



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE LOS REQUISITOS DE
LA SECCIÓN DE ANÁLISIS
ESPECIALES DE NCH2369:2023 EN UN
EDIFICIO DE MINERÍA NO METÁLICA**

MAURICIO ROJO BOLADO

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
MIGUEL MEDALLA RIQUELME.

Santiago de Chile, Agosto, 2023.

Dedicado a mi pareja y padres, por
brindarme siempre un apoyo
incondicional en todos mis proyectos

AGRADECIMIENTOS

Ante todo agradecer a mis padres y mi hermano por su amor incondicional y respaldo, por el apoyo que me brindan en cada decisión tomada, son siempre una ayuda incalculable.

Agradecer a mi pareja Jester, por su por su continuo amor, por su apoyo a lo largo de esta etapa y ser un soporte fundamental en mi vida.

Agradecer de manera especial a Miguel Medalla por su destacada disposición a aclarar dudas, por su profesionalismo y tiempo entregado para guiar este trabajo.

INDICE GENERAL

I.	INTRODUCCIÓN	1
I.1	Motivación	1
I.2	Objetivos	3
I.2.1	Objetivos Generales	3
I.2.2	Objetivos Específicos	3
I.3	Organización del Trabajo	4
II.	ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO.....	6
II.1	Descripción de la Estructura	6
II.2	Cargas de Diseño.....	9
II.2.1	Cargas Permanentes (D)	9
II.2.2	Sobrecarga de Mantenimiento (L)	14
II.2.3	Resumen de reacciones basales	14
II.2.4	Cargas Sísmicas (E)	15
II.3	Combinaciones de Carga.....	18
II.4	Diseño Sismorresistente	18
II.4.1	Diseño de Columnas	19
II.4.2	Diseño de Arriostramientos	24
II.4.3	Diseño de Viga Puntal	27
II.5	Deformaciones Sísmicas	33
II.6	Diseño de Pernos de Anclaje.....	35
III.	ANÁLISIS NO LINEAL	38
III.1	Análisis Tiempo Historia No Lineal	38
III.2	Criterios de Modelación No Lineal	38
III.3	Modelación No Lineal de Pernos de Anclajes	39
III.4	Modelación No Lineal de Arriostramientos	43
IV.	SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS.....	48
IV.1	Selección de Registros Sísmicos	48
IV.2	Ajuste y Escalación de Registros sísmicos	50
V.	EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA	54

V.1	Criterios de Aceptación.....	54
V.1.1	Límites de Aceptación para Arriostramientos	55
V.1.2	Límites de Aceptación para Pernos de Anclaje	56
V.1.3	Límites de Aceptación en Elementos Controlado por Fuerzas	57
V.2	Desempeño de Pernos de Anclaje	57
V.3	Desempeño de Arriostramientos	59
V.4	Desempeño de Elementos Controlados por Fuerzas	63
VI.	CONCLUSIONES	66
VI.1	Respuesta No Lineal.....	66
VI.2	Nivel de Desempeño Obtenido	67
VI.3	Comentarios Generales	69
	BIBLIOGRAFIA.....	70
	ANEXO I: CICLOS DE HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS.....	72
	ANEXO II: CICLOS DE HISTÉRESIS EN PERNOS DE ANCLAJE	78
	ANEXO III: REGISTROS DE ACELERACIONES.....	84

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Resumen y validación reacciones basales.....	14
Tabla II-2: Parámetros considerados en el análisis sísmico.....	15
Tabla II-3: Parámetros dinámicos modelo estructural.	16
Tabla II-4: Parámetros dinámicos modelo estructural.	18
Tabla II-5: Esfuerzos en columnas considerando cargas sísmicas reducidas.	20
Tabla II-6: Esfuerzos en columnas considerando cargas sísmicas amplificadas.	20
Tabla II-7: Resumen diseño de columnas.	20
Tabla II-8: Cargas de diseño para arriostramientos.	25
Tabla II-9: Sección transversal de arriostramientos.....	26
Tabla II-10: Resistencia admisible arriostramientos.....	26
Tabla II-11: Verificación de esbeltez de arriostramientos.	27
Tabla II-12: Capacidades esperadas de arriostramientos.....	28
Tabla II-13: Resumen resistencia vigas puntal.	28
Tabla II-14: Verificación de deformaciones sísmicas.....	33
Tabla II-15: Esfuerzos axiales en anclajes considerando cargas sísmicas reducidas.....	35
Tabla II-16: Detalle diseño pernos de anclaje.....	37
Tabla III-1: Parámetros de la curva de capacidad de pernos de anclaje.	42
Tabla III-2: Parámetros de curva de capacidad de arriostramientos.	45
Tabla IV-1: Registros Seleccionados.....	49
Tabla IV-2: Factores de Escalamiento Final para cada registro.....	51
Tabla V-1: Límites de aceptación para diagonales sección HSS. ASCE41-17.	55
Tabla V-2: Límites de aceptación para diagonales NCh2369:2023.....	56

Tabla V-3: Límites de aceptación para pernos de anclaje.....	57
Tabla V-4: Resistencia nominal de elementos controlados por fuerzas.....	57
Tabla V-5: Elongación y desempeño de pernos de anclaje.....	58
Tabla V-6: Respuesta y desempeño de arriostramientos en tracción.....	60
Tabla V-7: Respuesta y desempeño de arriostramientos en compresión.....	62
Tabla V-8: Relaciones demanda capacidad en elementos controlados por fuerzas.....	64

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1: Vista isométrica edificio Filtro de Prensa.....	7
Figura II-2: Planta plataforma de apoyo Filtro de Prensa [mm].	7
Figura II-3: Elevación típica sistema sismorresistente longitudinal [mm].	8
Figura II-4: Elevación típica sistema sismorresistente transversal [mm].	8
Figura II-5: Superficie con revestimiento exterior y costaneras.	10
Figura II-6: Esquema típico de Filtro de Prensa.	13
Figura II-7: Espectro de diseño NCh2369:2023.	17
Figura II-8: Nomenclatura de elementos del sistema sismorresistente.	19
Figura II-9: Detalle diseño de columna C1.	21
Figura II-10: Detalle diseño de columna C2.	22
Figura II-11: Detalle diseño de columna C3.	23
Figura II-12: Detalle diseño de columna C4.	24
Figura II-13: Sección típica de perfil tipo cajón armado.	26
Figura II-14: Desbalance plástico en vigas puntal.	28
Figura II-15: Detalle diseño de viga puntal V1.....	29
Figura II-16: Detalle diseño de viga puntal V2.....	30
Figura II-17: Detalle diseño de viga puntal V3.....	31
Figura II-18: Detalle diseño de viga puntal V4.....	32
Figura II-19: Espectro de referencia ponderado para cálculo de deformaciones.....	33

Figura II-20: Deformación sísmica horizontal en dirección X, unidades en [mm]....	34
Figura II-21: Deformación sísmica horizontal en dirección Y, unidades en [mm]....	34
Figura II-22: Nomenclatura de pernos de anclaje del sistema sismorresistente.	35
Figura III-1: a) Detalle típico anclaje de columnas (NCh2369:2023). b) Modelación de elementos tipo <i>Link</i> en SAP2000.....	41
Figura III-2: a) Curva de capacidad para pernos de anclaje. b) Comportamiento histerético de los pernos de anclaje.	41
Figura III-3: Curva de capacidad para pernos de anclaje de edificio de prensa.....	42
Figura III-4: Esquema de la curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales.	44
Figura III-5: Curva de capacidad para arriostramientos de edificio de prensa.	45
Figura III-6: Curva histerética para el modelo de pivote.	46

RESUMEN

El presente documento presenta el diseño estructural de una estructura típica de minería no metálica usando disposiciones de la norma NCh2369:2023, para el diseño se utilizan criterios de diseño representativos de la práctica chilena. La estructura consiste en un edificio de filtros con marcos arriostrados en las dos direcciones principales. El objetivo del documento es realizar un análisis de tiempo historia no lineal siguiendo los requisitos de la sección de análisis especiales de NCh2369:2023, y de esta manera evaluar el desempeño obtenido considerando los criterios de aceptación definidos en dicho documento.

Se observa que los desempeños obtenidos son consistentes con los niveles de intensidad de la amenaza definidos en la norma, logrando asegurar la Continuidad Operacional (CO) para un Sismo a Nivel de Diseño (SDI) y el Cuidado de Vida (LS) para un Sismo Máximo (SMP). Finalmente, luego de aplicar la metodología de diseño por desempeño propuesta en NCh2369:2023, y evaluar los resultados del análisis no lineal, se hace notar que los cambios implementados en la normativa no modifican la filosofía de diseño industrial nacional, y por el contrario, permiten garantizar de mejor manera el comportamiento que siempre se ha deseado.

ABSTRACT

This paper presents the structural design of a typical non-metallic mining structure using provisions of NCh2369:2023 standard, design criteria representative of Chilean practice is used. The structure consists of a filter building with concentric braced frames in the two main directions. The objective of the document is to perform a non-linear time history analysis following the requirements of the special analysis section of NCh2369:2023, and in this way to evaluate the performance obtained considering the acceptance criteria defined in that document.

It is observed that the results obtained are consistent with the levels of intensity of the threat defined in the standard, managing to ensure Operational Continuity (OC) for a Design Level Earthquake (DLE) and Life Safety (LS) for a Maximum Considered Earthquake (MCE).

Finally, after applying the design-by-performance methodology proposed in NCh2369:2023, and evaluating the results of the nonlinear analysis, it is noted that the changes implemented in the standard do not modify the national industrial design philosophy, and on the other hand, they allow to better guarantee the behavior that has always been desired.

I. INTRODUCCIÓN

I.1 Motivación

La norma chilena NCh2369, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, oficializada el año 2003 por el Decreto N°178, recoge la experiencia acumulada en los diversos criterios de diseño elaborados para proyectos industriales específicos desde el año 1970 hasta el 2000. Así, la norma fue recogiendo el estado del arte del diseño sísmico de instalaciones industriales nacional y, en ciertos aspectos, también internacional, ya que la normativa extranjera, particularmente la estadounidense constituyó un referente natural y casi siempre complementario de la naciente norma chilena.

A lo largo de los últimos años la norma NCh2369 ha demostrado que los diseños realizados bajo sus disposiciones presentan un desempeño acorde con su filosofía de diseño, el cual consiste en la continuidad de operación durante el evento sísmico de diseño. No obstante, lo anterior, los terremotos del Maule (2010) y de Coquimbo (2015), han entregado un gran número de experiencias sobre el desempeño de estructuras industriales, lo que ha llevado a una revisión y actualización de la norma, la cual ya se encuentra aprobada por el Instituto Nacional de Normalización (INN) mediante sesión efectuada el 30 de marzo de 2023. Las modificaciones a las disposiciones de la norma abarcan diversos aspectos como son: demanda sísmica, diseño de estructuras de acero, diseño de estructuras de hormigón y diseño de estructuras especiales.

En la industria chilena una de las configuraciones estructurales más utilizadas corresponde a marcos arriostrados de acero, particularmente en naves de grandes dimensiones y estructuras que deben alojar grandes equipos, como son harneros, baterías de hidrociclones, alimentadores, correas, filtros, tolvas y silos entre otros. Este tipo de estructuración presenta una serie de modificaciones en las disposiciones y requisitos de diseño en la nueva versión de la norma, dentro de las que se cuentan:

- Cambios en la regla de simultaneidad de las diferentes direcciones de acción sísmica.
- Cambios en la determinación de la demanda sísmica y esfuerzos de corte basal mínimo.
- Cambios en la determinación de desplazamientos sísmicos basados en una demanda representativa de la amenaza.
- Requisitos de diseño de elementos no fusibles (columnas, conexiones, pedestales, viga puntal, etc.) mediante la evaluación explícita de un mecanismo de colapso predefinido por el desbalance plástico, y/o diseño basado en sobrerresistencia local máxima.
- Eliminación de la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80% de su capacidad, reconociendo su función como elementos fusibles.

Dado lo anterior, resulta interesante evaluar los requisitos de la sección de análisis especiales de NCh2369:2023 aplicados mediante un análisis tiempo historia no lineal en un edificio industrial arriostrado típico de la industria no metálica, diseñado en base a las nuevas disposiciones de diseño descritas anteriormente.

I.2 Objetivos

I.2.1 Objetivos Generales

El presente trabajo tiene como objetivo aplicar los requisitos de la sección de análisis especiales de NCh2369:2023 en un edificio de minería no metálica, evaluando los criterios de aceptación especificados en la nueva normativa mediante un análisis tiempo historia no lineal. De esta manera, se estudia el efecto de los nuevos requisitos de diseño considerando procedimientos habituales de una oficina de ingeniería nacional.

I.2.2 Objetivos Específicos

Este trabajo se plantean los siguientes objetivos específicos a abordar en el orden expuesto:

- Diseñar una estructura típica de la industria no metálica según los nuevos requerimientos de la norma NCh2369:2023 aprobada por INN.
- Desarrollar un modelo no lineal que permita evaluar el desempeño sísmico de la estructura diseñada mediante los criterios de aceptación propuestos por NCh2369:2023 para estructuras de acero tradicional.
- Determinar el cumplimiento de los principios y objetivos de continuidad operacional de NCh2369:2023 considerando las modificaciones normativas.
- Evaluar el criterio de aceptación comúnmente usado en la práctica nacional para pernos de anclajes en un edificio arriostrado de la industria no metálica.
- Proporcionar información que permita validar de forma positiva o negativa las modificaciones propuestas en NCh2369:2023.

