica en la Figura A1.1. Se debe calcular en la esbeltez en dirección X e Y, y considerar la mayor en este caso se tiene, que la longitud efectiva no varía en ninguna dirección por lo que se considera el menor radio de giro de la sección en ambas direcciones.

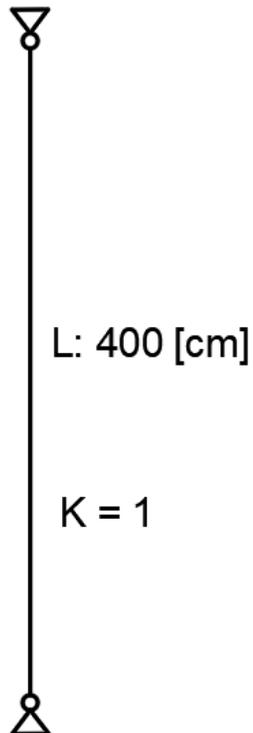


Figura A1.1 - Factor de longitud efectiva K - Columna.

Datos		Tipo de Perfil	
E [kg/cm ²]	2100000	H	
Fy [kg/cm ²]	2700	H200x54,6	
Fu [kg/cm ²]	4200		
L [cm]	400		
K	1		

D [mm]	200	Ag [cm ²]	69,6	Iy [cm ⁴]	1130
B [mm]	150	Ix [cm ⁴]	5080	Wy [cm ³]	150
tf [mm]	20	Wx [cm ³]	508	ry [cm]	4,02
tw [mm]	6	rx [cm]	8,55	Zy [cm ³]	226
P [kg/m ²]	54,6	Zx [cm ³]	578	Cw [cm ⁶]	91125
				J [cm ⁴]	81

Tabla 4.1a AISC 360 / COMPRESIÓN

λ_{ala} (b/t)	3,75
λ_{alma} (h/tw)	26,6666667
kc	0,77
$\lambda_{r, ala}$ (Lim.1)	15,71
$\lambda_{r, ala}$ (Lim.2)	27,16
$\lambda_{r, alma}$ (Lim. 1)	41,55

$$\lambda_{ala} = \frac{b}{t_f}$$

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w}$$

P. Local ALA	NO CONTROLA P. LOCAL	NO ESBELTA
P. Local ALMA	NO CONTROLA P. LOCAL	NO ESBELTA

λ_{global}	99,50
Lim_global	131,4

P. Global	NO CONTROLA P. GLOBAL	CUMPLE
-----------	-----------------------	--------

Figura A1.2 - Procedimiento de esbeltez local y global - Columna.

1.2. Verificación esbeltez – Diagonal.

Para el elemento en la diagonal se realiza el mismo procedimiento que el análisis de esbeltez de la columna, solo difiere en la longitud efectiva a considerar para la esbeltez global del elemento. En la Figura A1.3 se muestra el caso que se tiene ante diagonales con una configuración en X, donde la conexión que se tiene en el centro del sistema de arriostramiento es considerada como un apoyo simple debido a que no restringe el giro. En la Figura A1.3.b se muestra el caso que se tiene con diagonales para el sistema ADAS, cabe señalar que el sistema B.R.B. al ser un sistema que restringe el pandeo local y global de la diagonal la verificación de esbeltez del elemento no se considera.

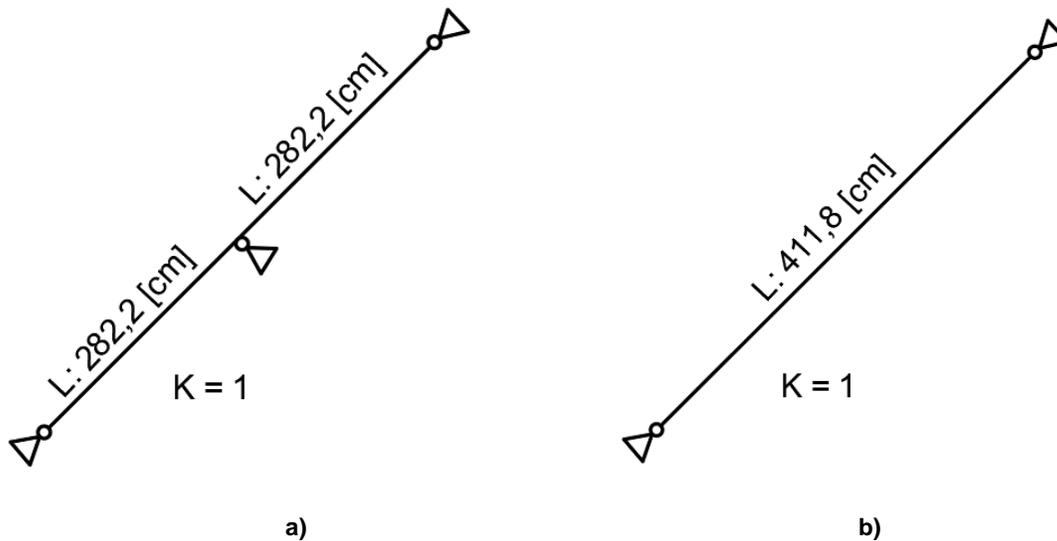


Figura A1.3 - Factor de longitud efectiva K - Diagonal a) Sistema convencional b) Sistema ADAS.

Datos		Tipo de Perfil	
E [kg/cm ²]	2100000	HR	
Fy [kg/cm ²]	2700	HR201X37,3	
Fu [kg/cm ²]	4200		
L [cm]	282,2		
K	1		

D [mm]	201	Ag [cm ²]	47,48	Iy [cm ⁴]	749
B [mm]	165	Ix [cm ⁴]	3410	Wy [cm ³]	90,8
tf [mm]	10	Wx [cm ³]	339	ry [cm]	3,97
tw [mm]	8	rx [cm]	8,47	Zy [cm ³]	139
P [kg/m ²]	37,2	Zx [cm ³]	381	Cw [cm ⁶]	68282
				J [cm ⁴]	14

Tabla 4.1a AISC 360 / COMPRESIÓN

λ_{ala} (b/t)	8,25
λ_{alma} (h/tw)	22,625
kc	0,84
$\lambda_{r, ala}$ (Lim.1)	16,37
$\lambda_{r, ala}$ (Lim.2)	29,15
$\lambda_{r, alma}$ (Lim. 1)	41,55

$$\lambda_{ala} = \frac{b}{tf}$$

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{tw}$$

a)

P. Local ALA	NO CONTROLA P. LOCAL	NO ESBELTA
P. Local ALMA	NO CONTROLA P. LOCAL	NO ESBELTA

λ_{global}	71,08
Lim_global	131,4

P. Global	NO CONTROLA P. GLOBAL	CUMPLE
-----------	-----------------------	--------

Datos		Tipo de Perfil	
E [kg/cm ²]	2100000	HR	
Fy [kg/cm ²]	2700	HR201X37,3	
Fu [kg/cm ²]	4200		
L [cm]	411,8		
K	1		

Perfil		HR	
D [mm]	201	47,48	749
B [mm]	165	3410	90,8
tf [mm]	10	339	3,97
tw [mm]	8	8,47	139
P [kg/m ²]	37,2	381	68282
			J [cm ⁴]
			14

Perfil		HR	
D [mm]	201	47,48	749
B [mm]	165	3410	90,8
tf [mm]	10	339	3,97
tw [mm]	8	8,47	139
P [kg/m ²]	37,2	381	68282
			J [cm ⁴]
			14

Tabla 4.1a AISC 360 / COMPRESIÓN

λ_{ala} (b/t)	8,25	$\lambda_{ala} = \frac{b}{tf}$
λ_{alma} (h/tw)	22,625	$\lambda_{alma} = \frac{h}{tw}$
kc	0,84	
$\lambda_{r, ala}$ (Lim. 1)	16,37	
$\lambda_{r, ala}$ (Lim. 2)	29,15	
$\lambda_{r, alma}$ (Lim. 1)	41,55	

P. Local ALA	NO CONTROLA P. LOCAL	NO ESBELTA
P. Local ALMA	NO CONTROLA P. LOCAL	NO ESBELTA

λ_{global}	103,73
Lim_global	131,4

P. Global	NO CONTROLA P. GLOBAL	CUMPLE
-----------	-----------------------	--------

b)

Figura A1.4 - Procedimiento de esbeltez local y global - Diagonales a) sistema convencional b) sistema ADAS.

1.3. Verificación de esbeltez - Viga

Según la normativa NCh 2369Of. 2003 se requiere para un elemento en flexión que la sección sea compacta, es decir que sea menor a la λ_p . La esbeltez límite varía según si se tiene elementos atiesados o no atiesado.

➤ **Razón ancho-espesor viga:**

Para la relación ancho-espesor de las alas, se tiene:

$$\lambda = b_f / 2t_f \quad (48)$$

$$\lambda_r = 0,38 \sqrt{E/F_y} \quad (49)$$

$$k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} \quad (50)$$

Para la relación ancho-espesor del alma, se tiene:

$$\lambda = h/t_w \quad (51)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{E/F_y} \quad (52)$$

Datos		H	
E [kg/cm ²]	2100000	HR200x50,1	
Fy [kg/cm ²]	2700	200	
Fu [kg/cm ²]	4200	150	
L [cm]	400	18	
K	1	6	

Tipo de Perfil	H						
Perfil	HR200x50,1						

D [mm]	Ag [cm ²]	Iy [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]
B [mm]	Ix [cm ⁴]	63,84	1010
tf [mm]	Wx [cm ³]	4710	135
tw [mm]	rx [cm]	471	3,98
P [kg/m ²]	Zx [cm ³]	8,59	204
		532	83845
			60

Tabla 4.1b AISC 360 / FLEXIÓN	
λ_{ala} (b/t)	4,17
λ_{alma} (h/tw)	27,33
$\lambda_{p, ala}$ (Lim.1)	10,60
$\lambda_{p, alma}$ (Lim.1)	104,86
$\lambda_{r, ala}$ (Lim.2)	27,79
$\lambda_{r, alma}$ (Lim.2)	158,97

P. Local ALA	NO CONTROLA P.LOCAL	COMPACTA
P. Local ALMA	NO CONTROLA P.LOCAL	COMPACTA

Figura A1.5 - Procedimiento de esbeltez local - Viga.

1.4. Verificación de resistencia máxima del perfil.

El procedimiento se realiza en función a la norma AISC 360, a continuación, se presentará el procedimiento realizado para la obtención de la resistencia máxima del perfil. Los cálculos han sido realizados en el software Excel.

➤ Resistencia máxima – Columna.

Al tener una sección no esbelta como lo indica la norma NCh 2369Of. 2003, el diseño a compresión y tracción se realiza según el Capítulo E y D respectivamente de la AISC 360 [26].

Tracción:

Para la fluencia de la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g ; \phi = 0,9 \quad (53)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (54)$$

Compresión:

Para la compresión se tiene un perfil no esbelto, luego el diseño se basa en el capítulo E las secciones E3.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (55)$$

Donde la tensión de pandeo por flexión F_{cr} se determina en función de la esbeltez del elemento, la tensión de pandeo elástico y la tensión de fluencia, como la esbeltez global del elemento λ es menor que $4,71\sqrt{E/F_y}$, se tiene:

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (56)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (57)$$

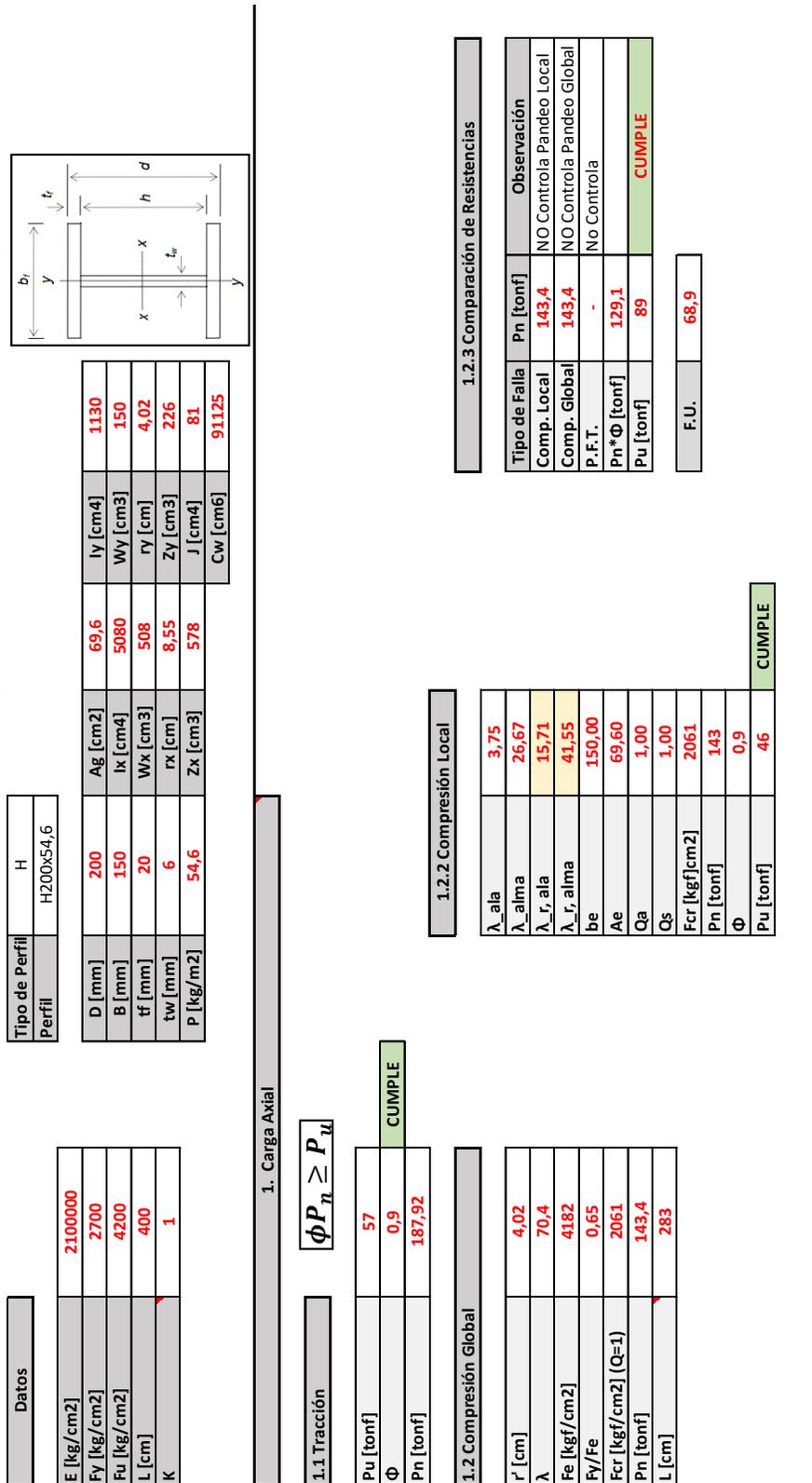


Figura A1.6 - Procedimiento resistencia axial – Columna.

➤ **Resistencia máxima – Diagonal.**

Para la diagonal se emplea el mismo procedimiento anterior debido a que se cuenta con una sección no esbelta. Se tiene:

Tracción:

Para la fluencia de la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g ; \phi = 0,9 \quad (58)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (59)$$

Compresión:

Para la compresión se tiene un perfil no esbelto, luego el diseño se basa en el capítulo E las secciones E3.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (60)$$

Donde la tensión de pandeo por flexión F_{cr} se determina en función de la esbeltez del elemento, la tensión de pandeo elástico y la tensión de fluencia, como la esbeltez global del elemento λ es menor que $4,71\sqrt{E/F_y}$, se tiene:

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (61)$$

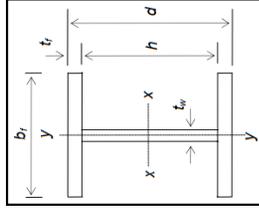
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (62)$$

Datos

E [kg/cm ²]	2100000
Fy [kg/cm ²]	2700
Fu [kg/cm ²]	4200
L [cm]	282,2
K	1

Tipo de Perfil	HR
Perfil	HR201x37,3

D [mm]	200	Ag [cm ²]	47,48	Iy [cm ⁴]	749
B [mm]	165	Ix [cm ⁴]	3410	Wy [cm ³]	90,8
tf [mm]	10	Wx [cm ³]	339	ry [cm]	3,97
tw [mm]	8	rx [cm]	8,47	Zy [cm ³]	139
P [kg/m ²]	37,3	Zx [cm ³]	381	J [cm ⁴]	14
				Cw [cm ⁶]	67569



1. Carga Axial

$$\phi P_n \geq P_u$$

1.1 Tracción

Pu [tonf]	29
Φ	0,9
Pn [tonf]	128,2

1.2 Compresión Global

r' [cm]	3,97
λ	71,3
Fe [kgf/cm ²]	4079
Fy/Fe	0,66
Fcr [kgf/cm ²] (Q=1)	2047
Pn [tonf]	97,2
L [cm]	283

1.2.2 Compresión Local

λ_ala	8,25
λ_alma	22,50
λ_r_ala	16,39
λ_r_alma	41,55
be	165,00
Ae	47,48
Qa	1,00
Qs	1,00
Fcr [kgf/cm ²]	2047
Pn [tonf]	97
Φ	0,9
Pu [tonf]	46

1.2.3 Comparación de Resistencias

Tipo de Falla	Pn [tonf]	Observación
Comp. Local	97,2	NO Controla Pandeo Local
Comp. Global	97,2	NO Controla Pandeo Global
P.F.T.	-	No Controla
Pn*Φ [tonf]	87,5	
Pu [tonf]	40	CUMPLE

F.U.	45,7
------	------

CUMPLE

a)