I.3 Organización del Trabajo

El presente trabajo se organizará en 6 capítulos, los cuales se describen brevemente a continuación:

Capítulo 1: Introducción

Corresponde al presente capítulo, donde se introduce el trabajo junto con la motivación y sus objetivos.

Capítulo 2: Estructuración y Diseño Sísmico

En este capítulo se describe la estructuración del edificio analizado y se detalla el diseño sísmico por medio de un modelo lineal-elástico, bajo las modificaciones de la norma NCh2369:2023, además de presentar los resultados obtenidos.

Capítulo 3: Análisis no Lineal

En este capítulo se abordan aspectos relacionados con el proceso de modelación no lineal tales como, criterios de modelación, modelos no lineales de los componentes estructurales (arriostramientos y pernos de anclaje).

Capítulo 4: Selección de Registros Sísmicos

En este capítulo se presentan y describe los registros sísmicos utilizados en el análisis tiempo historia no lineal. Además, se realiza una breve descripción el proceso de escalación y ajuste de registros para los niveles de intensidad considerados.

Capítulo 5: Evaluación de la Respuesta Sísmica

En este capítulo se detallan los resultados del análisis no lineal, evaluando el efecto de la aplicación de las modificaciones de la norma en el desempeño y en el aseguramiento de los objetivos planteados de NCh2369.

Capítulo 6: Conclusiones

El último capítulo rescata los principales resultados y conclusiones de este trabajo.

II. ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO

En el presente capítulo se describen las principales características de la estructura analizada y se realiza el diseño de su sistema sismorresistente mediante disposiciones de NCh2369:2023.

II.1 Descripción de la Estructura

La estructura corresponde a un edificio de acero típico de Filtros de Prensa utilizado en la industria del Litio, por lo que representa una instalación crítica para la producción. En planta la estructura presenta 16,3[m] de largo y 12,5[m] de ancho, con una altura de hombro de 15,8[m] y un techo arriostrado a dos aguas, según se muestra en la Figura II-1. Los equipos de Filtro de Prensa de 10[m] de largo se apoyan sobre una plataforma ubicada a 8[m] de altura desde el nivel de placa base, la cual se compone de vigas con losa colaborante tipo deck, ver Figura II-2, en donde, adicionalmente se disponen de dos chutes de descarga.

El sistema sismo resistente consiste en dos ejes principales arriostrados longitudinal y transversalmente, los cuales proveen una limitada redundancia en las dos direcciones principales, ver Figura II-3 y Figura II-4. Las bases de columnas se consideran rotuladas en las dos direcciones principales (simplemente apoyadas) ancladas mediante pernos de anclajes dúctiles.

Finalmente, el edificio presenta un revestimiento exterior desde los 8[m] de altura y un monorriel a nivel de techo utilizado para la mantención de los principales equipos al interior del edificio.

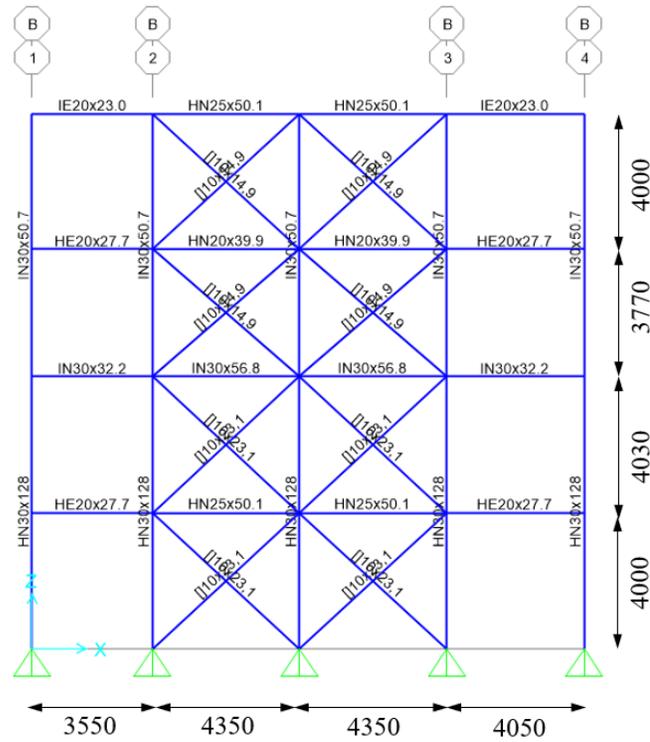


Figura II-3: Elevación típica sistema sismorresistente longitudinal [mm].

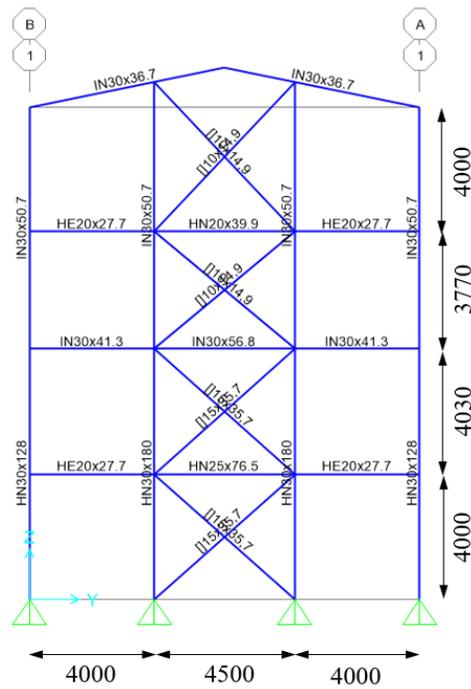


Figura II-4: Elevación típica sistema sismorresistente transversal [mm].

II.2 Cargas de Diseño

II.2.1 Cargas Permanentes (D)

a) Peso Propio (D_{prop})

Son consideradas todas aquellas cargas debidas al peso propio gravitacional de los elementos estructurales del edificio de Filtro de Prensa.

Además, para incluir el peso de elementos de conexión, como sillas de anclaje, planchas, gussets, etc., se incorpora un 30% adicional del peso total de la perfilería, amplificando directamente en el modelo de análisis.

i) Peso total estructura (perfilería)	52,7 [tonf]
---------------------------------------	-------------

ii) Peso conexiones (30% del total de perfilería)	15,8 [tonf]
---	-------------

b) Peso Propio Costaneras Laterales y de Techo (D_{cos})

Se considera el peso propio de revestimiento exterior dispuesto en una superficie según se indica en la Figura II-5.

i) Peso propio costaneras	15 [kgf/m ²]
---------------------------	--------------------------

ii) Superficie con costaneras	646,8 [m ²]
-------------------------------	-------------------------

iii) Peso total costaneras	9,7 [tonf]
----------------------------	------------

c) Peso Propio Cubierta (D_{cub})

Se considera el peso propio de costaneras laterales y costaneras de techo dispuesta en una superficie según se indica en la Figura II-5.

iv) Peso propio costaneras	10 [kgf/m ²]
v) Superficie con costaneras	646,8 [m ²]
vi) Peso total costaneras	6,5 [tonf]

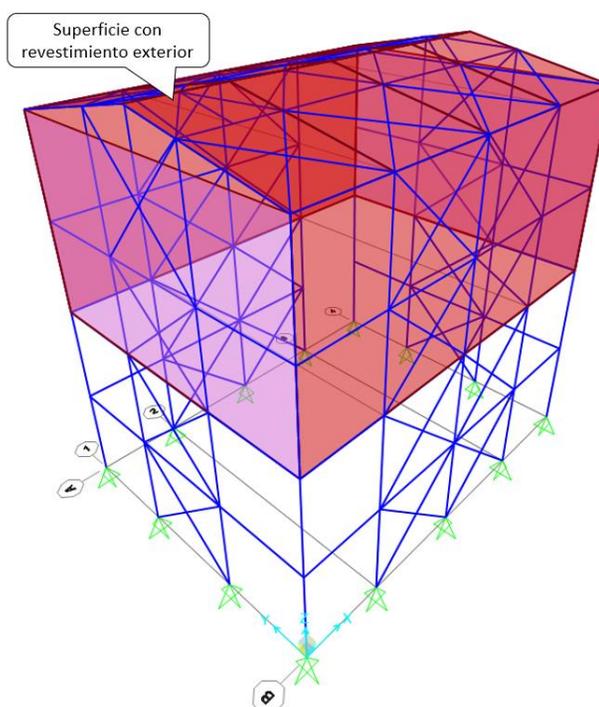


Figura II-5: Superficie con revestimiento exterior y costaneras.

d) Peso Propio Losa Colaborante (D_{losa})

Se considera el peso propio de la losa de hormigón armado con placa colaborante tipo Deck con un espesor total de 150[mm].

i) Peso propio losa colaborante	360 [kgf/m ²]
ii) Área total de plataforma	165,0 [m ²]
iii) Peso total losa	59,4 [tonf]

e) Peso Propio Sobrelosa (D_{sobre})

Se considera el peso propio de una sobrelosa de hormigón de 120[mm] de espesor.

i) Peso propio sobre losa	312 [kgf/m ²]
ii) Área total de plataforma	172,4 [m ²]
iii) Peso total sobre losa	53,8 [tonf]

f) **Peso Propio Barandas (D_{bar})**

Se considera el peso propio de las barandas perimetrales dispuesta en la plataforma de
mantención de los Filtros de Prensa.

i) Peso propio baranda	30 [kgf/m]
ii) Perímetro total de baranda	57,6 [m]
iii) Peso total baranda	1,7 [tonf]

g) **Peso Propio Solera (D_{sol})**

Se considera el peso propio de soleras perimetrales de 200[mm] de espesor y alto
dispuestas sobre la losa de hormigón.

i) Peso propio solera	100 [kgf/m]
ii) Perímetro total de solera	99,6 [m]
iii) Peso total solera	9,9 [tonf]

h) **Peso Propio Instalaciones (D_{ins})**

Se considera el peso propio de instalaciones varias como luminarias, canalizado,
ductos, etc.

i) Peso propio instalaciones	20 [kgf/m ²]
ii) Área total de plataforma	392,7 [m ²]
iii) Peso total de instalaciones	7,85 [tonf]

i) Peso Propio Polvo (D_{pol})

Se considera el peso propio del polvo generado de la operación normal de la planta depositado sobre la plataforma de mantenimiento del Filtro de Prensa y el techo.

i) Peso propio polvo	30 [kgf/m ²]
ii) Área total de plataforma	357 [m ²]
iii) Peso total de polvo	10,7 [tonf]

j) Peso Filtro Prensa (D_{eq})

Se considera el peso propio de los dos Filtros de Prensa de intercambio iónico de ceniza de soda.

i) Peso propio unidad Filtro Prensa	19,0 [tonf]
ii) Número de Filtros	2 [un]
iii) Peso total de equipos	38,0 [tonf]

II.2.2 Sobrecarga de Mantenimiento (L)

Se considera una sobrecarga de uso en la plataforma de operación de los Filtros de Prensa considerando que la ocupación está orientada a la mantención de equipos livianos.

i) Sobrecarga de operación	400 [kgf/m ²]
ii) Área total de plataforma	172 [m ²]
iii) Peso total de sobrecarga	69,0 [tonf]

II.2.3 Resumen de reacciones basales

A continuación, se presenta un resumen de las reacciones totales obtenidas para cada estado de carga en el modelo estructural y se validan mediante las reacciones calculadas anteriormente.

Tabla II-1: Resumen y validación reacciones basales.

Estado de Carga	Calculado [tonf]	SAP2000 [tonf]	Δ [%]
D _{prop}	68,5	68,6	0,1
D _{cos}	9,7	9,8	1,3
D _{cub}	6,5	6,6	0,8
D _{losa}	59,4	60,8	2,4
D _{sobre}	53,8	52,7	-2,0
D _{bar}	1,7	1,7	1,6
D _{sol}	9,9	10,0	0,7
D _{ins}	7,9	7,5	-4,0
D _{pol}	10,7	11,3	5,6
D _{eq}	38,0	38,0	0,0
D _{chu}	16,5	16,5	0,0
D	285,6	283,5	0,3
L	69,0	67,6	-2,1

II.2.4 Cargas Sísmicas (E)

La evaluación sísmica se realiza conforme al nuevo espectro de diseño de NCh2369:2023. Dada la baja redundancia de la estructura y la continuidad operacional que se debe proveer, no se desea una disipación de energía por incursión inelástica del sistema resistente y más bien se busca una mayor sobrerresistencia donde además la disipación (limitada) sea provista por la elongación de los pernos de anclajes, por lo anterior, se adopta un factor de modificación de respuesta $R = 3$ para todo el sistema sismorresistente y una clasificación en Categoría III asociada a un coeficiente de importancia $I = 1,2$. Los parámetros necesarios para determinar las solicitaciones sísmicas se resumen en la Tabla II-2.

Tabla II-2: Parámetros considerados en el análisis sísmico.

Características	Nomenclatura	Valor
Zona Sísmica	-	3
Factor de Mod. de Respuesta	R	3
Razón de Amortiguamiento	ξ	0,03
Aceleración Efectiva Máxima	A_0/g	0,4
Factor de Importancia	I	1,2
Tipo de Suelo	-	B
Parámetros Relativos al Tipo de Suelo	S	1,0
	T_0 [s]	0,3
	p	1,6
	T_1 [s]	0,27

El espectro de diseño para la dirección horizontal se define como:

$$S_{a(T_H)} = 0,7 \frac{I S_{aH}}{R} \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad \text{Ecuación II-1}$$

Donde S_{aH} corresponde al espectro de referencia horizontal definido por NCh2369:2023.

$$S_{aH} = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right)^{0,4} \quad \text{Ecuación II-2}$$

Donde la razón de amortiguamiento incorporada en el espectro de referencia es $\xi = 0,05$. Por tanto, para la determinación de los desplazamientos, se debe corregir la Ecuación II-2 por el factor de ponderación $(0,05/\xi)^{0,4}$.

En relación con la masa sísmica considerada en el modelo estructural, se incluyen todas las cargas permanentes del sistema y un 25% de la sobrecarga, la cual es consistente con el factor de reducción utilizado en las combinaciones de cargas sísmicas y corresponde a un valor esperado para la ocurrencia simultánea con el sismo de diseño para plataformas de operación normal.

En la Tabla II-3 se presenta la respuesta dinámica de acuerdo con el análisis modal de la estructura, en el cual se consideraron 12 modos de vibrar. En la Figura II-7 se presenta el espectro de diseño definido en la Ecuación II-1.

Tabla II-3: Parámetros dinámicos modelo estructural.

OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,328	0%	88%	0%	88%
MODAL	2	0,306	0%	0%	0%	88%
MODAL	3	0,263	87%	0%	87%	88%
MODAL	4	0,224	6%	0%	93%	88%
MODAL	5	0,214	1%	0%	94%	88%
MODAL	6	0,214	1%	0%	95%	88%
MODAL	7	0,199	0%	0%	95%	88%
MODAL	8	0,192	0%	0%	95%	88%
MODAL	9	0,185	0%	0%	95%	88%
MODAL	10	0,179	0%	0%	95%	88%
MODAL	11	0,166	0%	0%	95%	89%
MODAL	12	0,163	0%	0%	95%	90%

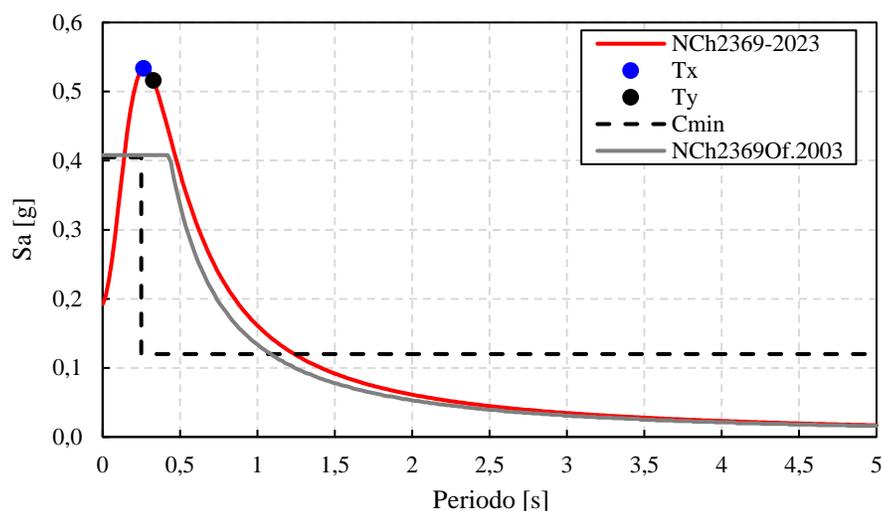


Figura II-7: Espectro de diseño NCh2369:2023.

En la Figura II-7 se muestra el coeficiente sísmico mínimo para un análisis modal espectral, el cual se define según la Ecuación II-3 y Ecuación II-4.

$$C_{min} = \frac{2,75ISA_0}{g(R+1)} \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad \text{si} \quad 0,06s < T^* < 0,25s \quad \text{Ecuación II-3}$$

$$C_{min} = 0,25 \cdot I \cdot S A_0 / g \quad \text{si} \quad T^* \geq 0,25s \quad \text{Ecuación II-4}$$

En relación a la acción sísmica vertical, esta se considera mediante un coeficiente sísmico vertical indicado en la Ecuación II-5, el cual genera fuerzas de inercia vertical actuando en las posiciones de los centros de masa de los correspondientes componentes (elementos estructurales o equipos).

$$C_v = 1,18 \cdot I \cdot S \cdot A_0 / g \quad \text{Ecuación II-5}$$

En la Tabla II-4 se presenta la masa sísmica así como los cortes basales obtenidos en cada dirección principal de análisis.

Tabla II-4: Parámetros dinámicos modelo estructural.

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Peso Sísmico [tonf]	300,4	300,4
Corte Basal [tonf]	138,2	134,3

II.3 Combinaciones de Carga

Se presentan las combinaciones de cargas a utilizar para el diseño de los elementos estructurales, según norma NCh2369:2023, considerando el método de resistencias admisibles. Para el caso de elementos no controlados por la acción sísmica se utilizan los criterios indicados en NCh3171.

Adicionalmente, se utiliza un factor de reducción de un 25% para el cálculo de la sobrecarga de uso en base a la probabilidad de ocurrencia de su valor nominal en conjunto con el sismo de diseño.

1. Comb1: D
2. Comb2: $D + L$
3. Comb3: $D + 0,75 \cdot 0,25L + 1,0E_x \pm 0,3E_y \pm 0,6E_z$
4. Comb4: $D + 0,75 \cdot 0,25L + 0,3E_y \pm 1,0E_x \pm 0,6E_z$
5. Comb5: $D + 0,75 \cdot 0,25L + 0,6E_y \pm 0,2E_x \pm 1,0E_z$
6. Comb6: $D + 0,75 \cdot 0,25L + 0,2E_y \pm 0,6E_x \pm 1,0E_z$

II.4 Diseño Sismorresistente

Dado que el nivel de importancia de la estructura tiene un nivel de clasificación de Categoría III, en donde se busca un desempeño sísmico superior al esperado para estructuras convencionales, se requiere que el sistema sea capaz de desarrollar un mecanismo plástico de ductilidad moderada que eventualmente limite la fuerza que puede desarrollar el sistema estructural ante sismos excepcionalmente severo. De

acuerdo con lo anterior, no se permite el diseño por cargas sísmicas amplificadas por $0,7R$ para el sistema sismorresistente. Este requisito no aplica para el diseño de columnas donde la resistencia requerida debe ser determinada utilizando las combinaciones de cargas definidas en el acápite II.3, en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0,7R \geq 1,0$.

En la Figura II-8 se presenta la nomenclatura utilizada para el diseño de elementos ubicados en los ejes resistentes longitudinal y transversal.

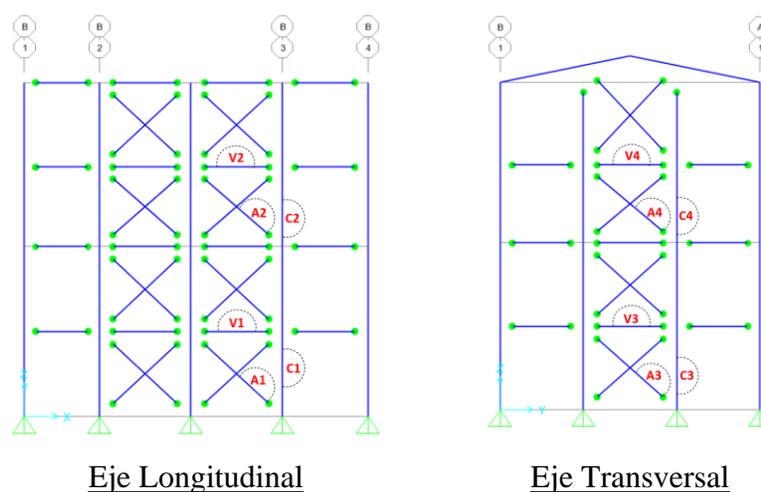


Figura II-8: Nomenclatura de elementos del sistema sismorresistente.

II.4.1 Diseño de Columnas

En la Tabla II-5 se muestran los esfuerzos de carga axial y momento generados por cargas gravitacionales y cargas sísmicas reducidas. Luego, en la Tabla II-6 se determinan los esfuerzos de diseño amplificando las cargas sísmicas por $0,7R=2,1$.

Tabla II-5: Esfuerzos en columnas considerando cargas sísmicas reducidas.

Columna	Cargas Gravitacionales		Cargas Sísmicas Reducidas	
	Axial [tonf]	Momento [tonf-cm]	Axial [tonf]	Momento [tonf-cm]
C1	38,8	84,4	74,9	1,8
C2	3,7	247,6	7,3	69,5
C3	14,3	0	120,8	8,2
C4	4,8	0,8	21,1	26,0

Tabla II-6: Esfuerzos en columnas considerando cargas sísmicas amplificadas.

Columna	Cargas Sísmicas Amplificadas		Esfuerzos Totales de Diseño	
	Axial [tonf]	Momento [tonf-cm]	Axial [tonf]	Momento [tonf-cm]
C1	157,2	3,7	196,0	88,1
C2	15,4	145,9	19,1	393,5
C3	253,7	17,3	268,0	17,3
C4	44,3	54,5	49,1	55,3

Con los esfuerzos de diseño indicados en la Tabla II-6 se determina la resistencia requerida en las columnas mediante disposiciones de norma NCh427-2016 tomando como referencia el Factor de Utilización (Cociente Demanda / Capacidad).

En las Figura II-9 a Figura II-12 se muestra el detalle del diseño de cada una de las columnas y en la Tabla II-7 se muestra un resumen de los resultados.

Tabla II-7: Resumen diseño de columnas.

Columna	Combinación	Perfil	FU
C1	Comb3	HN30x128	0,97
C2	Comb6	IN30x50,7	0,76
C3	Comb4	HN30x180	0,89
C4	Comb4	IN30x50,7	0,84

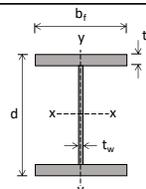
Diseño de Columna C1			
Datos de Entrada			
Acero	ASTM A36		
Fy	248 [Mpa]	→ 2,529 [tonf/cm ²]	Tensión de fluencia del acero
E	200000 [Mpa]	→ 2039,44 [tonf/cm ²]	Módulo de elasticidad
G	76903 [Mpa]	→ 784,20 [tonf/cm ²]	Módulo de corte
Cb	1,00		Coefficiente de momento.
Lb	803,00 [cm]		Largo no apuntalado en pandeo lateral torsional.
Lx	803,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje fuerte.
Kx	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje fuerte.
Ly	803,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje débil.
Ky	0,50		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje débil.
Kz	1,00		Coef. De largo efectivo para pandeo torsional.
Cargas de Diseño			
Método	A ASD		
Pr	196,00 [tonf]		Carga axial requerida usando combinaciones de carga ASD (Pr<0 equivale a Tracción).
Mrx	88,10 [tonf-cm]		Momento requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Mry	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Vy	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Vx	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Geometría de la Sección			
Perfil	HN30x128,0		
d	300 [mm]	Altura de Perfil	
bf	300 [mm]	Ancho de Ala	
tf	22 [mm]	Espesor de Ala	
tw	12 [mm]	Espesor de Alma	
Espesor de Corrosión			
0,00 [mm]			
			Propiedades de la Sección
			A 162,72 cm ²
			rx 12,94 cm
			ry 7,80 cm
			Zx 2031,41 cm ³
			Zy 999,22 cm ³
			Ix 27234,68 cm ⁴
			Iy 9903,69 cm ⁴
Datos de Salida			
Diseño a Compresión			
Alas no esbeltas - Alma no esbelta			
Pr/Ω	209,01 [tonf]	Estado límite:	Pandeo Flexo-Torsional
Diseño a Tracción			
No Aplica			
Pr/Ω	246,41 [tonf]	Estado límite:	Fluencia en sección bruta
Diseño a Flexión en Eje Fuerte			
Alas Compactas - Alma Compacta F2			
Mn/Ω	2764,20 [tonf-cm]	Estado límite:	Pandeo Lateral Torsional
Diseño a Flexión en Eje Débil			
No Aplica			
Mn/Ω	1513,13 [tonf-cm]	Estado límite:	Fluencia
Diseño a Corte			
No Aplica			
Vn/Ω	32,71 [tonf]	Capacidad a corte eje fuerte	No se requieren atiesadores transversales
Vn/Ω	119,93 [tonf]	Capacidad a corte eje débil	
Interacción de cargas			
FU _{P-M}	0,97	OK	Factor de Utilización interacción axial - flexión
FU _{Vy}	0,00		Factor de Utilización corte en eje fuerte
FU _{Vx}	0,00		Factor de Utilización corte en eje débil

Figura II-9: Detalle diseño de columna C1.