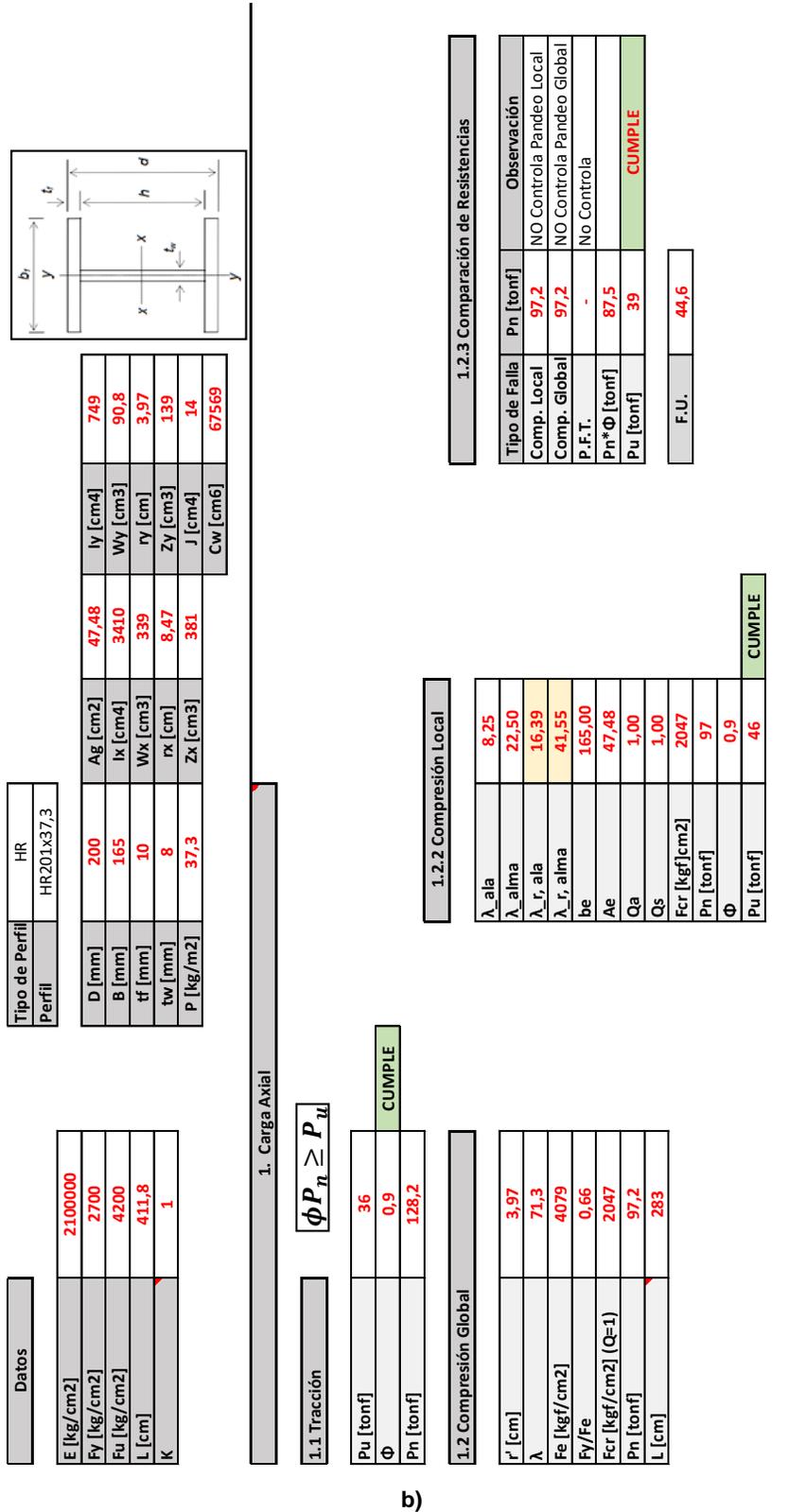


Figura A1.7 - Procedimiento resistencia axial - Diagonal a) Sistema convencional b) Sistema ADAS.

➤ **Resistencia máxima – Viga.**

Al tener una sección no esbelta como lo indica la norma NCh 2369Of. 2003, el diseño a flexión y corte se realiza según el Capítulo F y G respectivamente de la AISC 360 [26].

Flexión:

Para la flexión se tienen dos condiciones:

1. Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x ; \phi = 0,9 \quad (63)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (64)$$

Donde:

F_y : Tensión de fluencia [kgf/cm²]

Z_x : Módulo de sección plástico en torno al eje x [cm³]

2. Pandeo Lateral-Torsional:

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite del pandeo lateral-torsional no aplica.

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

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (65)$$

c) Cuando $L_b < L_r$:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (66)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + \frac{0,078(Jc)}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (67)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (68)$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{E/F_y} \quad (69)$$

$$L_r = \frac{1,95 r_{ts} E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (70)$$

donde:

L_p : Longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra el giro de la sección [cm].

L_b y L_r : Longitudes límites [cm].

E : Módulo de elasticidad del acero [kgf/cm²].

J : Constante torsional [cm⁴].

S_x : Módulo de sección elástico en torno al eje x [cm³].

c : Coeficiente varía según el perfil; simetría doble $c = 1$; para canales $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$

Corte:

Para el corte se tiene un perfil con alma atiesada, luego el diseño se basa en el Capítulo G las secciones G2.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v ; \phi = 1 \quad (71)$$

a) Para almas de miembros laminados de sección H con $\frac{h}{t_w} \leq 2,24\sqrt{E/F_y}$:

$$C_v = 1$$

b) Para almas de otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte de alma C_v :

i. Cuando $\frac{h}{t_w} \leq 1,10\sqrt{k_v E/F_y}$; $C_v = 1$

ii. Cuando $1,10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37\sqrt{k_v E/F_y}$; $C_v = \frac{1,10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$

iii. Cuando $\frac{h}{t_w} > 1,37\sqrt{k_v E/F_y}$; $C_v = \frac{1,51E k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$

Donde:

A_w : Área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma [cm²].

h : La 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 $\frac{h}{t_w} \leq 260$:

$$k_v = 5$$

Para almas atiesadas:

$$k_v = 5 + 5/\left(\frac{a}{h}\right)^2$$

a : Distancia libre entre atiesadores [cm].

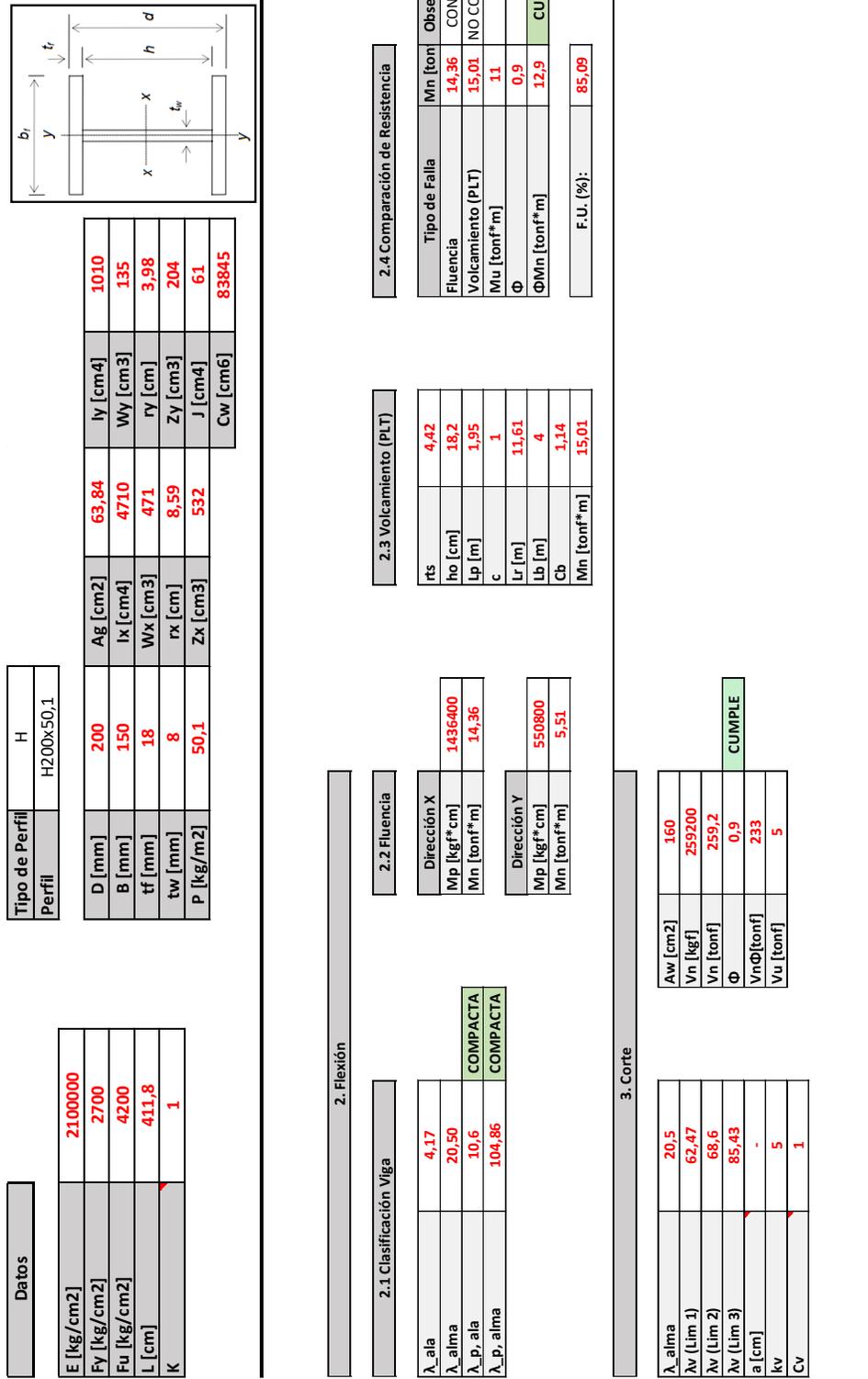


Figura A1.8 - Procedimiento resistencia flexión y corte.

ANEXO II – Diseño diagonales B.R.B.

2.1. Área de núcleo de acero

Para la obtención del núcleo de acero se tiene una relación con el método de diseño a utilizar, ya sea LRFD o ASD, y la sollicitación a compresión del elemento. Como las diagonales de este sistema trabajan de igual manera ya sea en compresión y tracción, se tiene que la resistencia a compresión es igual que a tracción [21], esto implica:

$$P_u = \phi F_y A_g ; \phi = 0,9$$

Luego:

$$A_g = \frac{P_u}{\phi F_y}$$

Considerando las sollicitaciones expuestas en la Tabla 4.3 y lo antes mencionados se tienen que:

Tabla A2.1 - Área del núcleo de acero.

Nivel	Diagonal	P _u [tonf]	A _{sc} [cm ²]
1	D ₁	45	20
2	D ₂	39	16
3	D ₃	24	11

2.2. Funda de acero

Para el diseño de la funda utilizando el método propuesto por Watanabe [28], se tiene:

$$\frac{P_e}{P_y} = 1,5 \quad (72)$$

$$P_y = F_y A_{sc} \quad (73)$$

$$P_{euler} = \frac{\pi^2 E I_o}{(KL)^2} \quad (74)$$

Donde:

I_o : Inercia de la funda de acero.

$P_e = P_{cr}$: Carga crítica o de Euler.

P_y : Carga de fluencia del núcleo de acero.

A_{sc} : Área de núcleo de acero.

Luego tomando cuatro tipos de secciones tubulares con distintas dimensiones y verificando que se cumpla la Ecuación (72), se tiene:

Tabla A2.2 - Funda de acero primer nivel.

Sección	I_o	P_e [kgf]	P_y [kgf]	P_e/P_y
100x100x4	223	23111	51300	0,5
135X135X5	695	72028	51300	1,4
150x150x4	800	82910	51300	1,6

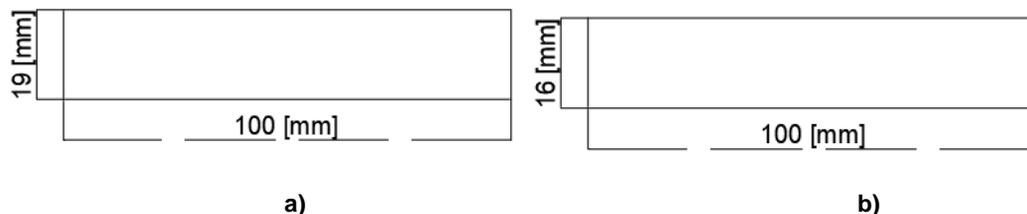
Tabla A2.3 - Funda de acero segundo nivel.

Sección	I_o	P_e [kgf]	P_y [kgf]	P_e/P_y
100x100x4	223	23111	43200	0,5
135X135X5	695	72028	43200	1,67
200x150x3	780	80837	43200	1,87

Tabla A2.4 - Funda de acero tercer nivel.

Sección	I_o	P_e [kgf]	P_y [kgf]	P_e/P_y
100x100x4	223	23111	29700	0,78
135x135x4	575	59591	29700	2
135X135X5	695	72028	29700	2,43

Se tiene que el núcleo de acero es una sección rectangular de distintas dimensiones en cada nivel de la estructura como se presenta en la Figura 2.16. En función a la primera expresión presentada para el coeficiente de confinamiento, se tiene:





c)

Figura A2.1 - Esquema núcleo del acero a) Primer nivel b) Segundo nivel c) Tercer nivel.

ANEXO III – Ciclos de histéresis.

A continuación, se presentan los resultados histeréticos de los elementos que se encuentran en estudio: arriostramiento convencional con o sin nodo central, disipadores ADAS y arriostramiento B.R.B. Al ser una estructura simétrica los resultados que se obtienen en los elementos en el lado izquierdo del modelo son iguales al lado derecho, ante eso, se graficaran sólo los elementos del lado izquierdo del modelo que presentan un comportamiento histerético.

3.1.Registro MMNS.

➤ Arriostramiento convencional con nodo central:

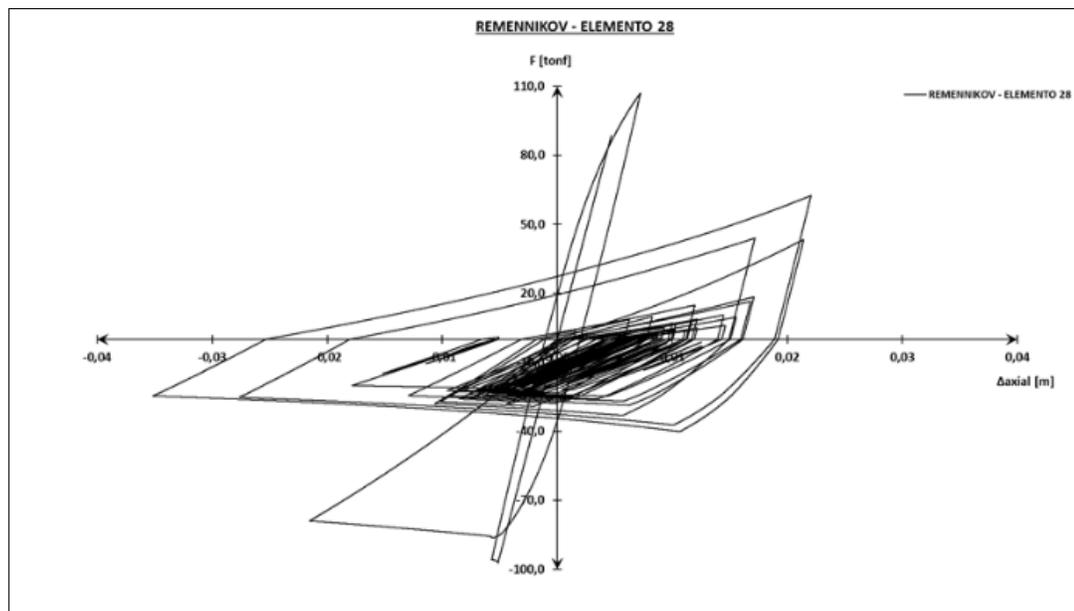


Figura A3.1 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

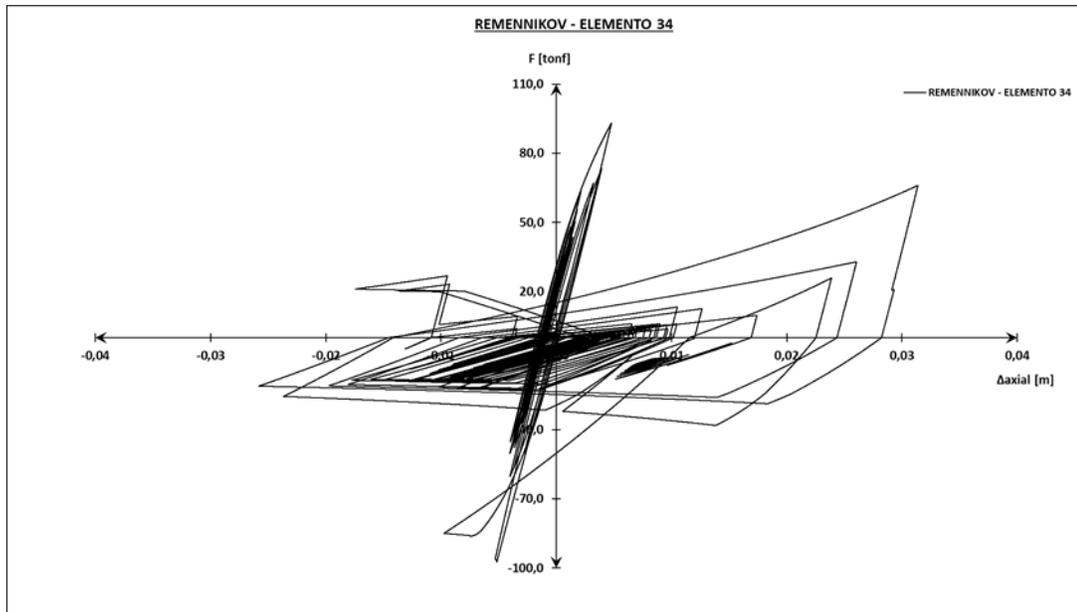


Figura A3.2 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

➤ Arriostramiento convencional sin nodo central:

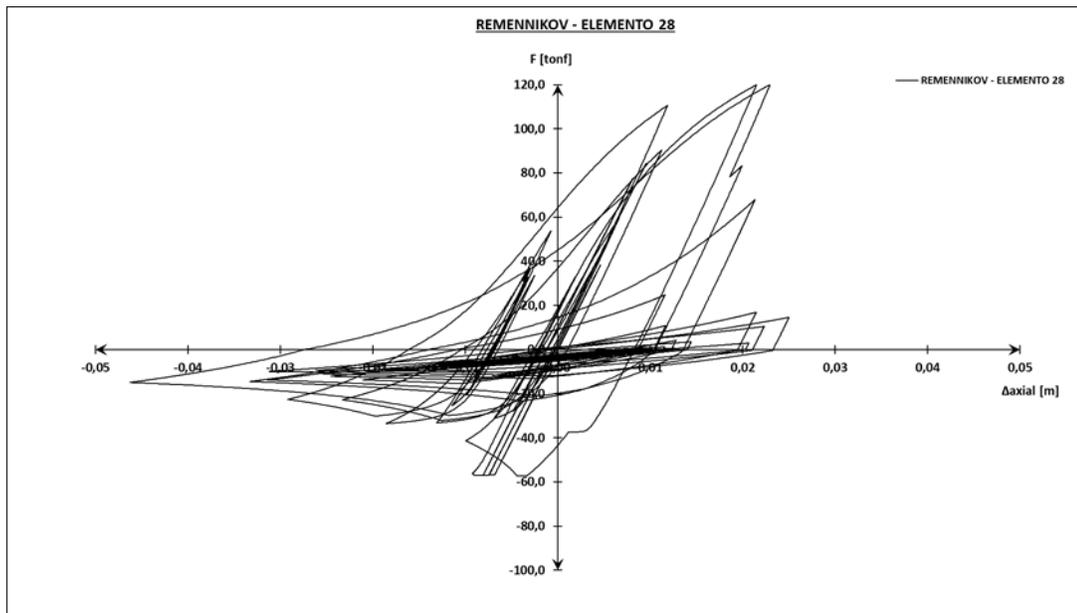


Figura A3.3 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

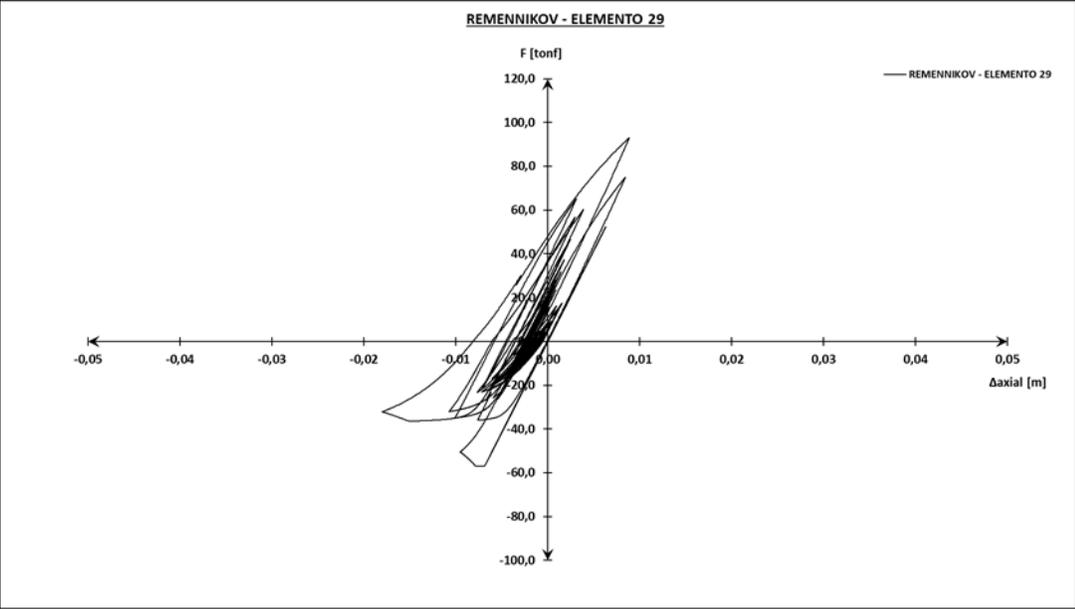


Figura A3.4 - Ciclo de histéresis - elemento 29, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

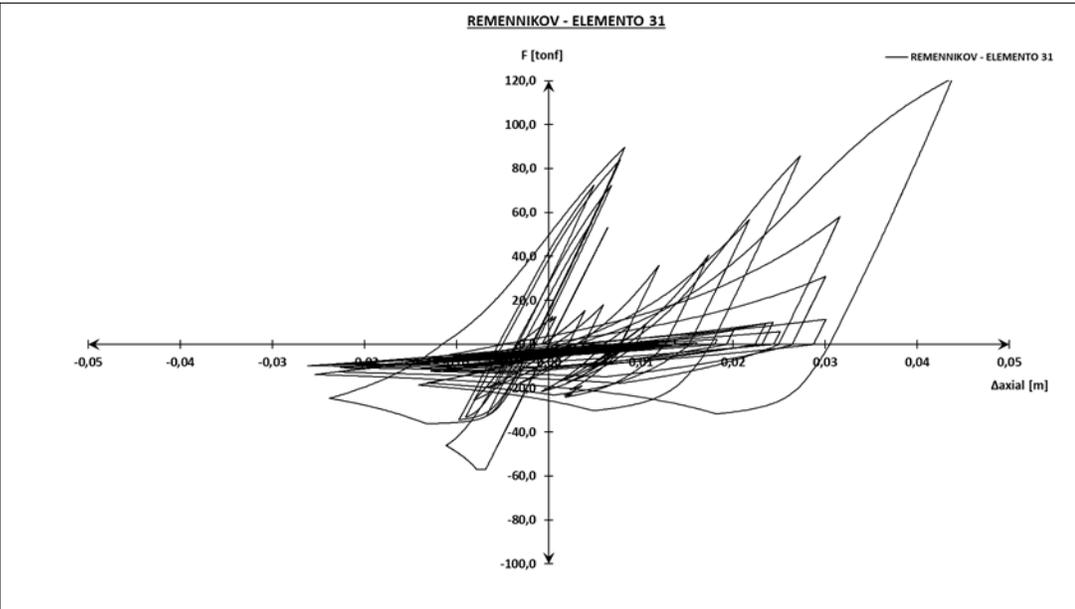


Figura A3.5 - Ciclo de histéresis - elemento 31, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

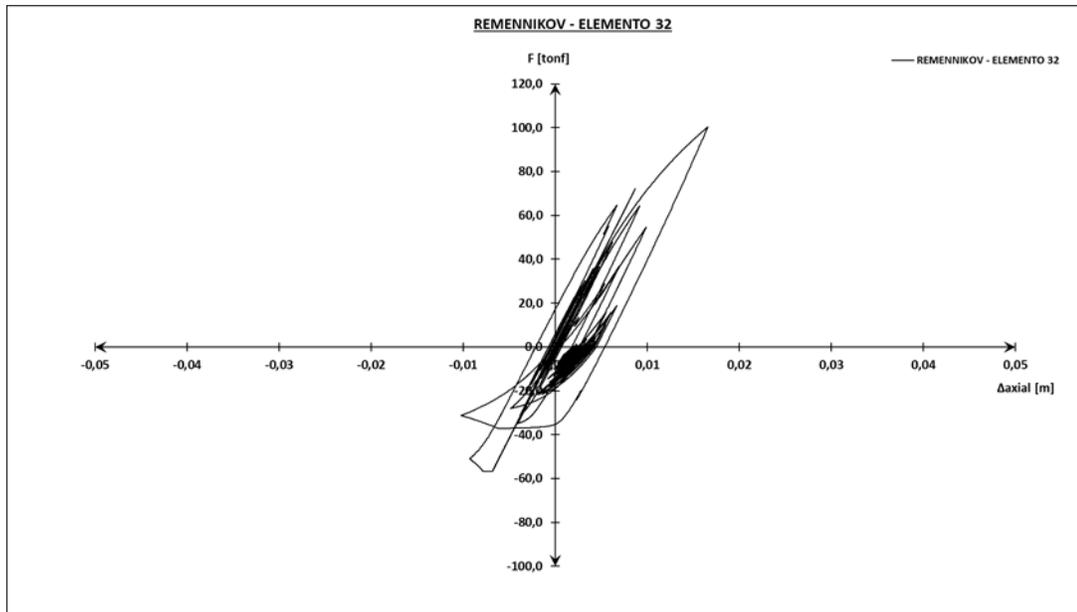


Figura A3.6 - Ciclo de histéresis - elemento 32, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

➤ **Dispositivo ADAS:**

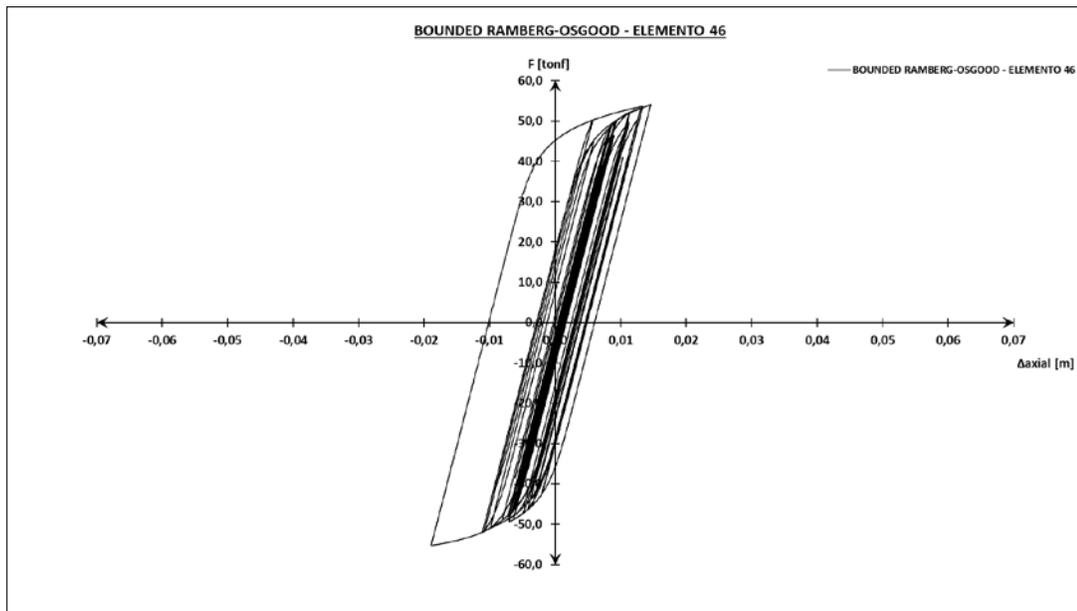


Figura A3.7 - Ciclo de histéresis - elemento 46, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

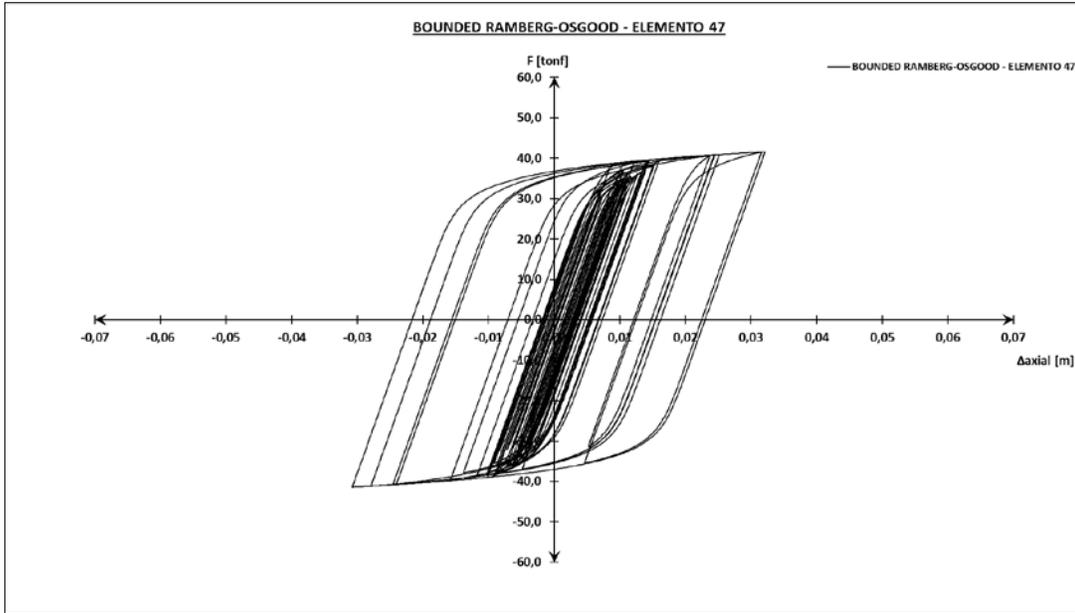


Figura A3.8 - Ciclo de histéresis - elemento 47, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

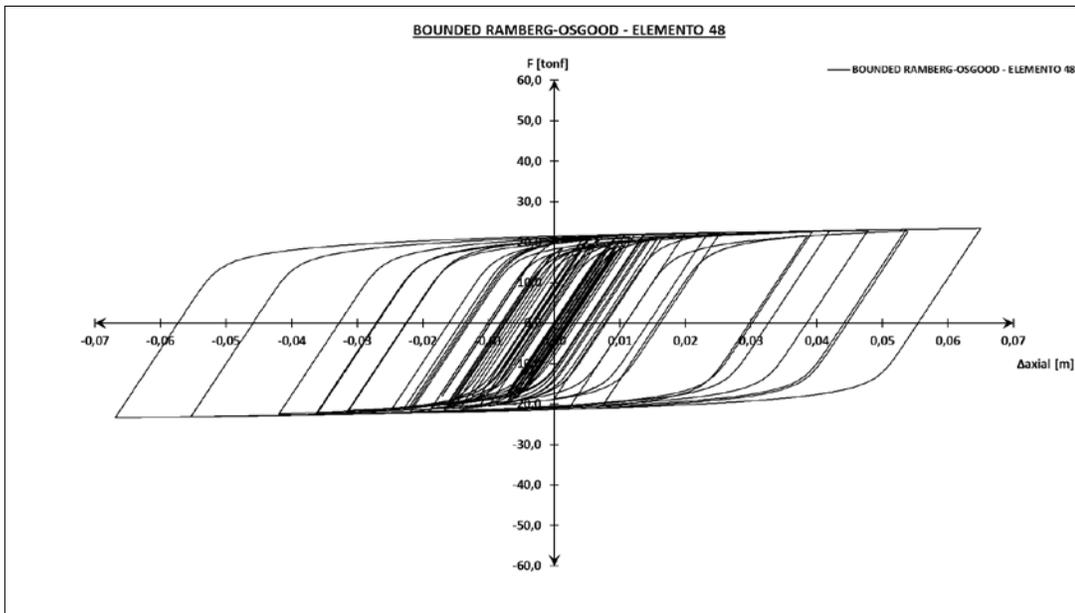


Figura A3.9 - Ciclo de histéresis - elemento 48, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

➤ Arriostamiento B.R.B.:

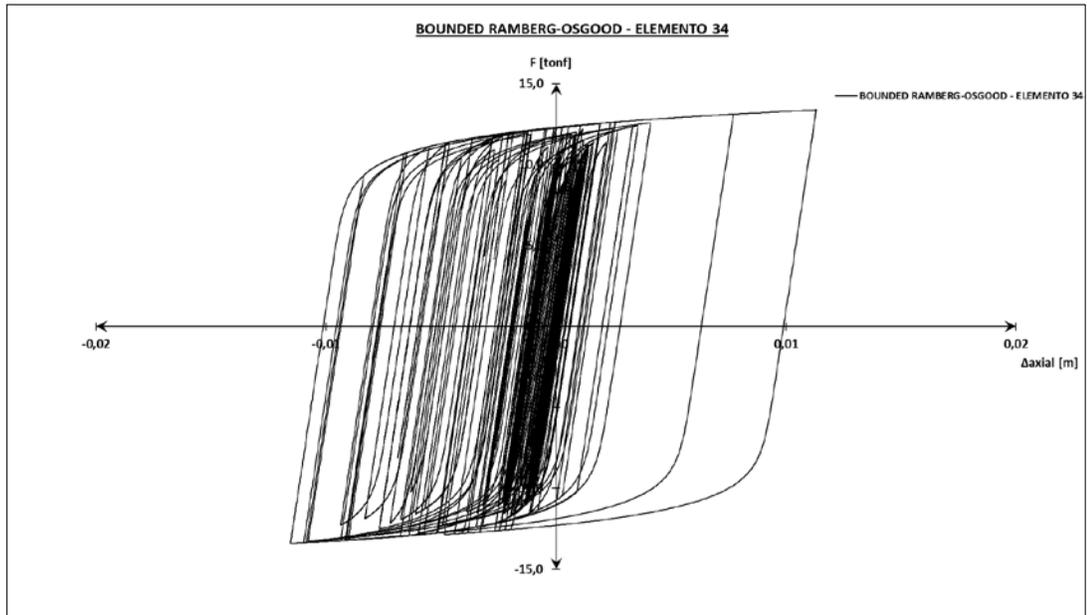


Figura A3.10 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

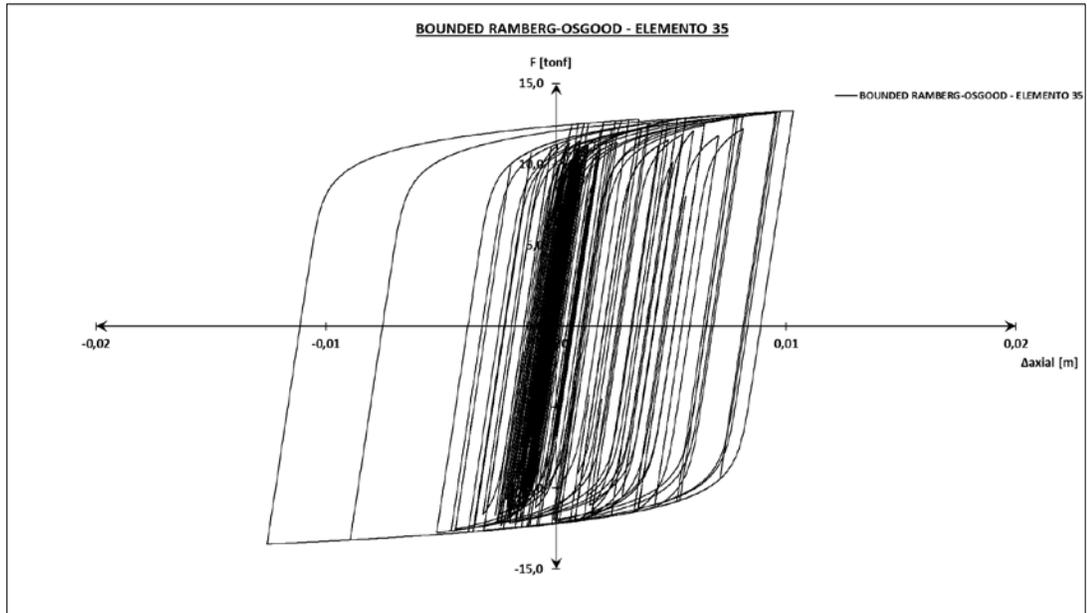


Figura A3.11 - Ciclo de histéresis - elemento 35, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

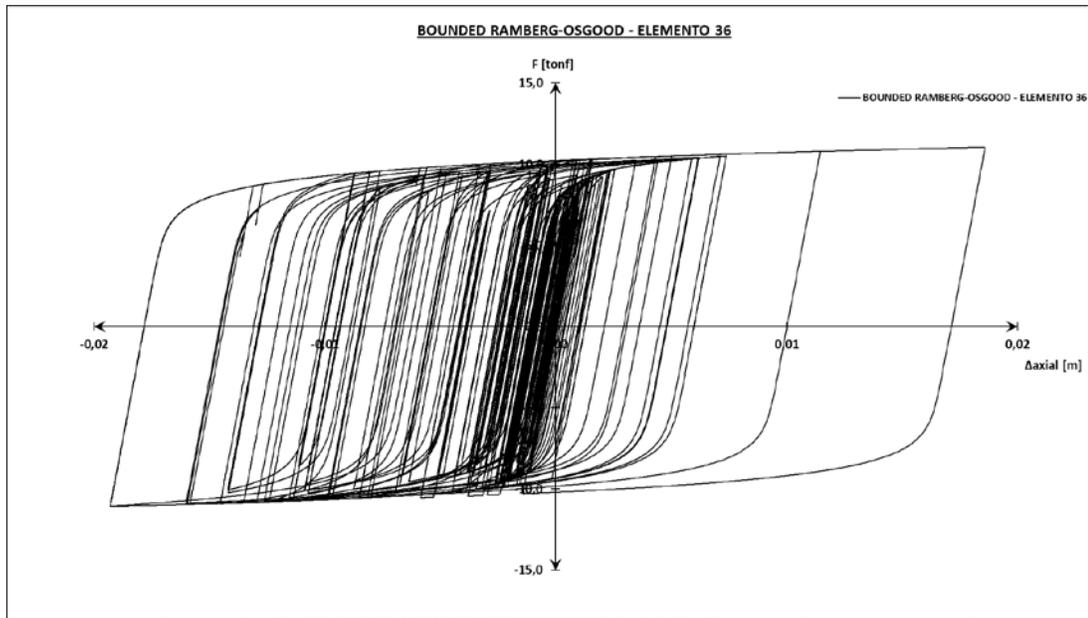


Figura A3.12 - Ciclo de histéresis - elemento 36, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

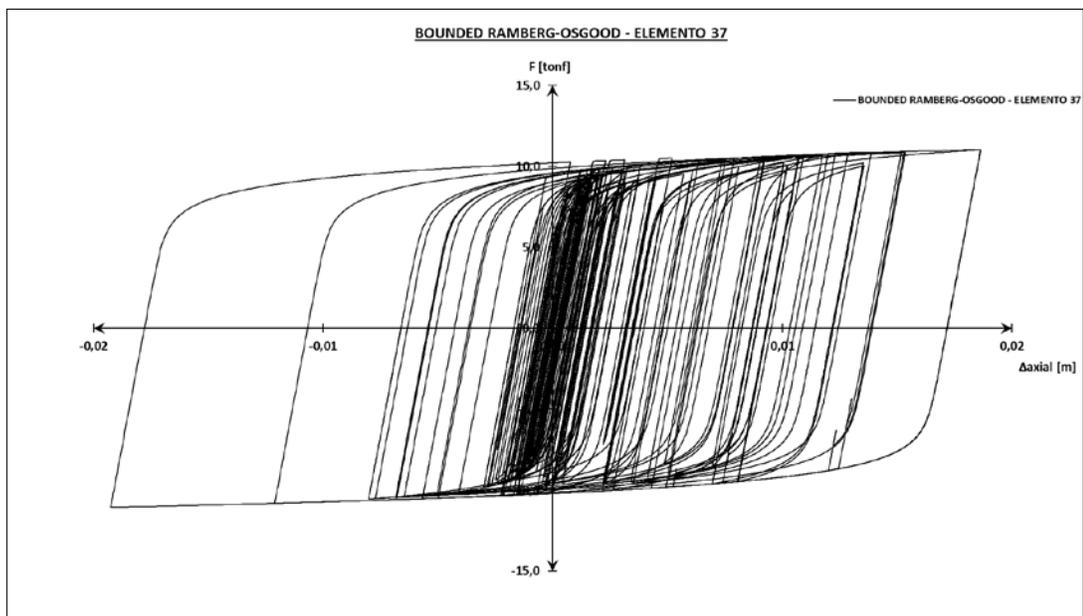


Figura A3.13 - Ciclo de histéresis - elemento 37, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

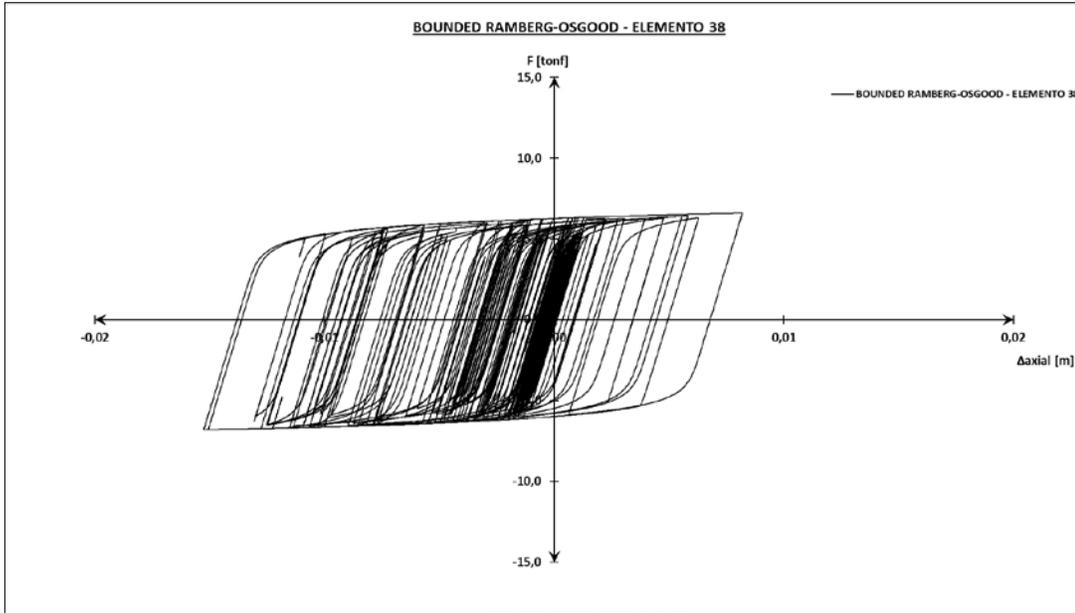


Figura A3.14 - Ciclo de histéresis - elemento 38, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

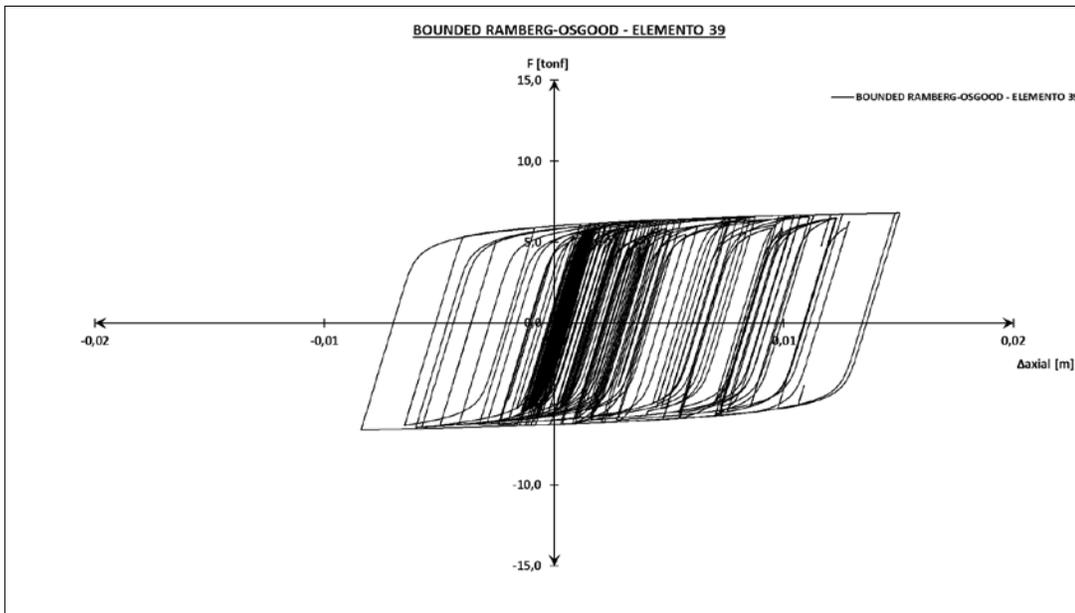


Figura A3.15 - Ciclo de histéresis - elemento 39, registro V. Marga-Marga componente Norte - Sur.

3.2.Registro CCNS.

➤ Arriostamiento convencional con nodo central:

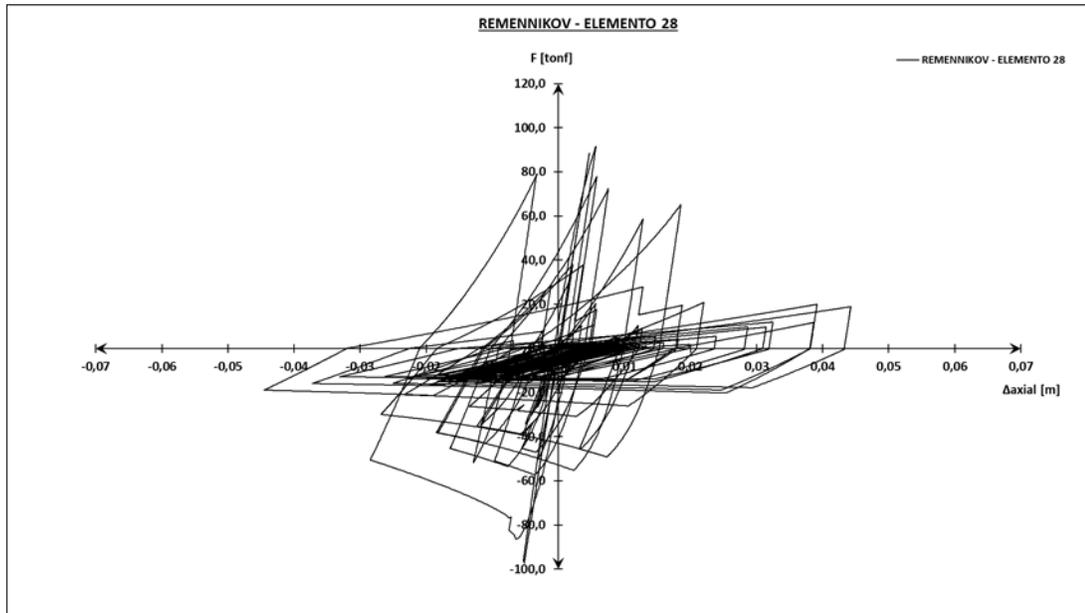


Figura A3.16 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro Concepción componente Norte - Sur.

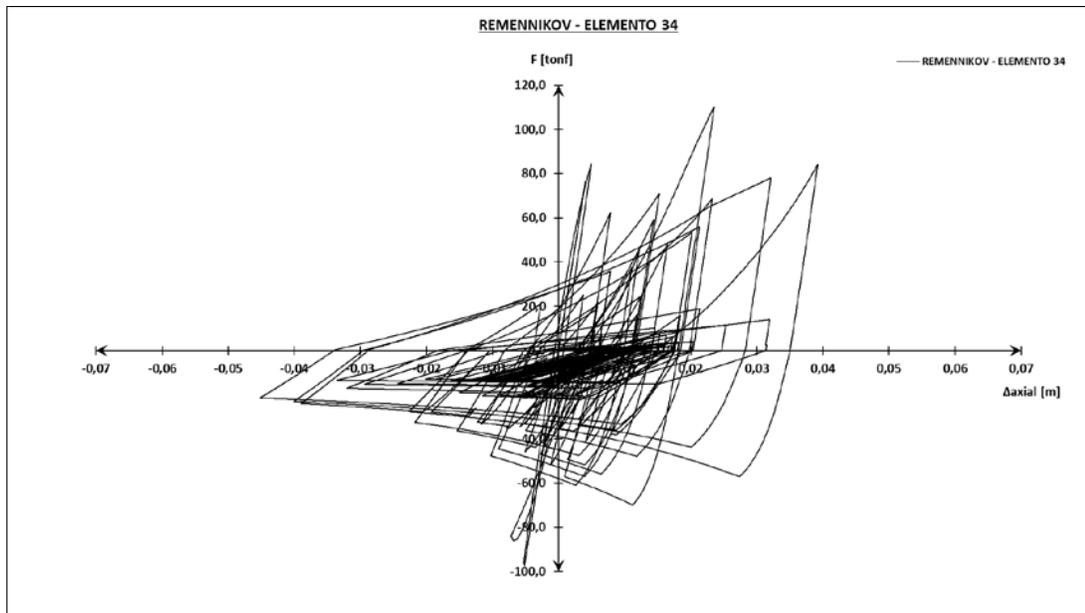


Figura A3.17 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro Concepción componente Norte - Sur.

➤ Arriostamiento convencional sin nodo central:

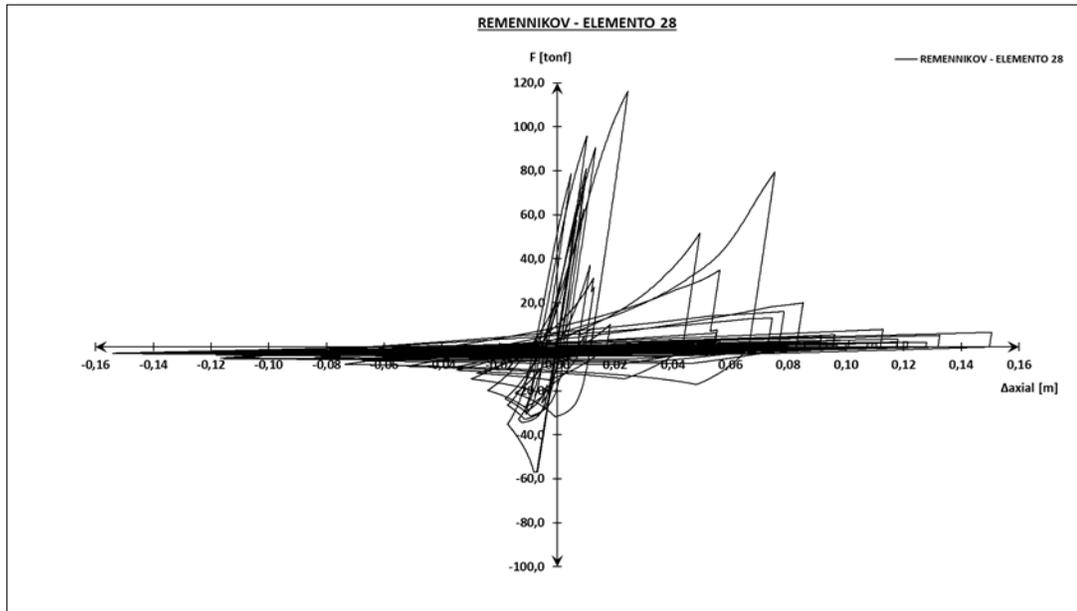


Figura A3.18 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro Concepción componente Norte - Sur.