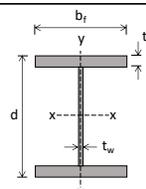
Diseño de Columna C2			
Datos de Entrada			
Acero	ASTM A36		
Fy	248 [Mpa]	→ 2,529 [tonf/cm ²]	Tensión de fluencia del acero
E	200000 [Mpa]	→ 2039,44 [tonf/cm ²]	Módulo de elasticidad
G	76903 [Mpa]	→ 784,20 [tonf/cm ²]	Módulo de corte
Cb	1,00		Coficiente de momento.
Lb	777,00 [cm]		Largo no apuntalado en pandeo lateral torsional.
Lx	777,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje fuerte.
Kx	1,00		Cof. De largo efectivo de pandeo en eje fuerte. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Ly	777,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje débil.
Ky	0,50		Cof. De largo efectivo de pandeo en eje débil. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Kz	1,00		Cof. De largo efectivo para pandeo torsional. (AISC360-10, E4)
Cargas de Diseño			
Método	A ASD		
Pr	19,10 [tonf]		Carga axial requerida usando combinaciones de carga ASD (Pr<0 equivale a Tracción).
Mrx	393,50 [tonf-cm]		Momento requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Mry	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Vy	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Vx	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Geometría de la Sección			
Perfil	IN30x50,7		
d	300 [mm]	Altura de Perfil	
bf	200 [mm]	Ancho de Ala	
tf	12 [mm]	Espesor de Ala	
tw	6 [mm]	Espesor de Alma	
Espesor de Corrosión			
0,00 [mm]			
			
		Propiedades de la Sección	
		A	64,56 cm ²
		rx	13,06 cm
		ry	4,98 cm
		Zx	805,46 cm ³
		Zy	242,48 cm ³
		Ix	11010,27 cm ⁴
		Iy	1600,50 cm ⁴
Datos de Salida			
Diseño a Compresión			
Alas no esbeltas - Alma esbelta			
Pr/Ω	63,31 [tonf]	Estado límite:	Pandeo Flexo-Torsional
Diseño a Tracción			
No Aplica			
Pr/Ω	97,76 [tonf]	Estado límite:	Fluencia en sección bruta
Diseño a Flexión en Eje Fuerte			
Alas Compactas - Alma Compacta F2			
Mn/Ω	766,90 [tonf-cm]	Estado límite:	Pandeo Lateral Torsional
Diseño a Flexión en Eje Débil			
No Aplica			
Mn/Ω	367,20 [tonf-cm]	Estado límite:	Fluencia
Diseño a Corte			
No Aplica			
Vn/Ω	16,35 [tonf]	Capacidad a corte eje fuerte	No se requieren atiesadores transversales
Vn/Ω	43,61 [tonf]	Capacidad a corte eje débil	
Interacción de cargas			
FU _{P-M}	0,76	OK	Factor de Utilización interacción axial - flexión
FU _{Vy}	0,00		Factor de Utilización corte en eje fuerte
FU _{Vx}	0,00		Factor de Utilización corte en eje débil

Figura II-10: Detalle diseño de columna C2.

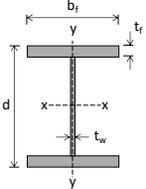
Diseño de Columna C3			
Datos de Entrada			
Acero	ASTM A36		
Fy	248 [Mpa]	→ 2,529 [tonf/cm ²]	Tensión de fluencia del acero
E	200000 [Mpa]	→ 2039,44 [tonf/cm ²]	Módulo de elasticidad
G	76903 [Mpa]	→ 784,20 [tonf/cm ²]	Módulo de corte
Cb	1,00		Coefficiente de momento.
Lb	803,00 [cm]		Largo no apuntalado en pandeo lateral torsional.
Lx	803,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje fuerte.
Kx	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje fuerte.
Ly	803,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje débil.
Ky	0,50		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje débil.
Kz	1,00		Coef. De largo efectivo para pandeo torsional.
			(AISC360-10, Tabla C-C2.2)
			(AISC360-10, Tabla C-C2.2)
			(AISC360-10, E4)
Cargas de Diseño			
Método	A ASD		
Pr	268,00 [tonf]		Carga axial requerida usando combinaciones de carga ASD (Pr<0 equivale a Tracción).
Mrx	17,30 [tonf-cm]		Momento requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Mry	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Vy	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Vx	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Geometría de la Sección			
Perfil	HN30x180,0		
d	300 [mm]	Altura de Perfil	
bf	300 [mm]	Ancho de Ala	
tf	32 [mm]	Espesor de Ala	
tw	16 [mm]	Espesor de Alma	
	Espesor de Corrosión		
	0,00 [mm]		
			
			Propiedades de la Sección
			A 229,76 cm ²
			rx 12,59 cm
			ry 7,92 cm
			Zx 2795,58 cm ³
			Zy 1455,10 cm ³
			Ix 36391,93 cm ⁴
			Iy 14408,06 cm ⁴
Datos de Salida			
Diseño a Compresión			
Alas no esbeltas - Alma no esbelta			
Pr/Ω	303,94 [tonf]		Estado límite: Pandeo por flexión
Diseño a Tracción			
No Aplica			
Pr/Ω	347,93 [tonf]		Estado límite: Fluencia en sección bruta
Diseño a Flexión en Eje Fuerte			
Alas Compactas - Alma Compacta F2			
Mn/Ω	3966,92 [tonf-cm]		Estado límite: Pandeo Lateral Torsional
Diseño a Flexión en Eje Débil			
No Aplica			
Mn/Ω	2203,49 [tonf-cm]		Estado límite: Fluencia
Diseño a Corte			
No Aplica			
Vn/Ω	43,61 [tonf]		Capacidad a corte eje fuerte
Vn/Ω	174,45 [tonf]		Capacidad a corte eje débil
No se requieren atiesadores transversales			
Interacción de cargas			
FU _{P-M}	0,89	OK	Factor de Utilización interacción axial - flexión
FU _{Vy}	0,00		Factor de Utilización corte en eje fuerte
FU _{Vx}	0,00		Factor de Utilización corte en eje débil

Figura II-11: Detalle diseño de columna C3.

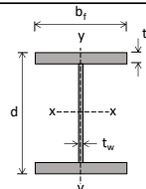
Diseño de Columna C4			
Datos de Entrada			
Acero	ASTM A36		
Fy	248 [Mpa]	→ 2,529 [tonf/cm ²]	Tensión de fluencia del acero
E	200000 [Mpa]	→ 2039,44 [tonf/cm ²]	Módulo de elasticidad
G	76903 [Mpa]	→ 784,20 [tonf/cm ²]	Módulo de corte
Cb	1,00		Coefficiente de momento.
Lb	777,00 [cm]		Largo no apuntalado en pandeo lateral torsional.
Lx	777,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje fuerte.
Kx	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje fuerte. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Ly	777,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje débil.
Ky	0,50		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje débil. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Kz	1,00		Coef. De largo efectivo para pandeo torsional. (AISC360-10, E4)
Cargas de Diseño			
Método	A ASD		
Pr	49,10 [tonf]		Carga axial requerida usando combinaciones de carga ASD (Pr<0 equivale a Tracción).
Mrx	55,30 [tonf-cm]		Momento requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Mry	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Vy	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Vx	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Geometría de la Sección			
Perfil	IN30x50,7		
d	300 [mm]	Altura de Perfil	
bf	200 [mm]	Ancho de Ala	
tf	12 [mm]	Espesor de Ala	
tw	6 [mm]	Espesor de Alma	
Espesor de Corrosión			
0,00 [mm]			
			
		Propiedades de la Sección	
		A	64,56 cm ²
		rx	13,06 cm
		ry	4,98 cm
		Zx	805,46 cm ³
		Zy	242,48 cm ³
		Ix	11010,27 cm ⁴
		Iy	1600,50 cm ⁴
Datos de Salida			
Diseño a Compresión			
Alas no esbeltas - Alma esbelta			
Pn/Ω	63,31 [tonf]	Estado límite:	Pandeo Flexo-Torsional
Diseño a Tracción			
No Aplica			
Pn/Ω	97,76 [tonf]	Estado límite:	Fluencia en sección bruta
Diseño a Flexión en Eje Fuerte			
Alas Compactas - Alma Compacta F2			
Mn/Ω	766,90 [tonf-cm]	Estado límite:	Pandeo Lateral Torsional
Diseño a Flexión en Eje Débil			
No Aplica			
Mn/Ω	367,20 [tonf-cm]	Estado límite:	Fluencia
Diseño a Corte			
No Aplica			
Vn/Ω	16,35 [tonf]	Capacidad a corte eje fuerte	No se requieren atiesadores transversales
Vn/Ω	43,61 [tonf]	Capacidad a corte eje débil	
Interacción de cargas			
FU _{P-M}	0,84	OK	Factor de Utilización interacción axial - flexión
FU _{Vy}	0,00		Factor de Utilización corte en eje fuerte
FU _{Vx}	0,00		Factor de Utilización corte en eje débil

Figura II-12: Detalle diseño de columna C4.

II.4.2 Diseño de Arriostramientos

La ductilidad del sistema resistente es provista por el pandeo estable de los arriostramientos en compresión y posteriormente por la fluencia en tracción de estos elementos, lo que define a las diagonales como principal fusil disipador de energía. Para lograr esto, el diseño de las diagonales se basa en fuerzas sísmicas reducidas

considerando las combinaciones de cargas indicadas en Acápite II.3, las cuales son bastante menores a las que se espera que ocurran en un comportamiento elástico durante un evento sísmico. En la Tabla II-8 se muestran las cargas axiales obtenidas en cada elemento.

Tabla II-8: Cargas de diseño para arriostramientos.

Arriostramiento	Tracción		Compresión	
	Combinación	T [tonf]	Combinación	P [tonf]
A1	Comb3	23,7	Comb3	28,9
A2	Comb3	6,5	Comb3	6,9
A3	Comb4	44,8	Comb4	47,3
A4	Comb4	11,5	Comb4	11,8

Como se observa en la Tabla II-8 el diseño de cada uno de estos elementos fusibles queda controlado por la compresión axial. Para lograr el pandeo estable anteriormente descrito los arriostramientos deben presentar una compacidad adecuada que evite la falla por pandeo local y más bien permitir el pandeo por flexión. En la Tabla II-10 se muestra la esbeltez global, la resistencia de cada elemento y el factor de utilización en cada caso.

Los arriostramientos corresponden a una sección cajón armado (soldada) mostrada en la Figura II-13, además, en la Tabla II-9 se presentan las dimensiones de las secciones.

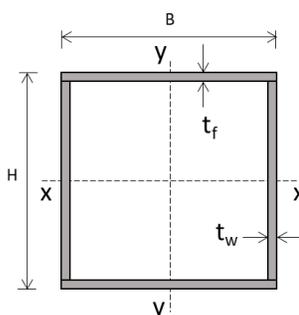


Figura II-13: Sección típica de perfil tipo cajón armado.

Tabla II-9: Sección transversal de arriostramientos.

Arriostramiento	Sección	Alto	Ancho	Esp. Ala	Esp. Alma
		H [mm]	B [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]
A1	□10x23,1	100	100	8	8
A2	□10x14,9	100	100	5	5
A3	□15x35,7	150	150	8	8
A4	□10x14,9	100	100	5	5

Tabla II-10: Resistencia admisible arriostramientos.

Arriostramiento	Largo	Esbeltez	Tensión de Pandeo	Tensión Crítica	Resistencia admisible	F.U.
	L [cm]	λ	F_e [tonf/cm ²]	F_{cr} [tonf/cm ²]	ΩP_n [tonf]	
A1	591	78,38	3,28	1,83	32,27	0,90
A2	576	74,16	3,66	1,89	21,55	0,32
A3	602	51,84	7,49	2,20	59,74	0,79
A4	587	75,57	3,52	1,87	21,31	0,55

Adicionalmente, se verifica el cumplimiento de los límites de esbeltez global y local de NCh2369:2023 según se detalla en la Tabla II-11. Notar que el factor de razón entre la tensión de fluencia y fluencia esperada R_y se adopta un valor igual a 1,3 dado que

los arriostramientos están formados por planchas soldadas, lo cual es consistente con estudios realizados para aceros ASTM A36 y lo indicado por ANSI/AISC 341-16.

- Límite de esbeltez global: $\lambda_g = 1,5\pi\sqrt{E/F_y} = 135,8$
- Límite de local de cajones soldados: $\lambda_{md} = 0,76\sqrt{E/R_y F_y} = 19,2$

Tabla II-11: Verificación de esbeltez de arriostramientos.