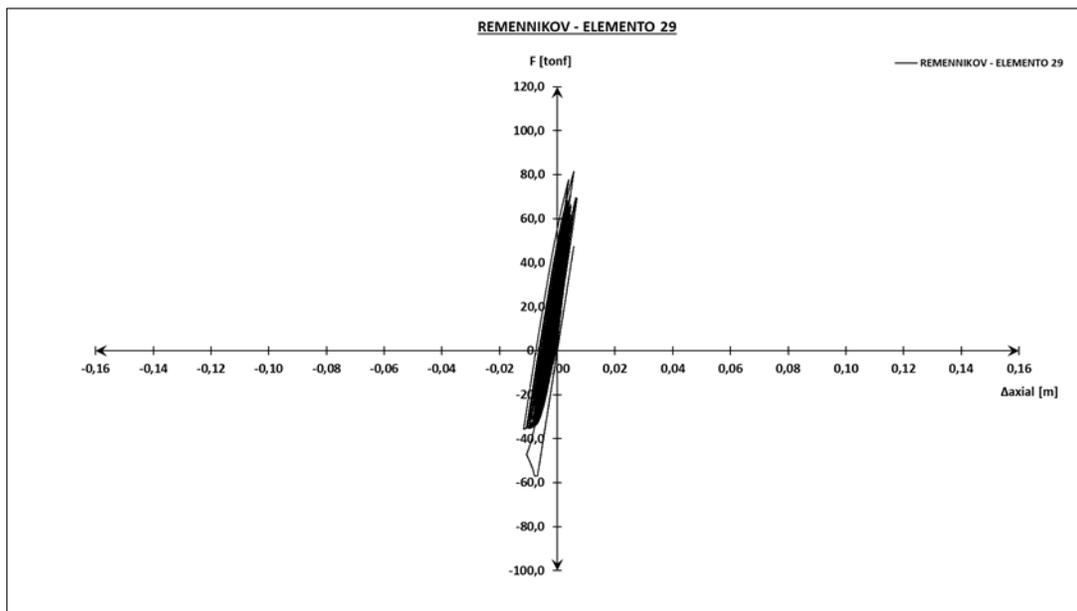


Figura A3.19 - Ciclo de histéresis - elemento 29, registro Concepción componente Norte - Sur.

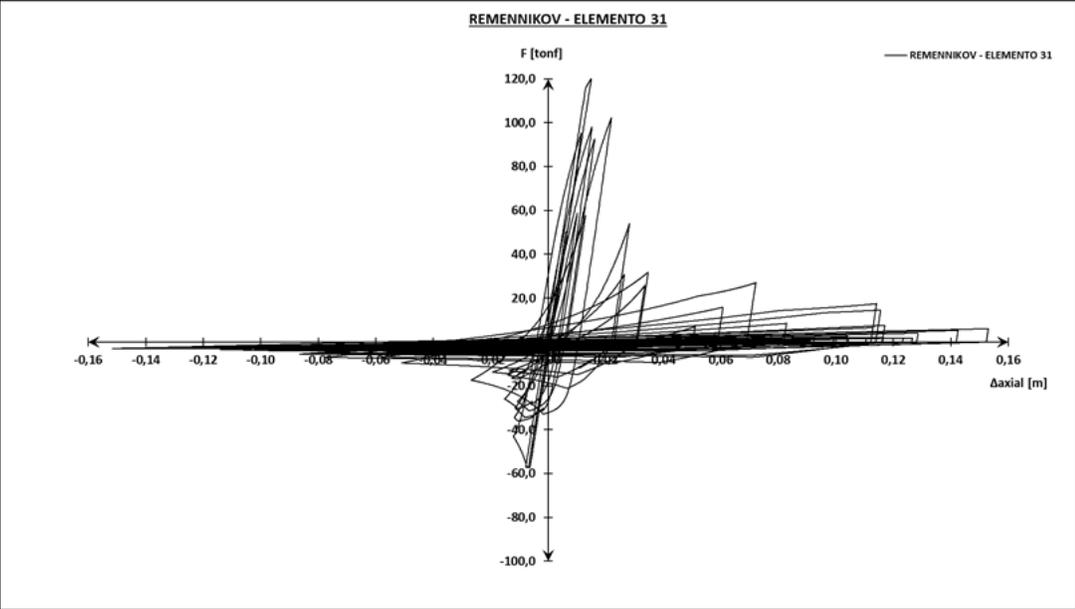


Figura A3.20 - Ciclo de histéresis - elemento 31, registro Concepción componente Norte - Sur.

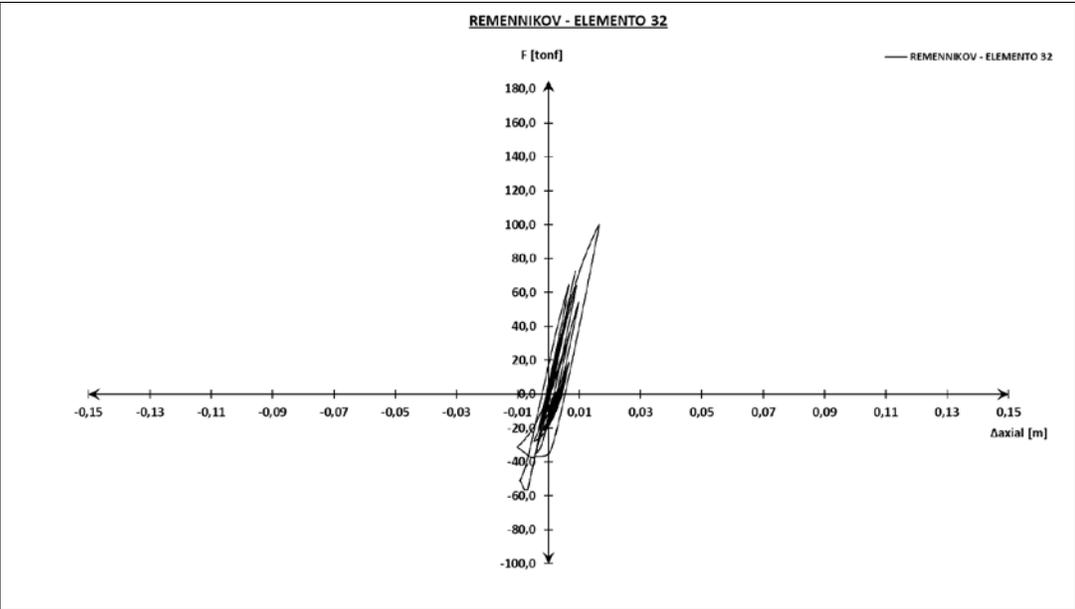


Figura A3.21 - Ciclo de histéresis - elemento 32, registro Concepción componente Norte - Sur.

➤ **Dispositivo ADAS:**

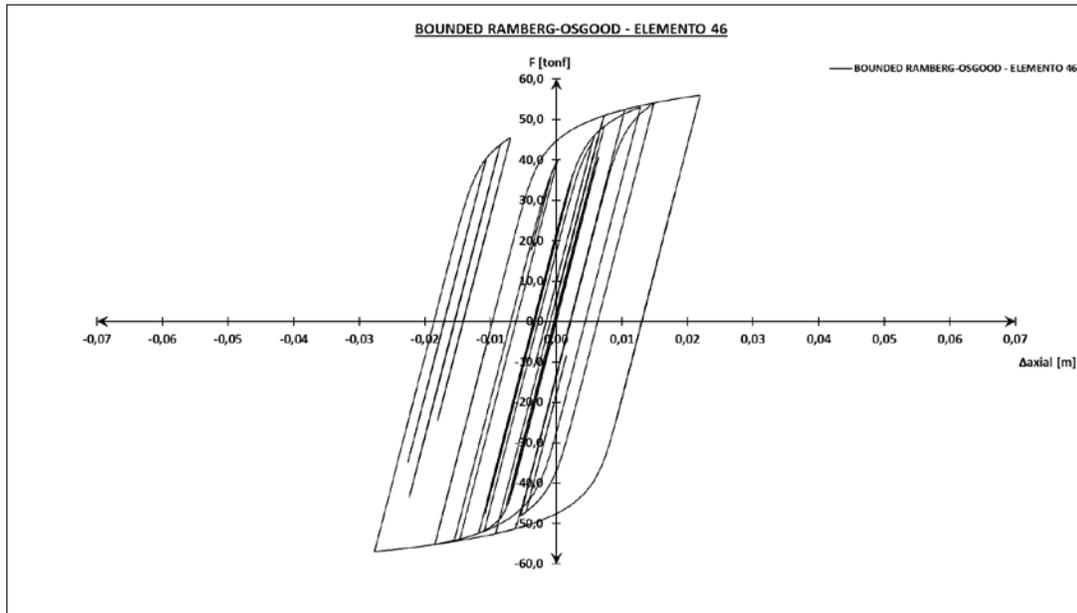


Figura A3.22 - Ciclo de histéresis - elemento 46, registro Concepción componente Norte - Sur.

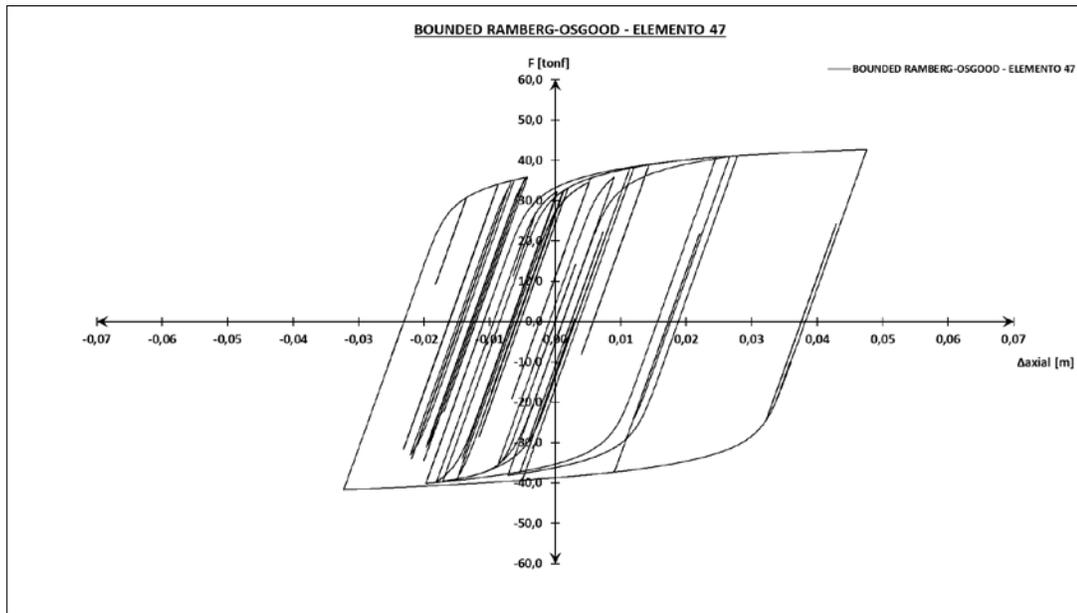


Figura A3.23 - Ciclo de histéresis - elemento 47, registro Concepción componente Norte - Sur.

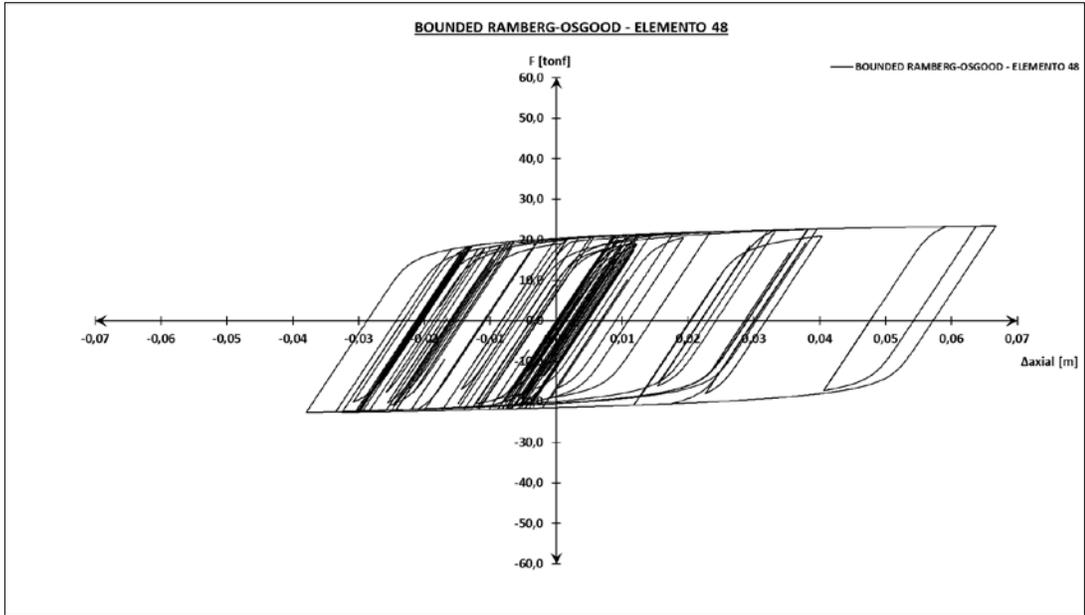


Figura A3.24 - Ciclo de histéresis - elemento 48, registro Concepción componente Norte - Sur.

➤ **Arriostamiento B.R.B:**

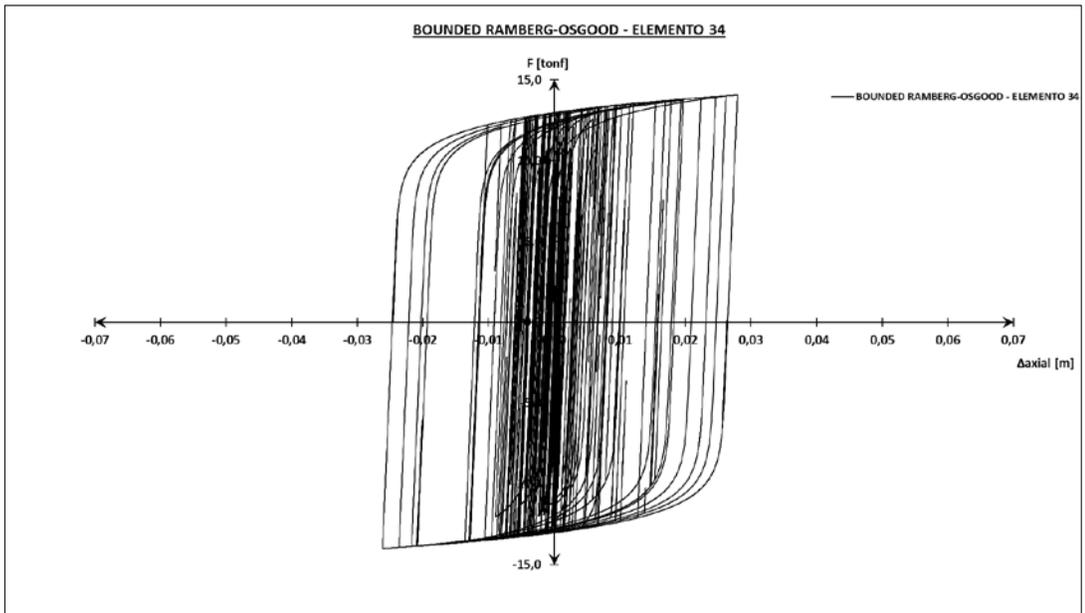


Figura A3.25 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro Concepción componente Norte - Sur.

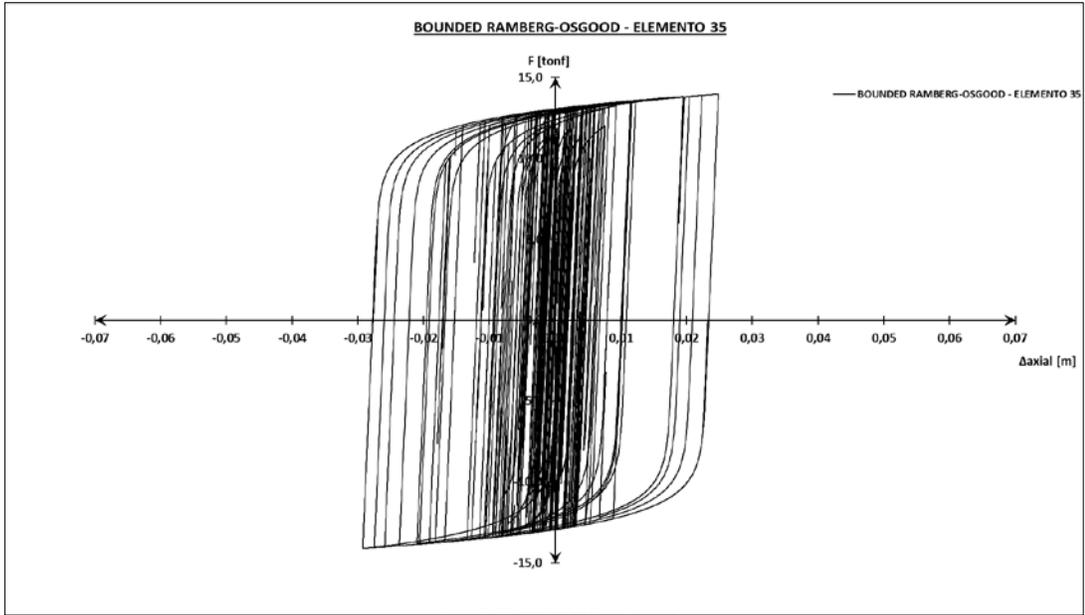


Figura A3.26 - Ciclo de histéresis - elemento 35, registro Concepción componente Norte - Sur.