Arriostramiento	Sección	Esbeltez Global	Estado	Esbeltez local	Estado
		λ	$\lambda < \lambda_g$	λ_r	$\lambda_r < \lambda_{md}$
A1	□10x23,1	78,38	Ok	10,50	Ok
A2	□10x14,9	74,16	Ok	18,00	Ok
A3	□15x35,7	51,84	Ok	16,75	Ok
A4	□10x14,9	75,57	Ok	18,00	Ok

II.4.3 Diseño de Viga Puntal

Para asegurar el desarrollo del mecanismo plástico de las diagonales, el detallamiento de las vigas puntales debe asegurar un comportamiento esencialmente elástico de estos elementos frente a la incursión inelástica de los elementos fusibles. Lo anterior implica estimar la resistencia esperada de las diagonales luego de diversos ciclos inelásticos (capacidad residual de la diagonal) y la máxima resistencia elástica (capacidad esperada de la diagonal). En la Figura II-14 se presenta el desequilibrio plástico sobre las vigas puntal, en donde para el método ASD se tiene:

- Tensión de fluencia esperada: $F_{ye} = R_y F_y / 1,5$
- Capacidad en tracción esperada: $T_e = F_{ye} A_g$
- Capacidad en compresión esperada: $P_{ne} = 1,14 F_{cre} A_g / 1,5$
- F_{cre} evaluado como la tensión crítica de pandeo F_{cr} considerando F_{ye} en lugar de F_y .

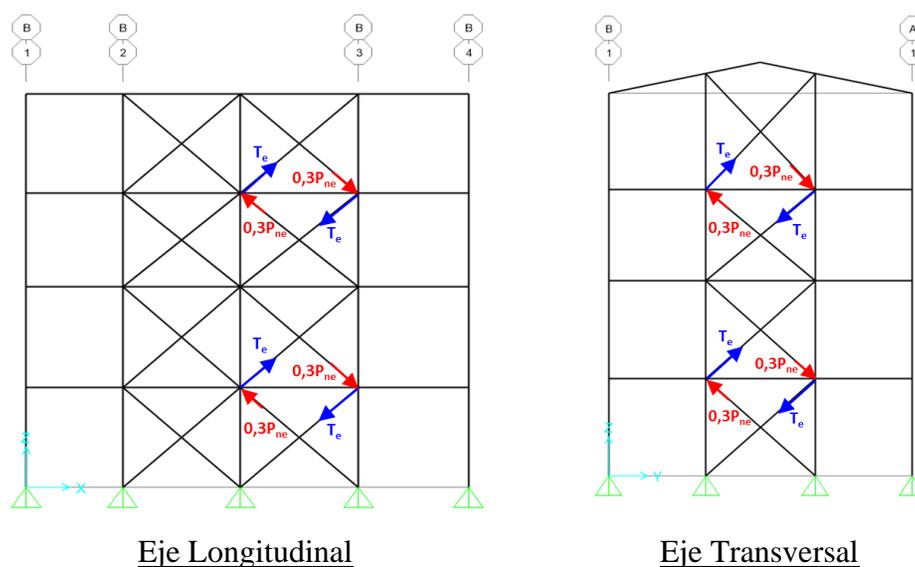


Figura II-14: Desbalance plástico en vigas puntal.

Tabla II-12: Capacidades esperadas de arriostramientos.

Arriostramiento	Sección	Te [tonf]	F _{cre} [tonf/cm ²]	P _{ne} [tonf]	0,3P _{ne} [tonf]
A1	∟10x23,1	64,46	2,18	48,60	14,58
A2	∟10x14,9	41,66	2,27	32,71	9,81
A3	∟15x35,7	99,55	2,74	94,40	28,32
A4	∟10x14,9	41,66	2,02	29,20	8,76

Finalmente en la Tabla II-13 se determina la compresión máxima producto del desbalance plástico considerando las capacidades esperadas indicadas en la Tabla II-12.

Tabla II-13: Resumen resistencia vigas puntal.

Viga	Ángulo c/r a Vertical arriost. [°]	Compresión en el Puntal [tonf]	Sección	Resistencia admisible [tonf]	F.U.
V1	47	73,31	HN25x50,1	75,71	0,97
V2	49	47,51	HN20x39,9	52,66	0,90
V3	48	106,30	HN25x76,5	115,03	0,92
V4	50	47,72	HN20x39,9	51,28	0,93

En las Figura II-15 a Figura II-18 se muestra el detalle del diseño de cada uno de los puntales indicados en la Tabla II-13.

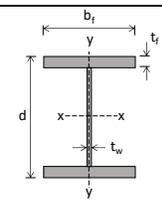
Viga Puntal V1			
Datos de Entrada			
Aceros	ASTM A36		
Fy	248 [Mpa]	→ 2,529 [tonf/cm ²]	Tensión de fluencia del acero
E	200000 [Mpa]	→ 2039,44 [tonf/cm ²]	Módulo de elasticidad
G	76903 [Mpa]	→ 784,20 [tonf/cm ²]	Módulo de corte
Cb	1,00		Coefficiente de momento.
Lb	435,00 [cm]		Largo no apuntalado en pandeo lateral torsional.
Lx	435,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje fuerte.
Kx	1,00		Coeff. De largo efectivo de pandeo en eje fuerte. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Ly	435,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje débil.
Ky	1,00		Coeff. De largo efectivo de pandeo en eje débil. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Kz	1,00		Coeff. De largo efectivo para pandeo torsional. (AISC360-10, E4)
Cargas de Diseño			
Método	A ASD		
Pr	73,31 [tonf]		Carga axial requerida usando combinaciones de carga ASD (Pr<0 equivale a Tracción).
Mrx	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Mry	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Vy	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Vx	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Geometría de la Sección			
Perfil	HN25x50,1		
d	250 [mm]	Altura de Perfil	
bf	250 [mm]	Ancho de Ala	
tf	10 [mm]	Espesor de Ala	
tw	6 [mm]	Espesor de Alma	
Espesor de Corrosión		0,00 [mm]	
Datos de Salida			
Diseño a Compresión			
Alas no esbeltas - Alma no esbelta			
Ph/Ω	75,71 [tonf]		Estado límite: Pandeo por flexión
Diseño a Tracción			
No Aplica			
Ph/Ω	96,61 [tonf]		Estado límite: Fluencia en sección bruta
Diseño a Flexión en Eje Fuerte			
No Aplica			
Alas no Compactas - Alma Compacta			
Mh/Ω	783,29 [tonf-cm]	F3	Estado límite: Pandeo Lateral Torsional
Diseño a Flexión en Eje Débil			
No Aplica			
Mh/Ω	34,65 [tonf-cm]		Estado límite: Pandeo Local del Ala
Diseño a Corte			
No Aplica			
Vn/Ω	13,63 [tonf]		Capacidad a corte eje fuerte
Vn/Ω	45,43 [tonf]		Capacidad a corte eje débil
No se requieren atiesadores transversales			
Interacción de cargas			
FU _{P-M}	0,97	OK	Factor de Utilización interacción axial - flexión
FU _{Vy}	0,00		Factor de Utilización corte en eje fuerte
FU _{Vx}	0,00		Factor de Utilización corte en eje débil

Figura II-15: Detalle diseño de viga puntal V1.

Viga Puntal V2

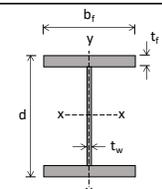
Datos de Entrada			
Acero	ASTM A36		
Fy	248 [Mpa]	→ 2,529 [tonf/cm ²]	Tensión de fluencia del acero
E	200000 [Mpa]	→ 2039,44 [tonf/cm ²]	Módulo de elasticidad
G	76903 [Mpa]	→ 784,20 [tonf/cm ²]	Módulo de corte
Cb	1,00		Coeficiente de momento.
Lb	435,00 [cm]		Largo no apuntalado en pandeo lateral torsional.
Lx	435,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje fuerte.
Kx	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje fuerte. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Ly	435,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje débil.
Ky	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje débil. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Kz	1,00		Coef. De largo efectivo para pandeo torsional. (AISC360-10, E4)
Cargas de Diseño			
Método	A ASD		
Pr	47,51 [tonf]		Carga axial requerida usando combinaciones de carga ASD (Pr<0 equivale a Tracción).
Mrx	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Mry	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Vy	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Vx	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Geometría de la Sección			
Perfil	HN20x39,9		
d	200 [mm]	Altura de Perfil	
bf	200 [mm]	Ancho de Ala	
tf	10 [mm]	Espesor de Ala	
tw	6 [mm]	Espesor de Alma	
Espesor de Corrosión			
0,00 [mm]			
			Propiedades de la Sección
			A 50,80 cm ²
			rx 8,77 cm
			ry 5,12 cm
			Zx 428,60 cm ³
			Zy 201,62 cm ³
			Ix 3904,93 cm ⁴
			Iy 1333,66 cm ⁴
Datos de Salida			
Diseño a Compresión			
Alas no esbeltas - Alma no esbelta			
Pr/Ω	52,66 [tonf]	Estado límite:	Pandeo por flexión
Diseño a Tracción			
Pr/Ω		76,93 [tonf]	No Aplica Estado límite: Fluencia en sección bruta
Diseño a Flexión en Eje Fuerte			
Alas Compactas - Alma Compacta		F2	
Mn/Ω	584,00 [tonf-cm]	Estado límite:	Pandeo Lateral Torsional
Diseño a Flexión en Eje Débil			
Mn/Ω		305,32 [tonf-cm]	No Aplica Estado límite: Fluencia
Diseño a Corte			
Vn/Ω		10,90 [tonf]	Capacidad a corte eje fuerte
Vn/Ω		36,34 [tonf]	Capacidad a corte eje débil
No se requieren atiesadores transversales			
Interacción de cargas			
FU _{P-M}	0,90	OK	Factor de Utilización interacción axial - flexión
FU _{Vy}	0,00		Factor de Utilización corte en eje fuerte
FU _{Vx}	0,00		Factor de Utilización corte en eje débil

Figura II-16: Detalle diseño de viga puntal V2.

Viga Puntal V3

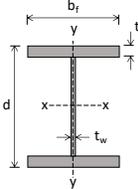
Datos de Entrada			
Acero	ASTM A36		
Fy	248 [Mpa]	→ 2,529 [tonf/cm ²]	Tensión de fluencia del acero
E	200000 [Mpa]	→ 2039,44 [tonf/cm ²]	Módulo de elasticidad
G	76903 [Mpa]	→ 784,20 [tonf/cm ²]	Módulo de corte
Cb	1,00		Coefficiente de momento.
Lb	450,00 [cm]		Largo no apuntalado en pandeo lateral torsional.
Lx	450,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje fuerte.
Kx	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje fuerte.
Ly	450,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje débil.
Ky	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje débil.
Kz	1,00		Coef. De largo efectivo para pandeo torsional.
Cargas de Diseño			
Método	A ASD		
Pr	106,30 [tonf]		Carga axial requerida usando combinaciones de carga ASD (Pr<0 equivale a Tracción).
Mrx	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Mry	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Vy	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Vx	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Geometría de la Sección			
Perfil	HN25x76,5		
d	250 [mm]	Altura de Perfil	
bf	250 [mm]	Ancho de Ala	
tf	16 [mm]	Espesor de Ala	
tw	8 [mm]	Espesor de Alma	
Espesor de Corrosión			
0,00 [mm]			
			Propiedades de la Sección
			A 97,44 cm ²
			rx 10,94 cm
			ry 6,54 cm
			Zx 1031,05 cm ³
			Zy 503,49 cm ³
			Ix 11658,95 cm ⁴
			Iy 4167,60 cm ⁴
Datos de Salida			
Diseño a Compresión			
Alas no esbeltas - Alma no esbelta			
Ph/O	115,03 [tonf]	Estado límite:	Pandeo por flexión
Diseño a Tracción			
No Aplica			
Ph/O	147,55 [tonf]	Estado límite:	Fluencia en sección bruta
Diseño a Flexión en Eje Fuerte			
No Aplica			
Alas Compactas - Alma Compacta F2			
Mn/O	1494,91 [tonf-cm]	Estado límite:	Pandeo Lateral Torsional
Diseño a Flexión en Eje Débil			
No Aplica			
Mn/O	762,44 [tonf-cm]	Estado límite:	Fluencia
Diseño a Corte			
No Aplica			
Vn/O	18,17 [tonf]	Capacidad a corte eje fuerte	No se requieren atiesadores transversales
Vn/O	72,69 [tonf]	Capacidad a corte eje débil	
Interacción de cargas			
FU _{P-M}	0,92	OK	Factor de Utilización interacción axial - flexión
FU _{Vy}	0,00		Factor de Utilización corte en eje fuerte
FU _{Vx}	0,00		Factor de Utilización corte en eje débil

Figura II-17: Detalle diseño de viga puntal V3.