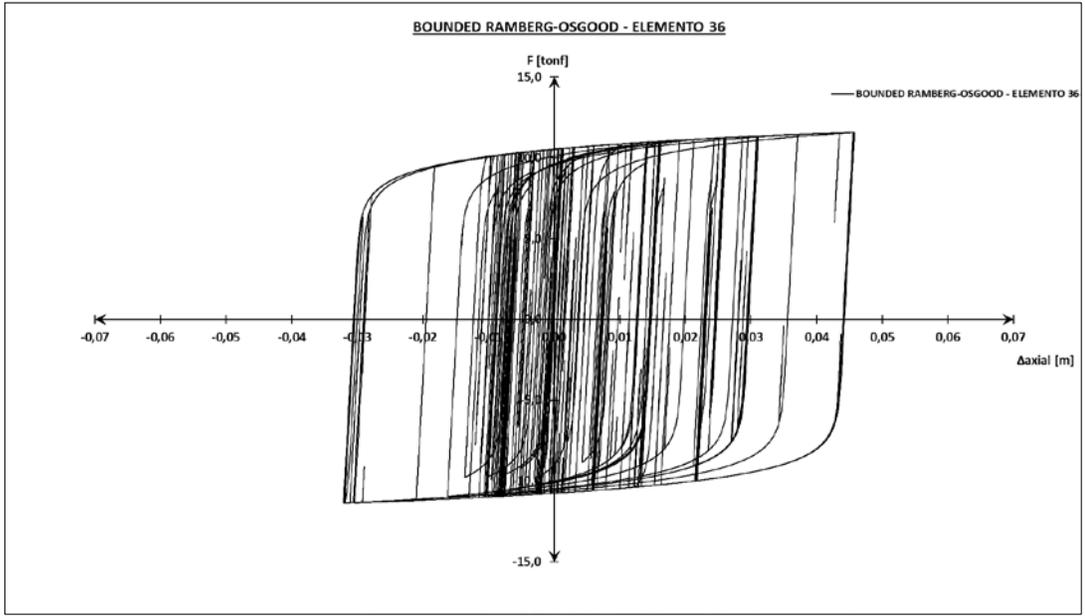


Figura A3.27 - Ciclo de histéresis - elemento 36, registro Concepción componente Norte - Sur.

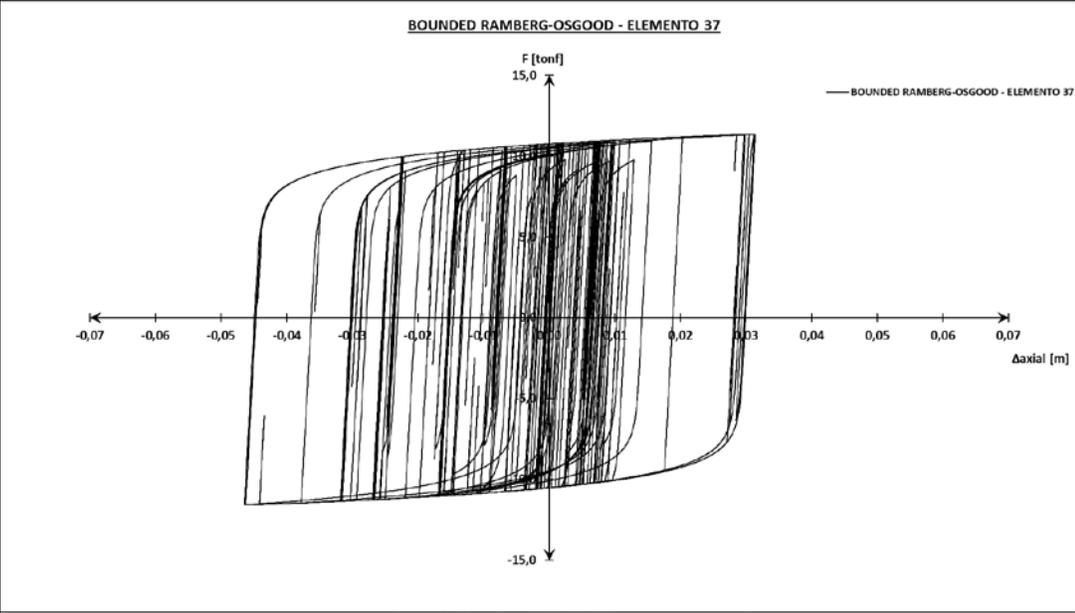


Figura A3.28 - Ciclo de histéresis - elemento 37, registro Concepción componente Norte - Sur.

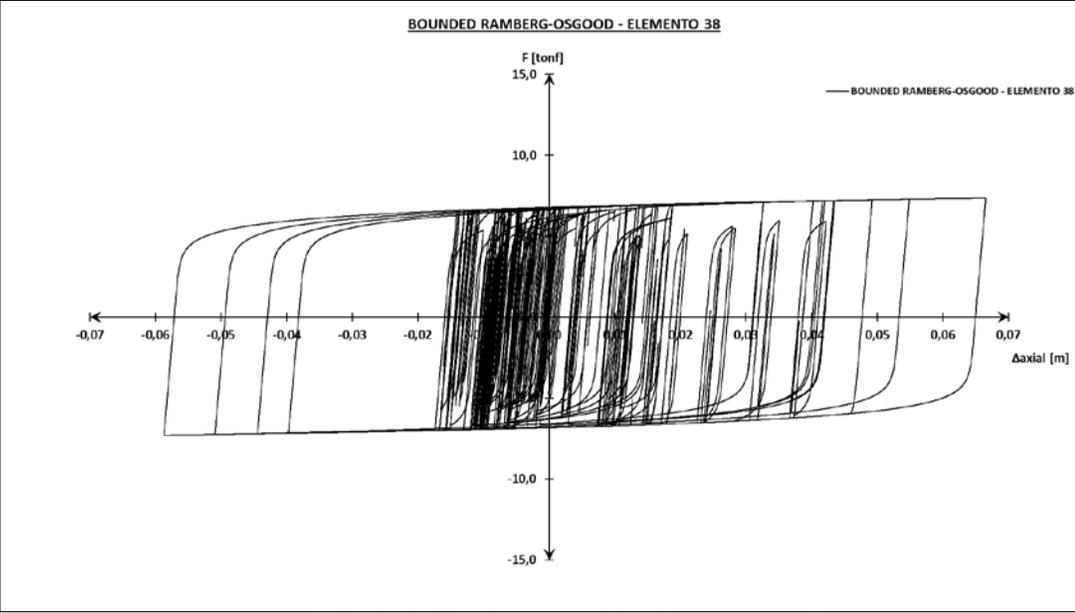


Figura A3.29 - Ciclo de histéresis - elemento 38, registro Concepción componente Norte - Sur.

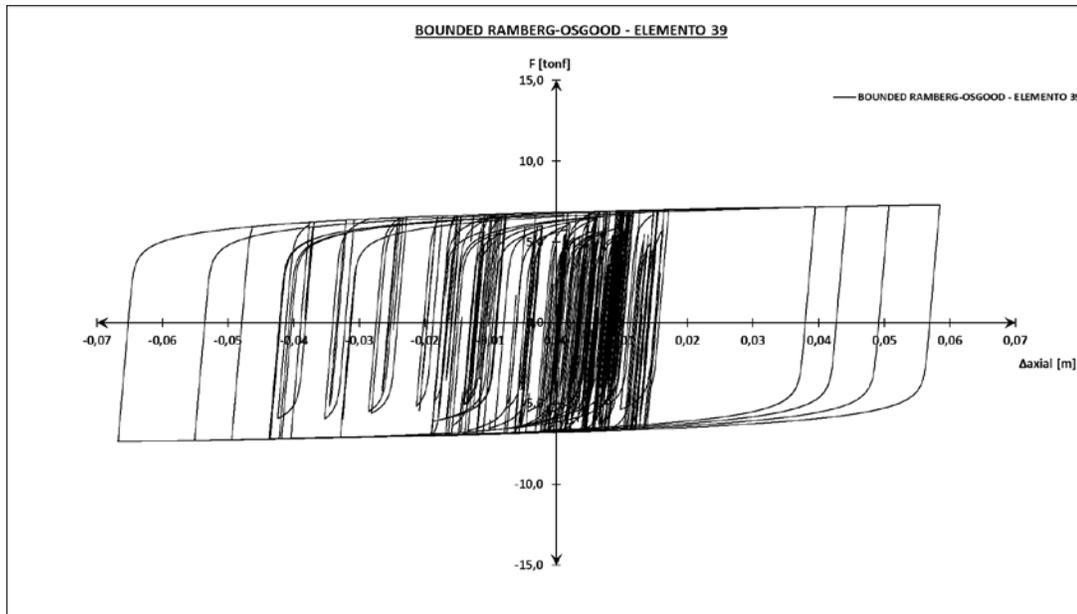


Figura A3.30 - Ciclo de histéresis - elemento 39, registro Concepción componente Norte - Sur.

3.3.Registro CONT.

➤ Arriostramiento convencional con nodo central:

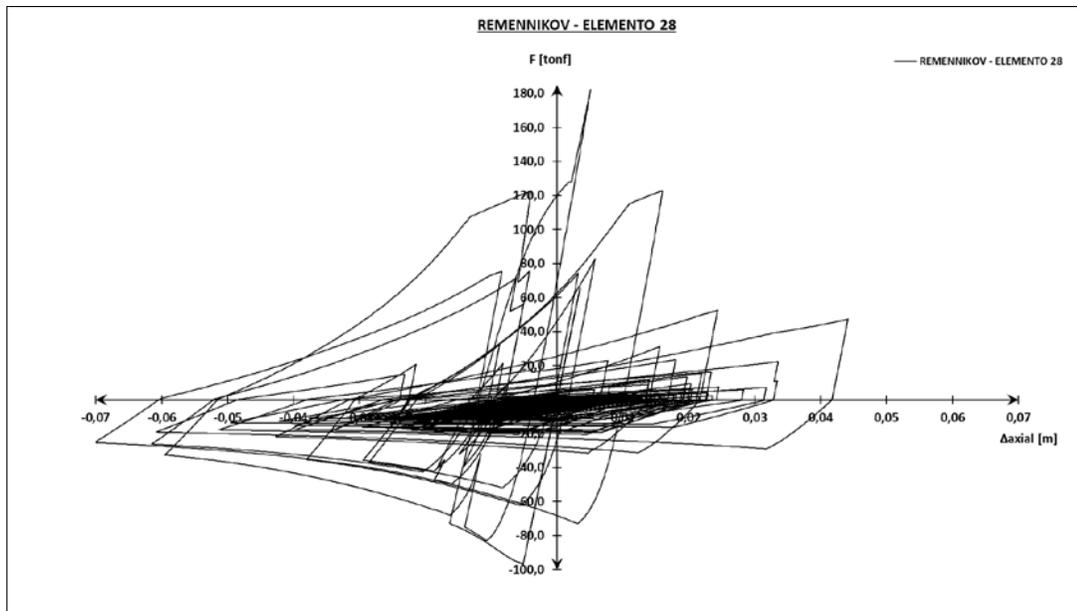


Figura A3.31 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro Constitución componente 3 - T.

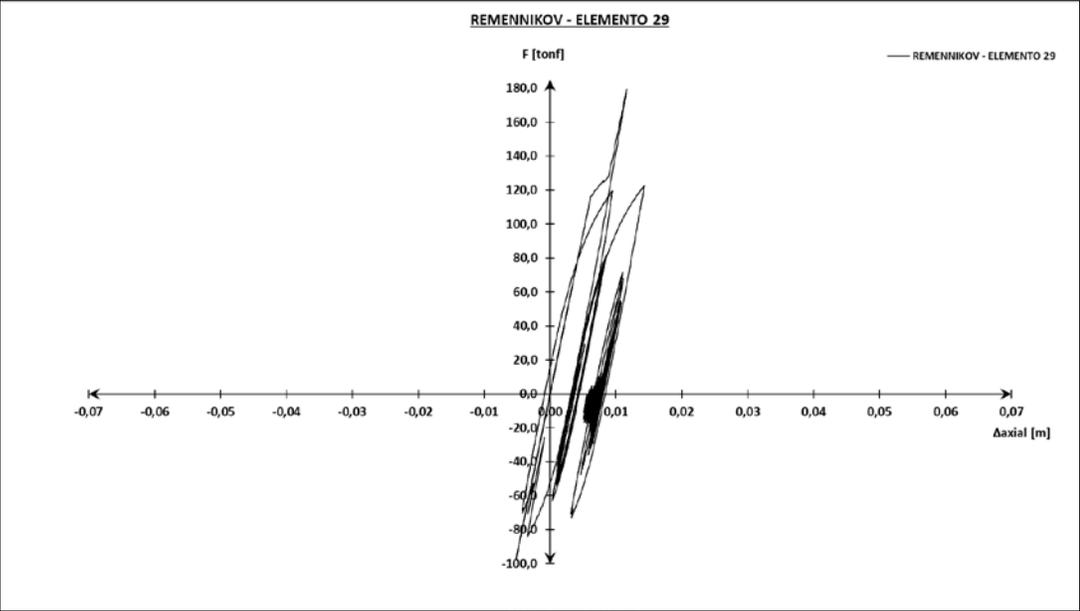


Figura A3.32 - Ciclo de histéresis - elemento 29, registro Constitución componente 3 - T.

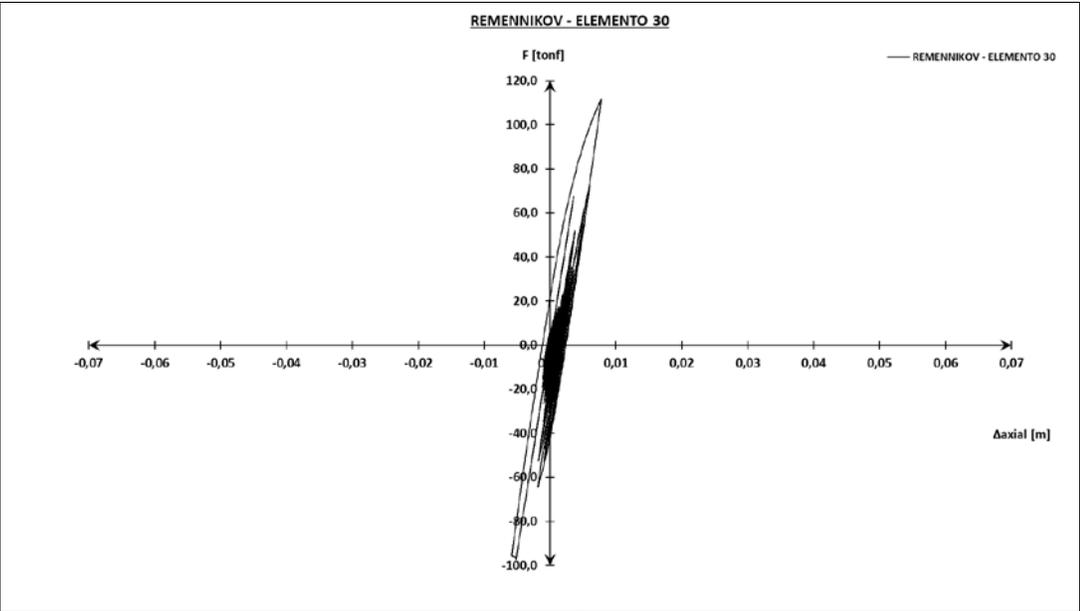


Figura A3.33 - Ciclo de histéresis - elemento 30, registro Constitución componente 3 - T.

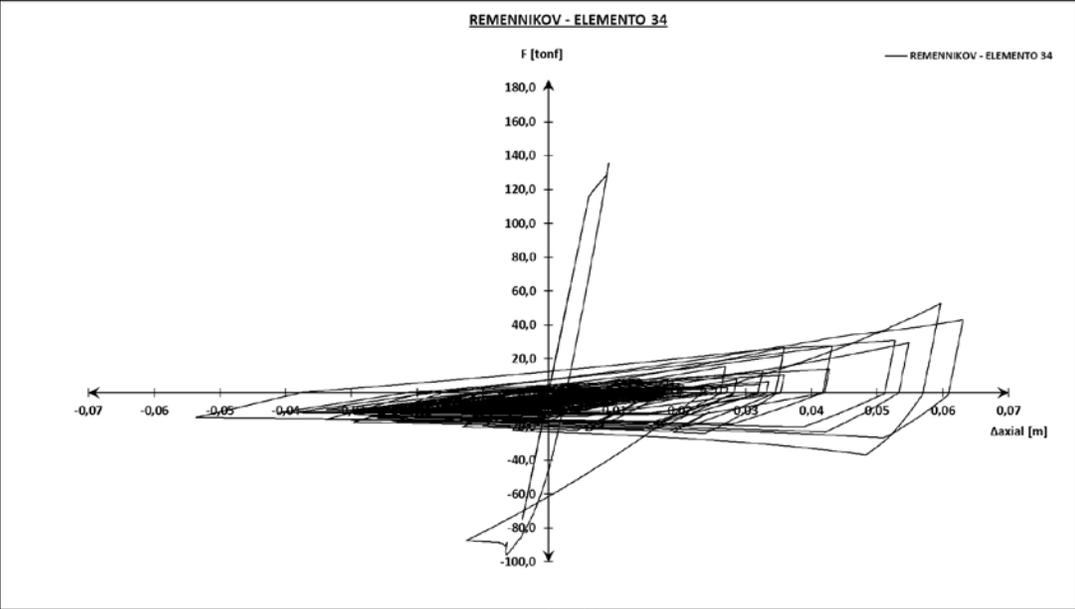


Figura A3.34 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro Constitución componente 3 - T.

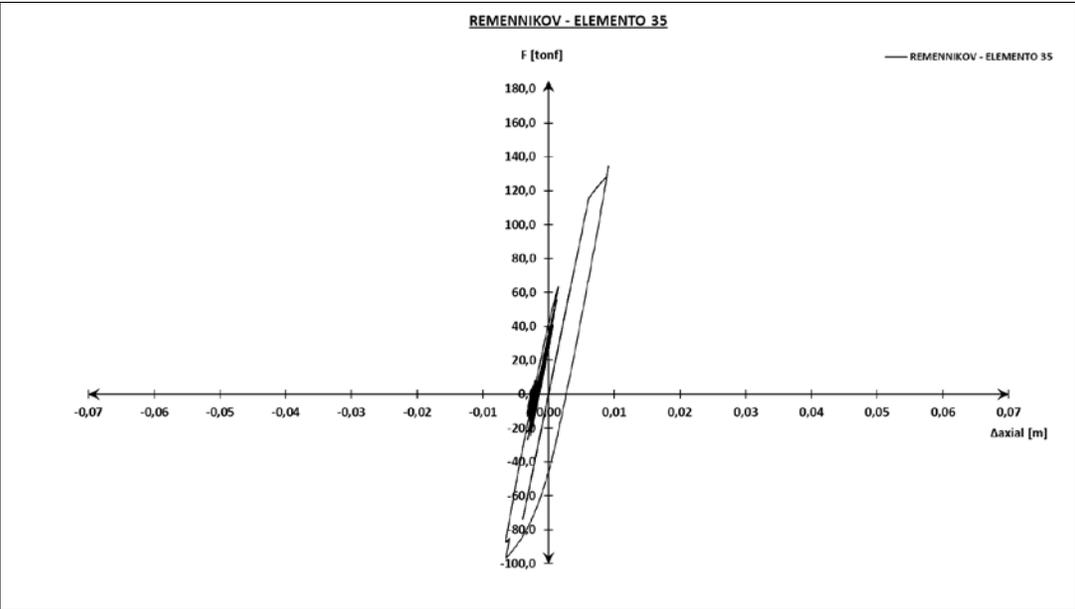


Figura A3.35 - Ciclo de histéresis - elemento 35, registro Constitución componente 3 - T.

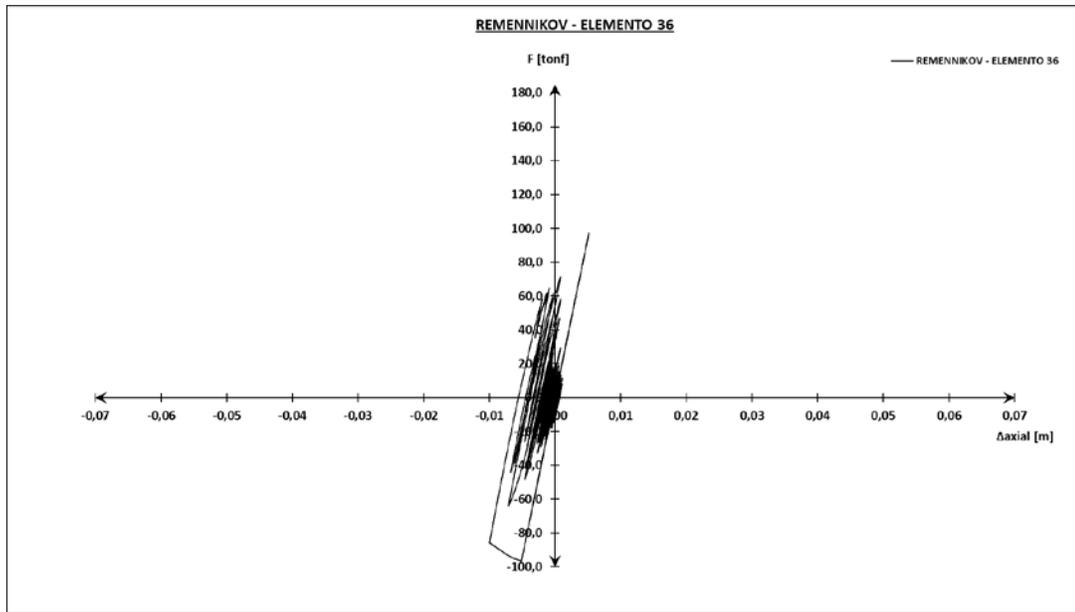


Figura A3.36 - Ciclo de histéresis - elemento 36, registro Constitución componente 3 - T.

➤ **Arriostramiento convencional sin nodo central:**

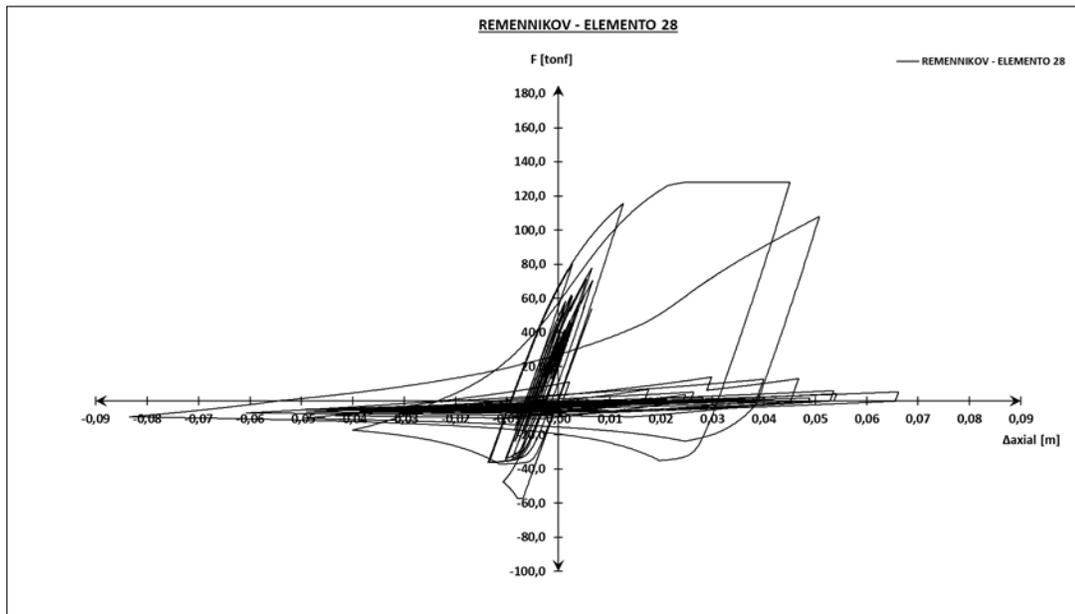


Figura A3.37 - Ciclo de histéresis - elemento 28, registro Constitución componente 3 - T.

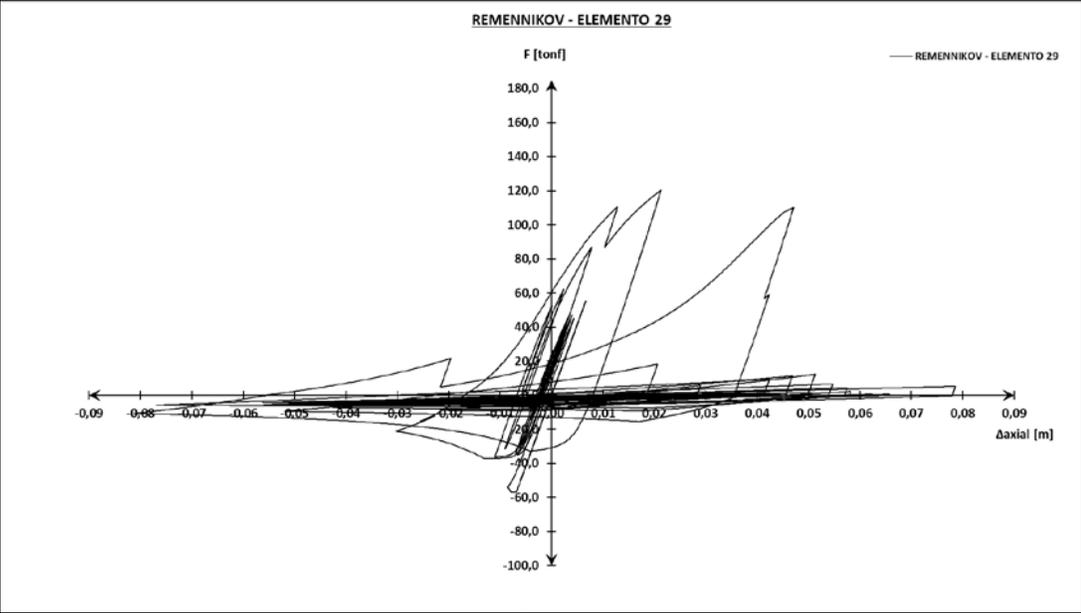


Figura A3.38 - Ciclo de histéresis - elemento 29, registro Constitución componente 3 - T.

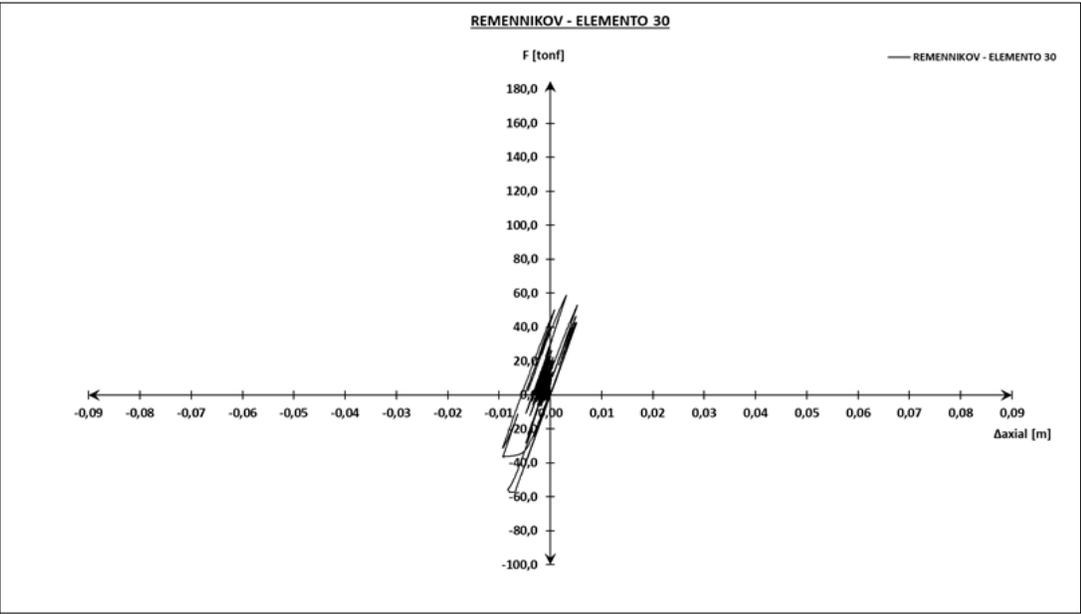


Figura A3.39 - Ciclo de histéresis - elemento 30, registro Constitución componente 3 - T.

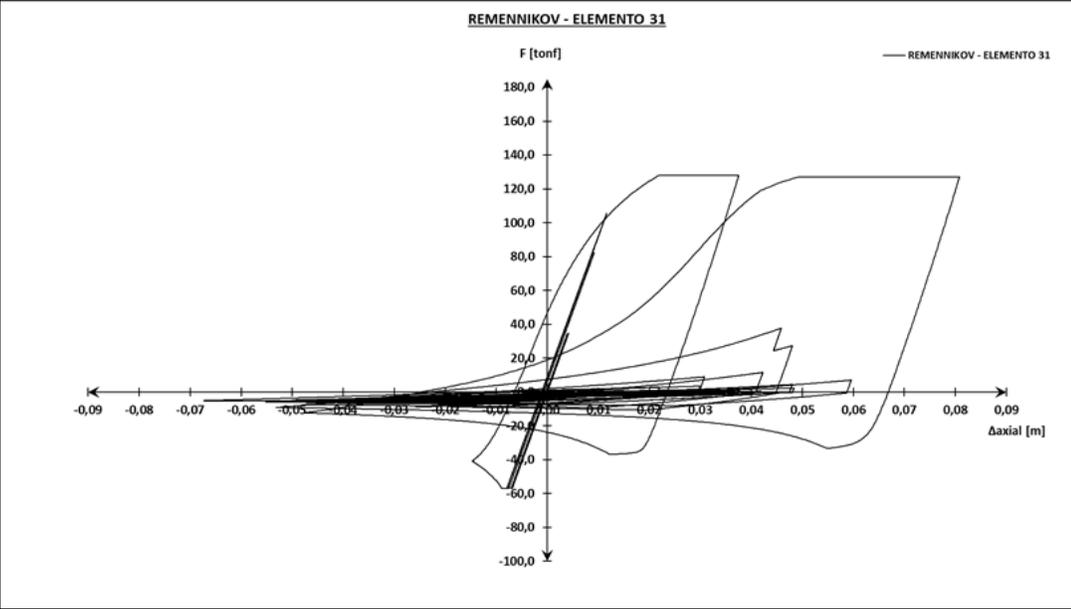


Figura A3.40 - Ciclo de histéresis - elemento 31, registro Constitución componente 3 - T.

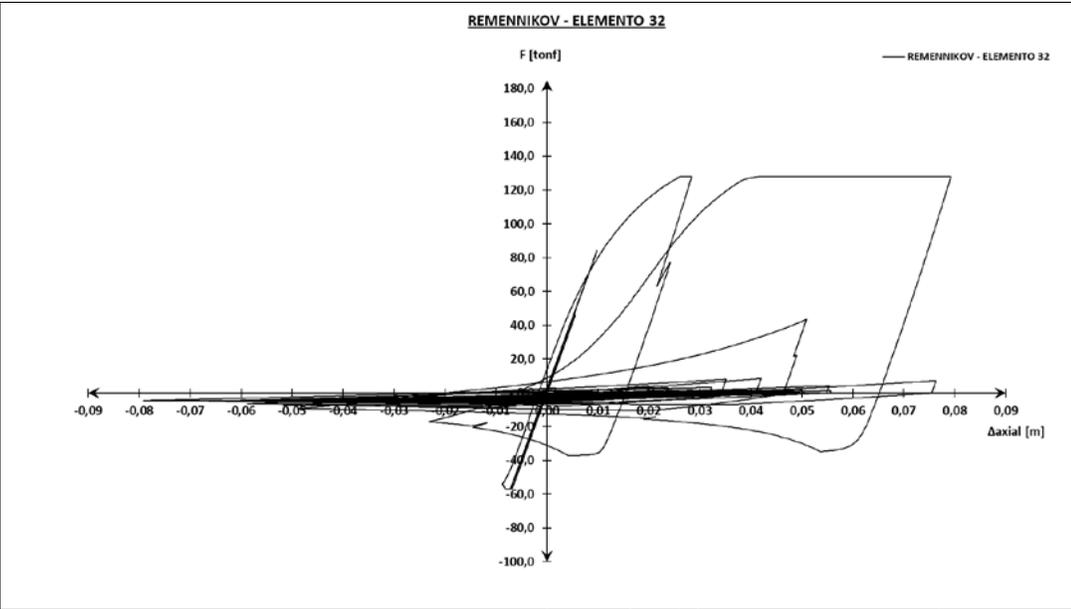


Figura A3.41 - Ciclo de histéresis - elemento 32, registro Constitución componente 3 - T.

➤ Dispositivo ADAS:

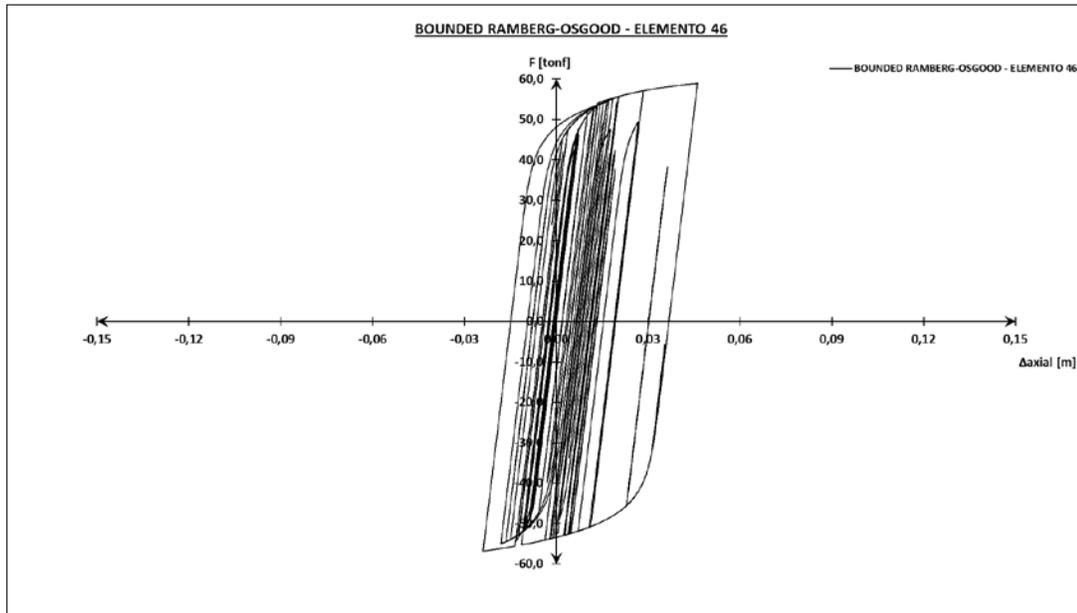


Figura A3.42 - Ciclo de histéresis - elemento 46, registro Constitución componente 3 - T.