Viga Puntal V4

Datos de Entrada			
Acero	ASTM A36		
Fy	248 [Mpa]	→ 2,529 [tonf/cm ²]	Tensión de fluencia del acero
E	200000 [Mpa]	→ 2039,44 [tonf/cm ²]	Módulo de elasticidad
G	76903 [Mpa]	→ 784,20 [tonf/cm ²]	Módulo de corte
Cb	1,00		Coeficiente de momento.
Lb	450,00 [cm]		Largo no apuntalado en pandeo lateral torsional.
Lx	450,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje fuerte.
Kx	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje fuerte. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Ly	450,00 [cm]		Luz libre del elemento en eje débil.
Ky	1,00		Coef. De largo efectivo de pandeo en eje débil. (AISC360-10, Tabla C-C2.2)
Kz	1,00		Coef. De largo efectivo para pandeo torsional. (AISC360-10, E4)
Cargas de Diseño			
Método	A ASD		
Pr	47,74 [tonf]		Carga axial requerida usando combinaciones de carga ASD (Pr<0 equivale a Tracción).
Mrx	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Mry	0,00 [tonf-cm]		Momento requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Vy	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje fuerte usando combinaciones de carga ASD.
Vx	0,00 [tonf]		Corte requerido en eje débil usando combinaciones de carga ASD.
Geometría de la Sección			
Perfil	HN20x39,9		
d	200 [mm]	Altura de Perfil	
bf	200 [mm]	Ancho de Ala	
tf	10 [mm]	Espesor de Ala	
tw	6 [mm]	Espesor de Alma	
Espesor de Corrosión		0,00 [mm]	
			Propiedades de la Sección A 50,80 cm ² r _x 8,77 cm r _y 5,12 cm Z _x 428,60 cm ³ Z _y 201,62 cm ³ I _x 3904,93 cm ⁴ I _y 1333,66 cm ⁴
Datos de Salida			
Diseño a Compresión			
Alas no esbeltas - Alma no esbelta			
Pr/Ω	51,28 [tonf]	Estado límite: Pandeo por flexión	
Diseño a Tracción			
No Aplica			
Pr/Ω	76,93 [tonf]	Estado límite: Fluencia en sección bruta	
Diseño a Flexión en Eje Fuerte			
No Aplica			
Alas Compactas - Alma Compacta F2			
Mn/Ω	578,54 [tonf-cm]	Estado límite: Pandeo Lateral Torsional	
Diseño a Flexión en Eje Débil			
No Aplica			
Mn/Ω	305,32 [tonf-cm]	Estado límite: Fluencia	
Diseño a Corte			
No Aplica			
Vn/Ω	10,90 [tonf]	Capacidad a corte eje fuerte	
Vn/Ω	36,34 [tonf]	Capacidad a corte eje débil	
No se requieren atiesadores transversales			
Interacción de cargas			
FU _{P-M}	0,93	OK	Factor de Utilización interacción axial - flexión
FU _{Vy}	0,00		Factor de Utilización corte en eje fuerte
FU _{Vx}	0,00		Factor de Utilización corte en eje débil

Figura II-18: Detalle diseño de viga puntal V4.

II.5 Deformaciones Sísmicas

Las deformaciones sísmicas se determinan utilizando el espectro elástico de referencias indicado por la Ecuación II-2, corrigiendo para una razón de amortiguamiento del $\xi = 0,03$ y ponderando por el factor de importancia $I = 1,2$. En la Figura II-19 se presenta el espectro elástico de referencia utilizado.

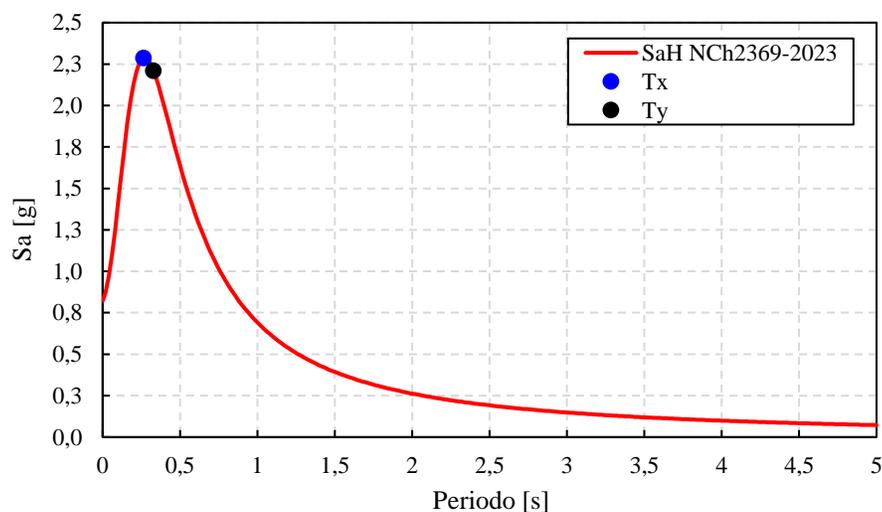


Figura II-19: Espectro de referencia ponderado para cálculo de deformaciones.

El desplazamiento máximo admisible queda dado por la Ecuación II-6. Considerando el espectro de referencia se determinan en la Tabla II-14 las deformaciones sísmicas. En las Figura II-20 y Figura II-21 se muestra la deformación en cada dirección principal.

$$\Delta_{adm} = 0,015h \quad \text{Ecuación II-6}$$

Tabla II-14: Verificación de deformaciones sísmicas.

Dirección	Deformación Δ [mm]	Altura h [mm]	Def. Admisible Δ_{adm} [mm]	Estado $\Delta < \Delta_{adm}$
X	49,7	15800	237	Ok
Y	100,0	15800	237	Ok

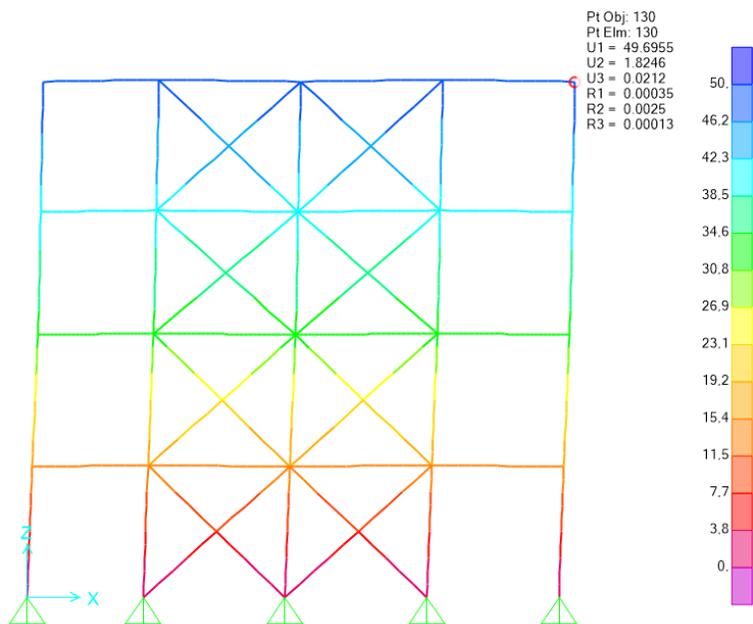


Figura II-20: Deformación sísmica horizontal en dirección X, unidades en [mm].

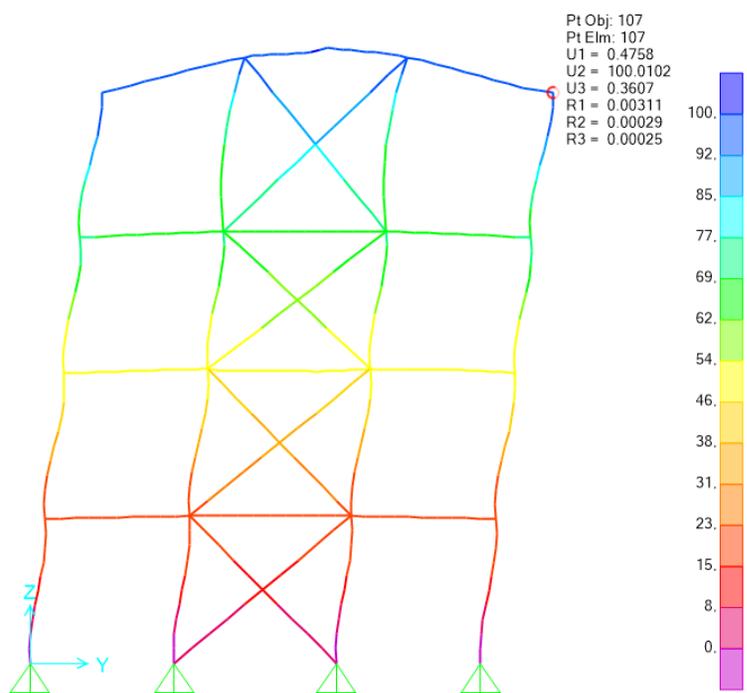


Figura II-21: Deformación sísmica horizontal en dirección Y, unidades en [mm].

II.6 Diseño de Pernos de Anclaje

El diseño de los anclajes rotulados con ductilidad provista por plastificación en tracción de pernos de anclaje se basa en fuerzas sísmicas reducidas considerando las combinaciones de cargas indicadas en Acápite II.3, las cuales son bastante menores a las que se espera que ocurran en un comportamiento elástico durante un evento sísmico. En la Tabla II-15 se muestran las cargas axiales obtenidas en cada elemento. En la Figura II-22 se presenta la nomenclatura utilizada para el diseño de elementos ubicados en los ejes resistentes longitudinal y transversal.

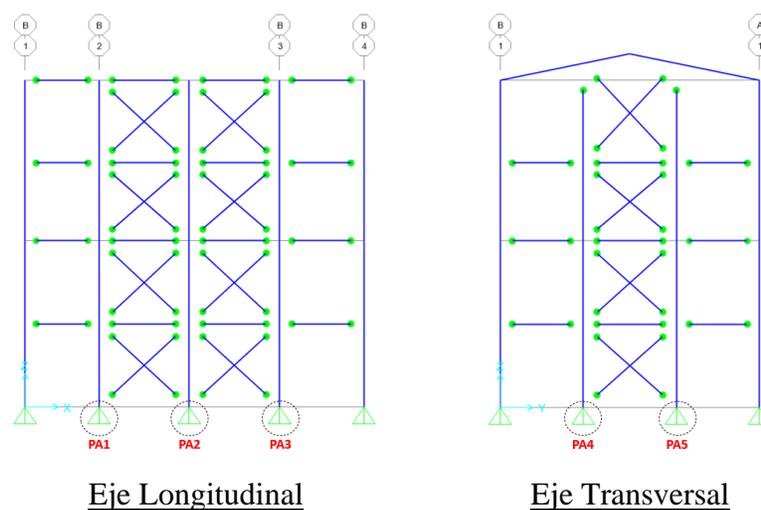


Figura II-22: Nomenclatura de pernos de anclaje del sistema sismorresistente.

Tabla II-15: Esfuerzos axiales en anclajes considerando cargas sísmicas reducidas

Dirección Longitudinal			Dirección Transversal		
Perno de Anclaje	Combinación	T [tonf]	Perno de Anclaje	Combinación	T [tonf]
PA1	Comb5	32,0	PA4	Comb4	128,9
PA2	Comb6	-11,0	PA5	Comb4	129,2
PA3	Comb5	30,9			

En la Tabla II-15 los valores positivos representan cargas en tracción y los valores negativos cargas en compresión, destacando así que el anclaje PA2 no genera una tracción resultante, esto se debe al análisis lineal (modal espectral) en donde no es posible capturar el posible desbalance plástico en el anclaje producto del pandeo en compresión de los arriostramientos.

Se puede observar una diferencia importante de la carga en tracción de los anclajes en ambas direcciones principales (ortogonales), esto se debe a que la estructuración del sistema sismorresistente sólo cuenta con dos marcos arriostrados en dirección transversal y 4 marcos arriostrados en la dirección longitudinal, por esta razón se opta por diseñar dos tipos de anclaje.

Adicionalmente, dado que NCh2369 exige el uso de llave de corte y silla de anclaje, la cual permite la fluencia en tracción de los pernos, pero permite la transferencia de cargas de compresión al perno, el diseño de estos elementos se realiza a tracción pura mediante disposición de AISC360-16.

La resistencia en tracción según capítulo J de AISC360-16 se define por la Ecuación II-7.

$$T_{adm} = \frac{F_n A_b}{\Omega} \quad \text{Ecuación II-7}$$

Donde:

- Tensión nominal en tracción: $F_{ne} = 0,75F_u$
- Tensión última ASTM A36: $F_u = 4,08 \text{ [tonf/cm}^2\text{]}$
- Área nominal perno de anclaje: A_b
- Factor de seguridad en tracción: $\Omega = 2,0$

Con lo anterior se calcula los pernos de anclajes para las dos direcciones principales.

Tabla II-16: Detalle diseño pernos de anclaje.

Dirección	Diám. P.A. [in]	Área Nominal [cm²]	Nº Pernos	Tracción Admisible [tonf]	Tracción Solicitante [tonf]	F.U.
Long.	1"	5,1	4	31,0	32,0	1,03
Trans.	1 1/2"	11,4	8	139,5	129,9	0,93

Por último, el resto de las componentes del sistema de anclaje, como lo son la placa base, silla de anclaje, atiesadores y llaves de corte se deben diseñar para garantizar el desarrollo de la fluencia de los pernos de anclaje, es decir, deben diseñarse para la capacidad esperada en tracción de los pernos. Por tanto, dado que se espera que estos elementos permanezcan elásticos en todo momento, su diseño no se realiza en el presente documento.