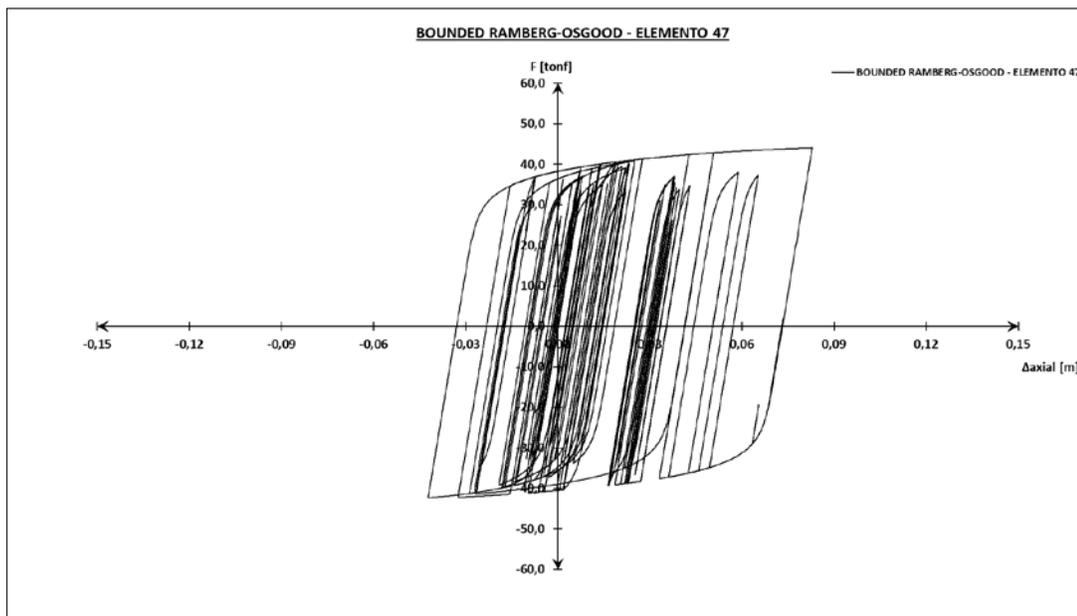


Figura A3.43 - Ciclo de histéresis - elemento 47, registro Constitución componente 3 - T.

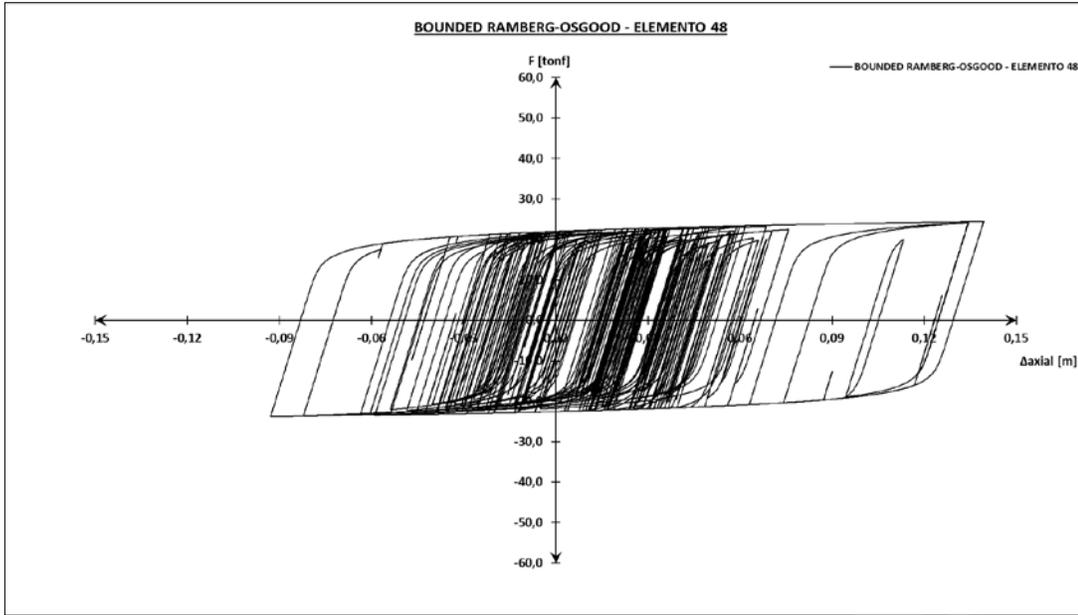


Figura A3.44 - Ciclo de histéresis - elemento 48, registro Constitución componente 3 - T.

➤ **Arriostamiento B.R.B.:**

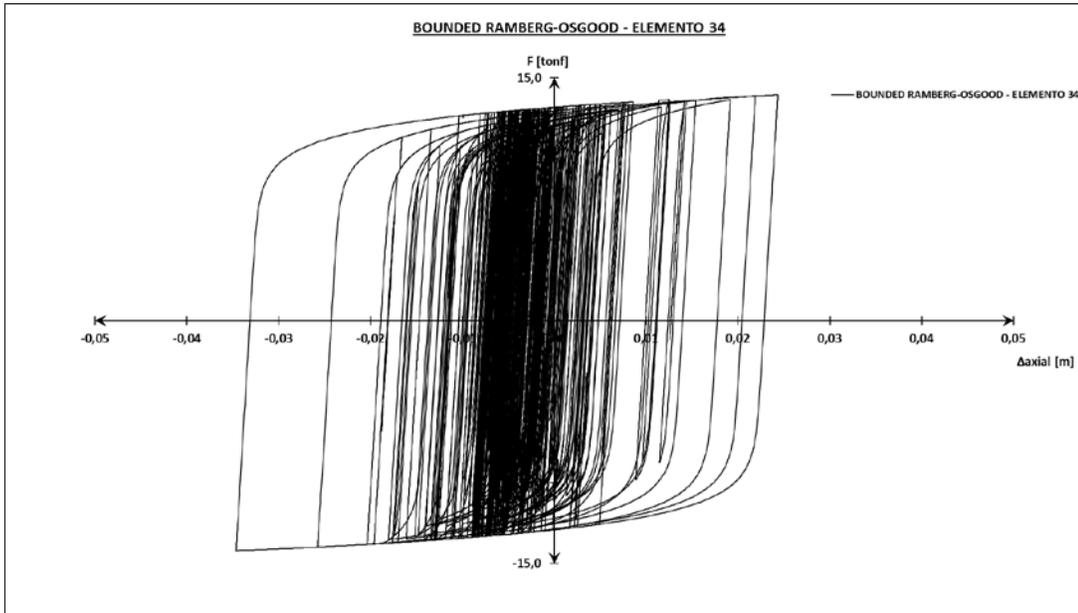


Figura A3.45 - Ciclo de histéresis - elemento 34, registro Constitución componente 3 - T.

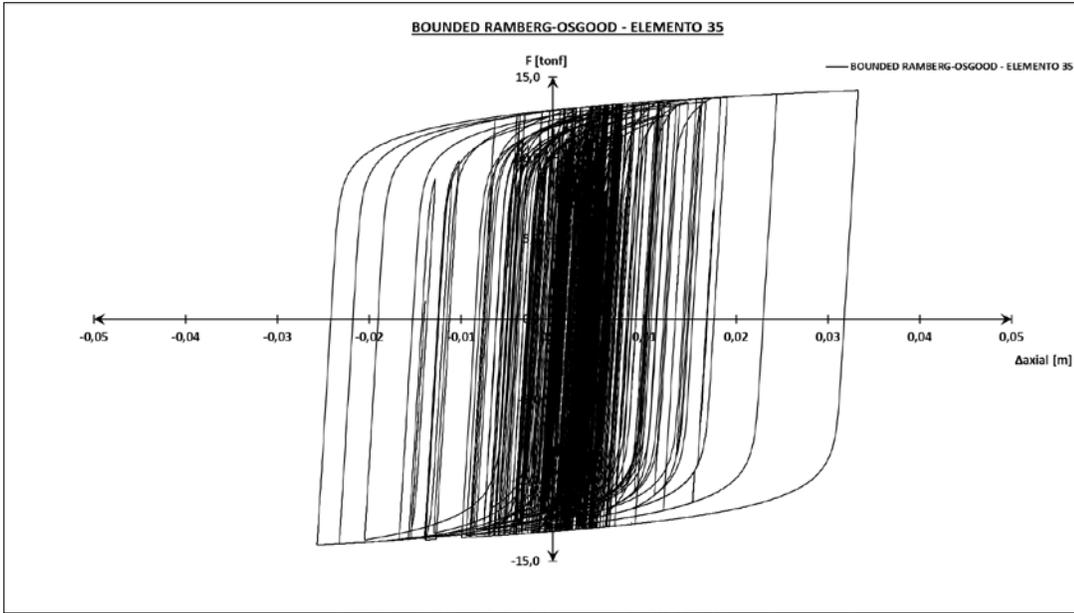


Figura A3.46 - Ciclo de histéresis - elemento 35, registro Constitución componente 3 - T.

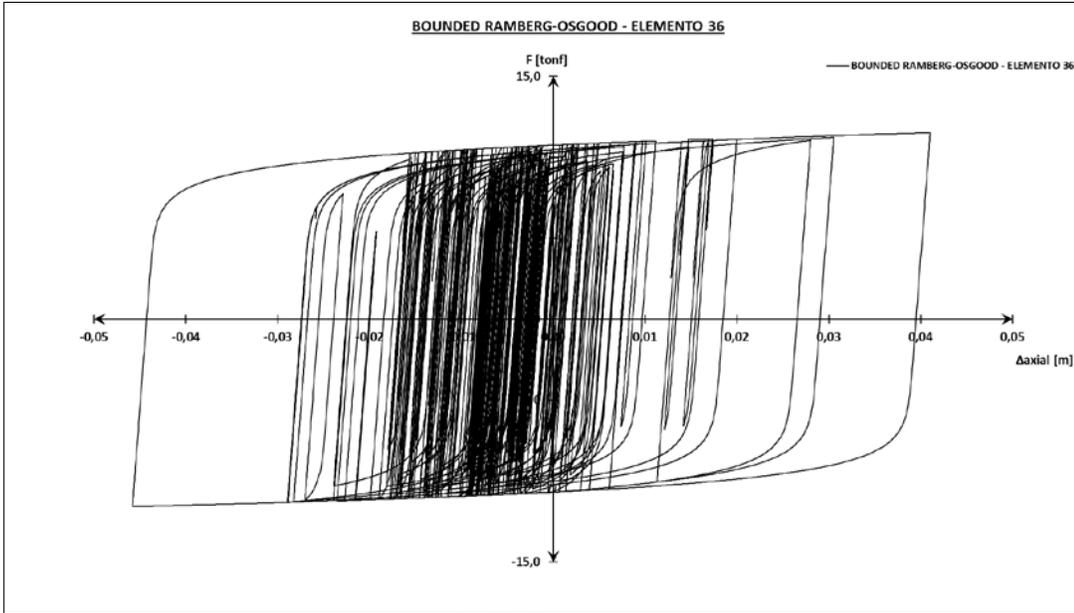


Figura A3.47 - Ciclo de histéresis - elemento 36, registro Constitución componente 3 - T.

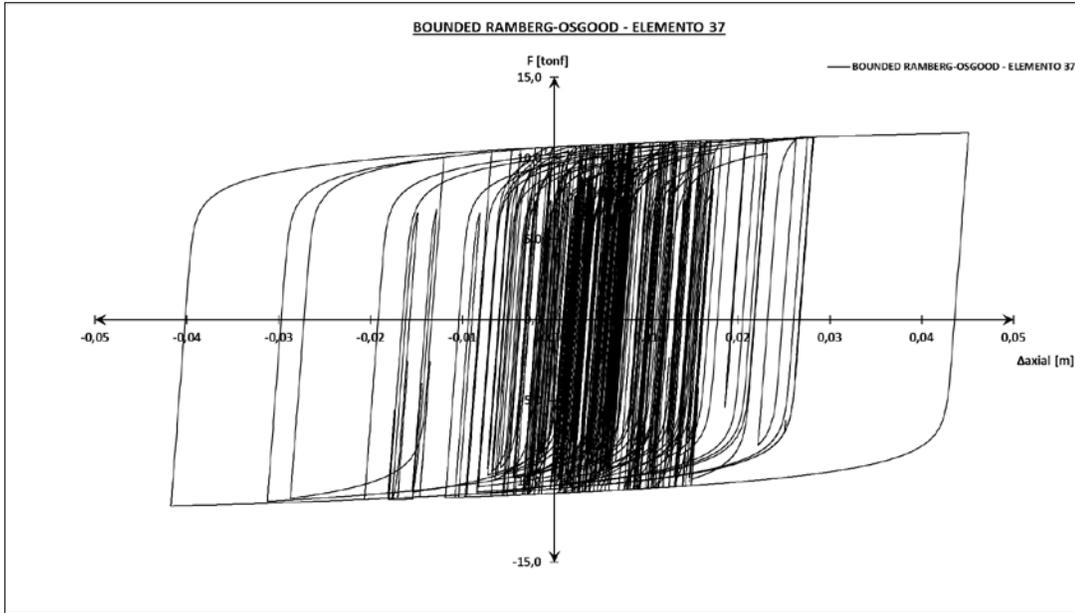


Figura A3.48 - Ciclo de histéresis - elemento 37, registro Constitución componente 3 - T.

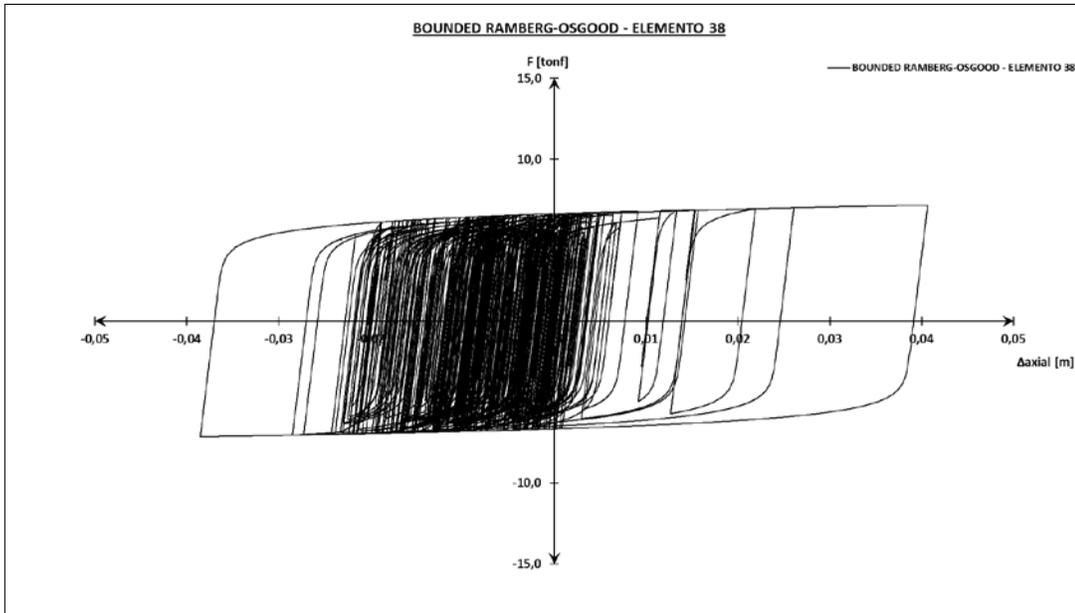


Figura A3.49 - Ciclo de histéresis - elemento 38, registro Constitución componente 3 - T.

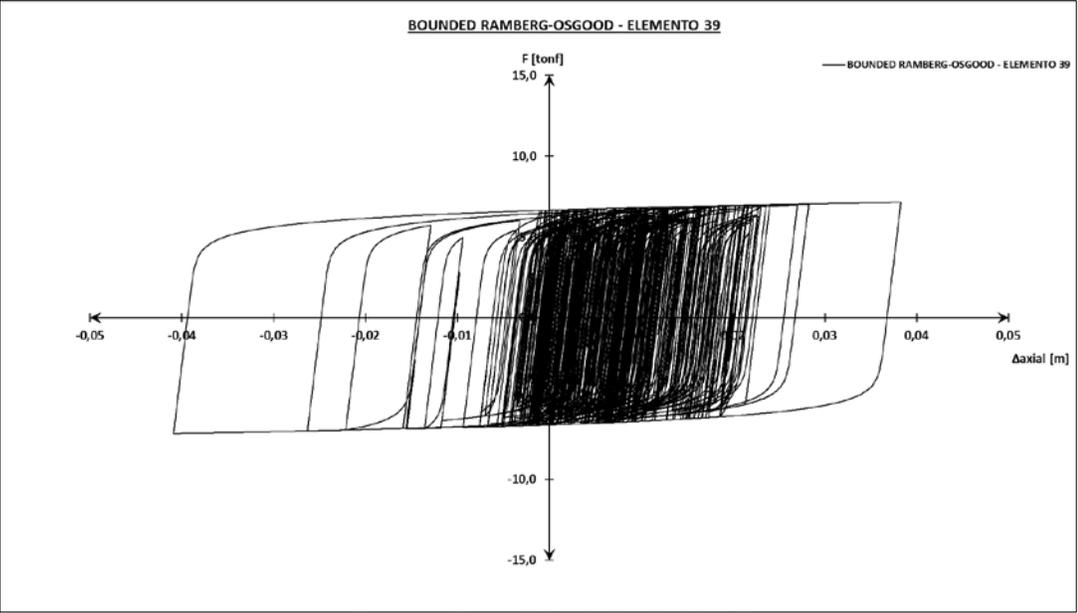


Figura A3.50 - Ciclo de histéresis - elemento 39, registro Constitución componente 3 - T.