III. ANÁLISIS NO LINEAL

III.1 Análisis Tiempo Historia No Lineal

Para determinar la respuesta no lineal de la estructura frente a una serie de registros sísmicos descritos en el Capítulo IV se realiza un análisis no lineal en el tiempo (THNL) por medio de integración directa. Considerando las disposiciones de análisis especiales de NCh2369:2023 se utiliza una razón de amortiguamiento (inherente) de la estructura de $\xi = 0,02$ (para suelos tipo A y B). Adicionalmente se utilizan los siguientes parámetros de solución implementados en el software SAP2000:

- Tipo de Análisis: Time History
- Tipo de Solución: Direc Integration
- No linealidad geométrica: P-delta con grandes deformaciones
- Algoritmo de Integración: Hilber- Hughes – Taylor
- Parámetros de Integración: $\gamma = 0,5$, $\beta = 0,25$, $\alpha = 0$
- Tolerancia de convergencia: 10^{-4}

III.2 Criterios de Modelación No Lineal

La modelación no lineal de los principales elementos fusibles del sistema sismorresistente se realiza concentrando el comportamiento no lineal de arriostramientos verticales y pernos de anclaje. Para esto, se utilizan elementos fenomenológicos definidos en el software SAP2000 llamados tipo “*Link*”. La respuesta de estos elementos se define por medio de una curva de capacidad (Backbone) y una ley histérica que permite incorporar la degradación de la resistencia y rigidez a la vez que la incursión inelástica se desarrolla.

Dado que el resto de los componentes que forman parte del sistema sismorresistente es diseñado para permanecer elástico en todo momento, tales como columnas, vigas, arriostramientos de techo, conexiones, la modelación no lineal de estos elementos no se considera en el presente estudio. En particular, tal como se presentó en el Acápito II.6 del presente documento, la norma NCh2369:2023 considera el diseño de estos elementos mediante el uso de capacidades esperadas y con cargas amplificadas con el objetivo de estimar la máxima carga que puede traspasar por un elemento o conexión en el instante en que se produzca la plastificación de los elementos fusibles.

De acuerdo con lo anterior, para poder determinar si estas nuevas disposiciones de NCh2369:2023 permiten asegurar el comportamiento elástico de los elementos no fusibles, su desempeño se determinará de forma indirecta según se indica en el acápite V.1.3.

III.3 Modelación No Lineal de Pernos de Anclajes

Dado que uno de los principales objetivos de la norma NCh2369 es diseñar los anclajes de la estructura a las fundaciones de manera que la falla se produzca en la plastificación de los pernos de anclaje y no en el hormigón, lo cual es consistente con lo observado en el desempeño de la industrial luego de eventos sísmicos severos, la modelación de los anclajes se concentra en estos elementos, asumiendo que el resto de los componentes se mantiene lineal y elástico.

Para entender el comportamiento no lineal de los pernos de anclajes se debe tener en cuenta que estos elementos quedan instalados mediante tuercas y golillas contra la silla de anclaje, dejando además una longitud expuesta e hilo adicional en el perno de anclaje con el objetivo de permitir el reapriete luego de un evento sísmico, por esta

razón la columna está impedida de transmitir cargas de compresión al perno y este último sólo trabaja en tracción. La configuración típica del anclaje se puede ver en la Figura III-1a.

Considerando lo anterior el anclaje estructura – fundación se modela por medio de dos elementos tipo *Link* dispuestos en paralelo, como se muestra en la Figura III-1b, los cuales se describen a continuación Urzua (2015):

1. Elemento tipo *Multilinear Plastic (MLP)*: Representa a los pernos de anclaje que trabajan sólo en tracción, la curva de capacidad Backbone asociada a los pernos de anclaje se muestra en la Figura III-2a. Teniendo en cuenta que los pernos trabajan en tracción, dado que nunca se comprimen, se utiliza como deformación de rotura la elongación especificada para acero ASTM A36. Lo anterior se traduce en una deformación de rotura igual al 20% de la distancia entre tope de pedestal y tope de silla. Por otra parte, la curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión de manera que los pernos transmitan la carga rápidamente al *Link* que representa el pedestal. Dado que existe una baja degradación de rigidez y resistencia en los ciclos de histéresis de estos elementos (ciclos de carga y descarga sólo en tracción), la ley histerética corresponde a un modelo cinemático (Torres et al, 2022), característico para elementos de acero.
2. Elemento tipo *GAP*: Representa al pedestal que trabaja sólo en compresión y al segundo elemento que trabaja en paralelo al primero, el cual se modela con comportamiento lineal y elástico. La rigidez del pedestal se considera 10 veces

superior a la rigidez de las columnas de la estructura de modo de evitar inestabilidades numéricas.

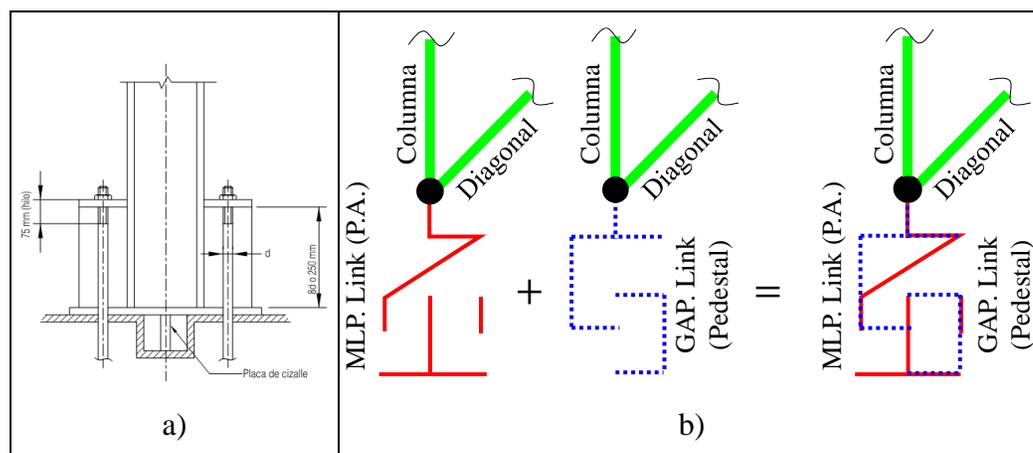


Figura III-1: a) Detalle típico anclaje de columnas (NCh2369:2023).
b) Modelación de elementos tipo *Link* en SAP2000.

A continuación, se presentan los principales parámetros que definen la curva de capacidad del modelo de los pernos de anclaje.

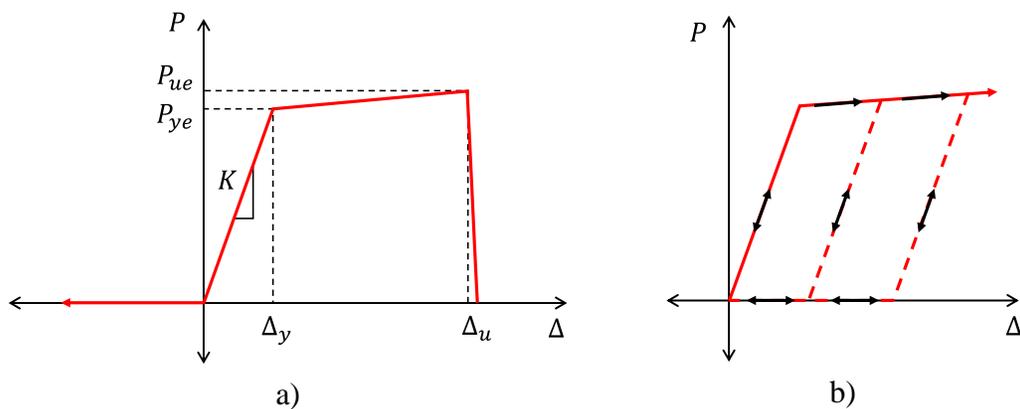


Figura III-2: a) Curva de capacidad para pernos de anclaje.
b) Comportamiento histerético de los pernos de anclaje.

- Fuerza de fluencia esperada en pernos de anclaje: $P_{ye} = F_{ye} A_s$
- Fuerza última esperada en pernos de anclaje: $P_{ue} = F_{ue} A_s$
- Tensión de fluencia esperada para el acero: $F_{ye} = R_y F_y$
- Tensión última esperada para el acero: $F_{ue} = R_t F_u$

- Tensión de fluencia especificada para el acero: $F_y = 2,53$ [tonf/cm²]
- Tensión última especificada para el acero: $F_u = 4,08$ [tonf/cm²]
- Razón entre tensiones de fluencia (AISC341-16): $R_y = F_{ye}/F_y = 1,5$
- Razón entre tensiones últimas (AISC341-16): $R_t = F_{ue}/F_u = 1,2$
- Área bruta de la sección total de pernos de anclaje: A_s
- Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2040$ [tonf/cm²]
- Rigidez axial de los pernos de anclaje: $K = E_s A_s / L$
- Rigidez axial del pedestal: $K_p = 10K_c$
- Rigidez axial de columnas de la estructura: K_c
- Largo expuesto de pernos de anclaje (Figura III-1a): L
- Deformación de fluencia: $\Delta_y = P_y / K$
- Deformación última: $\Delta_u = 0,2L$

Calculando los parámetros anteriormente descritos y determinando la curva de capacidad para los pernos de anclaje de la estructura de filtro de prensa se tiene:

Tabla III-1: Parámetros de la curva de capacidad de pernos de anclaje.

Dirección	Configuración	P_{ye} [tonf]	P_{ue} [tonf]	L [cm]	Δ_y [cm]	Δ_u [cm]
Longitudinal	4 P.A. 1"	76,9	99,2	25,0	0,05	5,00
Transversal	8 P.A. 1 1/2"	346,0	446,3	30,5	0,06	6,10

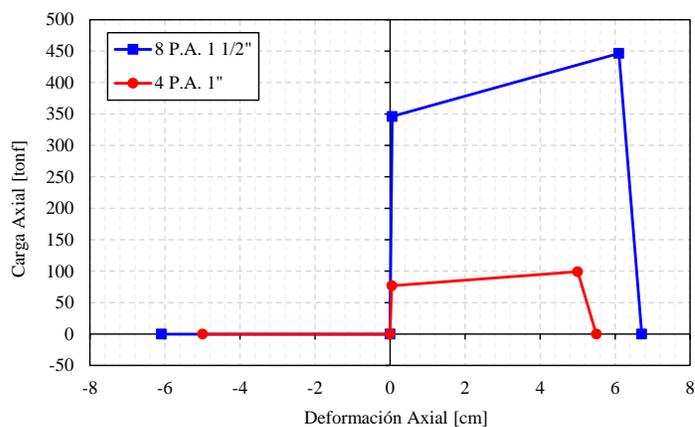


Figura III-3: Curva de capacidad para pernos de anclaje de edificio de prensa.

III.4 Modelación No Lineal de Arriostramientos

La norma NCh2369:2023 establece explícitamente que el comportamiento histerético de los elementos como arriostramientos se debe modelar de manera consistente con los principios racionales de la mecánica de materiales y debe considerar como mínimo:

1. Fluencia del elemento
2. Capacidad de deformación
3. Degradación de la resistencia y rigidez
4. Estrechamiento de los ciclos de histéresis.

Para lo anterior la norma recomienda definir el comportamiento de los modelos matemáticos basados en el documento ASCE41-17 dado que a la fecha de publicación de la norma se cuenta con escasa documentación formal y reconocida sobre ensayos de elementos en su rango inelástico cuya geometría sea representativa de la práctica nacional y cuyos protocolos de ensayo de carga sean representativos de fuentes subductivas. El código norteamericano define bastante bien el comportamiento en tracción de la curva de capacidad, en donde luego de la plastificación de la curva se define una degradación de la resistencia y posterior fractura. Sin embargo, en compresión la envolvente no se corresponde bien a ensayos utilizados como base comparativa por Urzua (2015), por este motivo en el presente documento se considera que la rigidez en compresión se mantiene lineal y elástica hasta alcanzar la fuerza de pandeo elástica y luego, la transición desde la carga de pandeo a la carga residual se modela como un decaimiento exponencial.

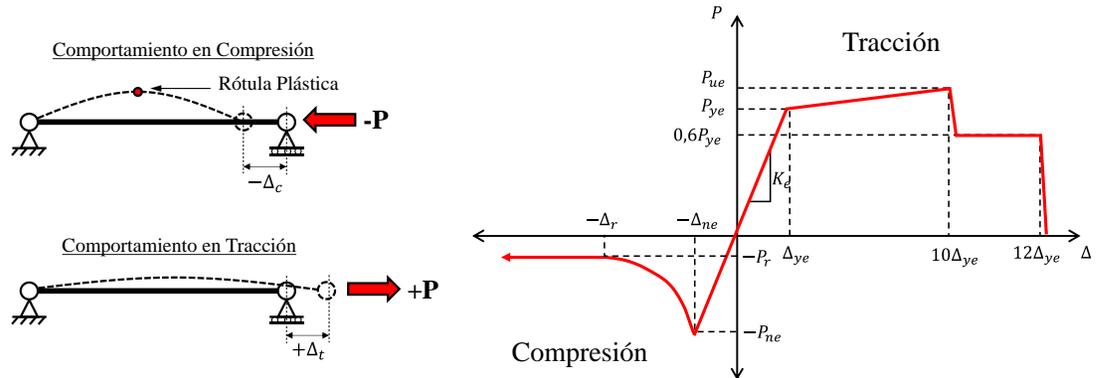


Figura III-4: Esquema de la curva monótonica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales.

- Tracción de fluencia esperada: $P_{ye} = F_{ye}A_g$
- Tracción última esperada: $P_{ue} = F_{ue}A_g$
- Compresión esperada: $P_{ne} = F_{cr}A_g$
- Compresión residual: $P_r = cP_{ne}$
- Factor de resistencia residual (ASCE41-17)
Para $KL/r \leq 2,1\sqrt{E/F_y}$ $c = 0,5$
- Tensión de pandeo flexural (AISC360-16):
Si $F_{ye}/F_e \leq 2,25$ $F_{cr} = (0,658^{F_{ye}/F_e})F_{ye}$
Si $F_{ye}/F_e > 2,25$ $F_{cr} = 0,877F_{ye}$
- Tensión crítica de pandeo elástico (AISC360-16): $F_e = \pi^2 E_s / (KL/r)^2$
- Razón entre tensiones de fluencia (AISC341-16): $R_y = F_{ye}/F_y = 1,3$
- Razón entre tensiones últimas (AISC341-16): $R_t = F_{ue}/F_u = 1,2$
- Deformación de fluencia: $\Delta_{ye} = P_{ye}/K_e$
- Deformación de pandeo: $\Delta_{ne} = P_{ne}/K_e$
- Rigidez axial elástica del arriostramiento: $K_e = E_s A_g / L$
- Largo real del arriostramiento, se considera desde L
el atiesador fuera del plano del gusset (estimado)

Finalmente, las curvas de capacidad definidas con los parámetros anteriores se muestran en la Figura III-5.

Tabla III-2: Parámetros de curva de capacidad de arriostramientos.

Diagonal	P_{ye} [tonf]	P_{ue} [tonf]	P_{ne} [tonf]	P_r [tonf]	Δ_y [cm]	Δ_{ne} [cm]	Δ_r [cm]
[]10x14,9	62,5	93,0	50,6	25,3	0,69	0,56	1,12
[]10x23,1	96,8	144,1	77,5	38,8	0,69	0,55	1,11
[]15x35,7	149,4	222,4	136,0	68,0	0,69	0,63	1,26

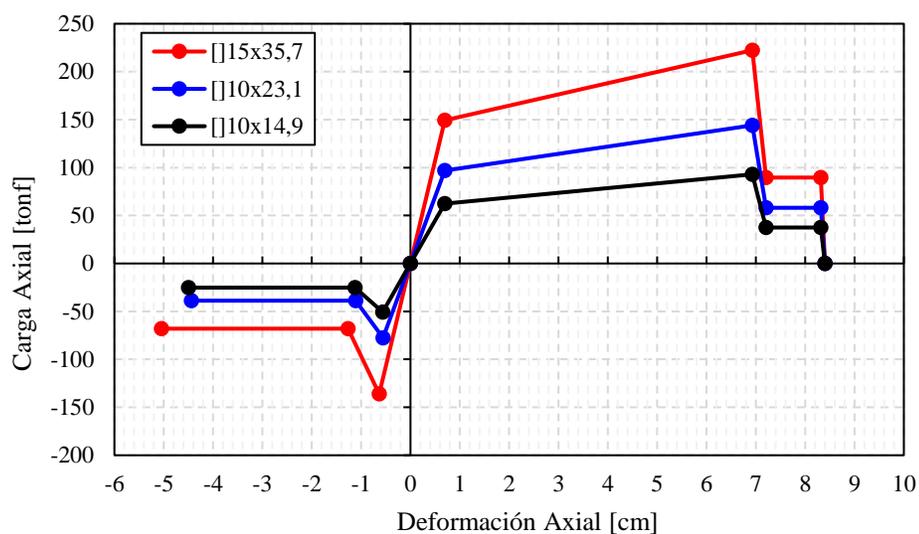


Figura III-5: Curva de capacidad para arriostramientos de edificio de prensa.

Las curvas anteriormente mostradas se modelan utilizando elementos no lineales del tipo *Link Multilinear Plastic* en el software SAP2000. Finalmente, para representar la degradación de rigidez y resistencia, así como el estrechamiento de los ciclos de histéresis se utiliza como ley histérica un modelo tipo *Pivot* [Dowell et al, 1998], mostrado en la Figura III-6, el cual viene incorporado como opción de histéresis para elementos tipo *Link* en SAP2000. Este modelo, aunque originalmente destinado al modelamiento de elementos de hormigón armado, es utilizado dado que permite ajustar una serie parámetros que simulan bastante bien el comportamiento no lineal de arriostramientos.

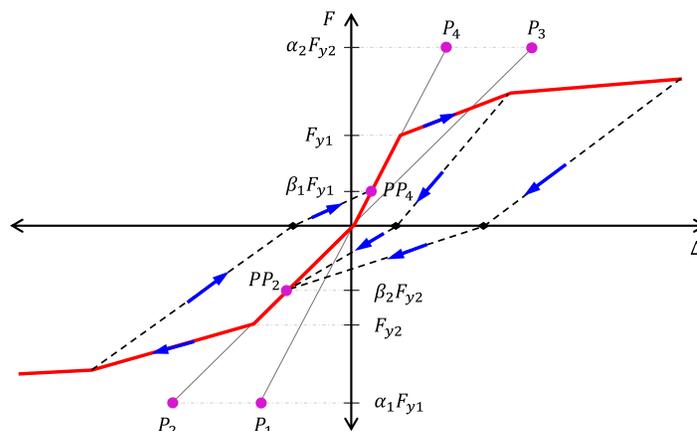


Figura III-6: Curva histerética para el modelo de pivote.

Donde los parámetros de control de la curva histerética para el modelo de pivote son:

- Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica. α_1
- Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica. α_2
- Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva. Más allá de ese punto, la carga ocurre a lo largo de una línea secante apuntando en dirección de la máxima deformación de los ciclos anteriores en la curva de capacidad. β_1
- Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa. Más allá de ese punto, la carga ocurre a lo largo de una línea secante apuntando en dirección de la máxima deformación de los ciclos anteriores en la curva de capacidad. β_2

Según comentarios de Navarro (2021), el parámetro α_1 se propone lo más grande posible para simular una rama de caída paralela a la rigidez inicial en tracción. El

parámetro α_2 tiende a infinito para diagonales con relación de esbeltez $KL/r < 30$, sin embargo, para relaciones de esbeltez entre 30 y 80, el punto de pivote baja conforme la deformación en compresión aumenta. Debido a que SAP2000 solo permite un punto de pivote fijo para todos los ciclos de histéresis se propone asignar un valor α_2 de un orden de magnitud menor a α_1 . El valor de β_1 se considera igual a 0,1. Cuando un modelo *Pivot* en SAP2000 tiene una caída de resistencia en su curva de capacidad, el punto F_{y2} de la Figura III-6 pasa a ser la resistencia posterior a la caída, por tal motivo, el valor de β_2 se fija en 1,0, obteniendo así un ciclo postpandeo que siempre apunta de cero a la resistencia máxima del ciclo anterior.

IV. SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

De acuerdo con NCh2369:2023, se deben seleccionar registros compatibles para cada dirección principal. Sin embargo, la estructura en estudio presenta cierta similitud en dirección X e Y, lo cual queda representado al analizar las propiedades dinámicas de del edificio, $T_x = 0,26 [s]$ y $T_y = 0,32 [s]$ (periodos fundamentales). Lo anteriormente expuesto permite determinar que la selección de registros sísmicos para cada una de las direcciones principales resultará muy similar en forma espectral, por lo tanto, se adopta la segunda forma modal (T_y) como representativa para ambas direcciones a la hora de realizar la selección de los registros.

Adicionalmente, la selección de registros debe considerar un número de períodos que permitan colectar el 90% de la masa modal en cada dirección de análisis, sin embargo, las formas modales T_x y T_y resultan en un 88% y 87% de la masa modal respectiva. Por lo tanto, se adopta como válido sólo considerar una forma modal para la selección de registros. Lo anterior con el único objetivo de reducir los tiempos de cómputo de los análisis no lineales.

IV.1 Selección de Registros Sísmicos

La norma NCh2369:2023 establece que se deben seleccionar componentes horizontales y verticales de al menos tres registros de aceleración del suelo, en donde los registros deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquellos que controlan el espectro objetivo. Para cada par de componentes horizontales se deben construir los espectros

elásticos de pseudo aceleración para una razón de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi=0,05$) y combinar según la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

Para lograr lo anterior y seleccionar registros que presenten una mayor similitud natural de la forma espectral con el espectro objetivo, se seleccionan 11 registros con el menor error cuadrático medio (SSE) entre el espectro objetivo y los espectros de los registros en un rango de periodos de interés. Los registros seleccionados se presentan en la Tabla IV-1, en donde se indican las principales características

Tabla IV-1: Registros Seleccionados.

Registro	Fecha	Magnitud [Mw]	Vs30 [m/s]	PGA X [g]	PGA Y [g]	PGA Z [g]
CURICO	27-02-2010	8,8	623	0,41	0,47	0,18
TALCA	27-02-2010	8,8	537	0,47	0,42	0,22
STGOMAIPU	27-02-2010	8,8	386	0,47	0,55	0,22
RANC02S	03-03-1985	7,9	666	0,30	0,32	0,11
HUALANE	27-02-2010	8,8	547	0,38	0,45	0,38
V18A	23-08-2014	6,4	492	0,37	0,37	0,20
MATANZAS	27-02-2010	8,8	394	0,34	0,28	0,24
STGOPENALOLEN	27-02-2010	8,8	379	0,29	0,29	0,26
C18O	26-09-2015	6,3	600	0,40	0,63	0,25
MAUL06S	03-03-1985	7,9	632	0,21	0,28	0,08
T13A	03-04-2014	7,6	378	0,38	0,37	0,27

Notar de la tabla anterior que los 11 registros considerados corresponden a cinco eventos diferentes, lo que se considera razonablemente aceptable para este estudio de modo de tener una adecuada dispersión inherente del fenómeno sísmico y evitar el sesgo asociado a un evento en particular.

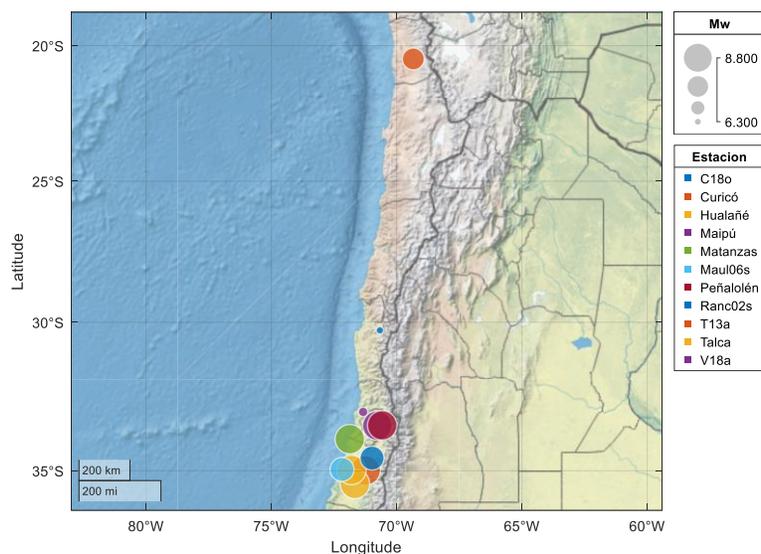


Figura IV-1: Ubicación geográfica registros sísmicos seleccionados.

IV.2 Ajuste y Escalación de Registros sísmicos

Los registros sísmicos (3 componentes) deben ser escalados a dos niveles de intensidad que NCh2369:2023 define de forma explícita:

- Sismo Nivel de Diseño (SDI): 475 años de periodo de retorno medio
- Sismo Nivel Máximo (SMP): 975 años de periodo de retorno medio

Los registros se deben escalar o ajustar de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con SRSS para los pares de componentes horizontales, no resulte menor que 1,17 veces el espectro objetivo a nivel de diseño, en el rango de períodos entre $0,2 T$ y $1,5 T$, donde T es el período fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

Adicionalmente, en cada registro se debe aplicar el mismo factor de escala a sus tres componentes, para determinar este factor de escala se procede en dos pasos:

1. Factor de Escalamiento 1 (FE1): Los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango.
2. Factor de Escalamiento 2 (FE2): En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales del promedio del set de registros seleccionados, ya escalados por el Factor de Escalamiento 1, deben ser como mínimo el espectro objetivo. Este segundo factor de escalamiento (FE2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesario para dar cumplimiento al requisito anterior.

Finalmente, el factor de escala (FE) para cada registro queda definido como lo define la Ecuación IV-1.

$$FE = FE1 \cdot FE2 \quad \text{Ecuación IV-1}$$

En la Tabla IV-2 se muestran los factores de escalación calculados para cada registro sísmico.

Tabla IV-2: Factores de Escalamiento Final para cada registro.

N°	Registro	FE SDI	FE SMP	dt
1	CURICO	1,24	1,74	0,010
2	TALCA	1,26	1,76	0,005
3	STGOMAIPU	1,18	1,65	0,010
4	RANC02S	1,68	2,36	0,005
5	HUALANE	1,41	1,97	0,005
6	V18A	1,54	2,15	0,005
7	MATANZAS	1,63	2,28	0,005
8	STGOPENALOLEN	1,84	2,58	0,010
9	C18O	1,24	1,73	0,005
10	MAUL06S	2,07	2,90	0,005
11	T13A	1,69	2,36	0,005

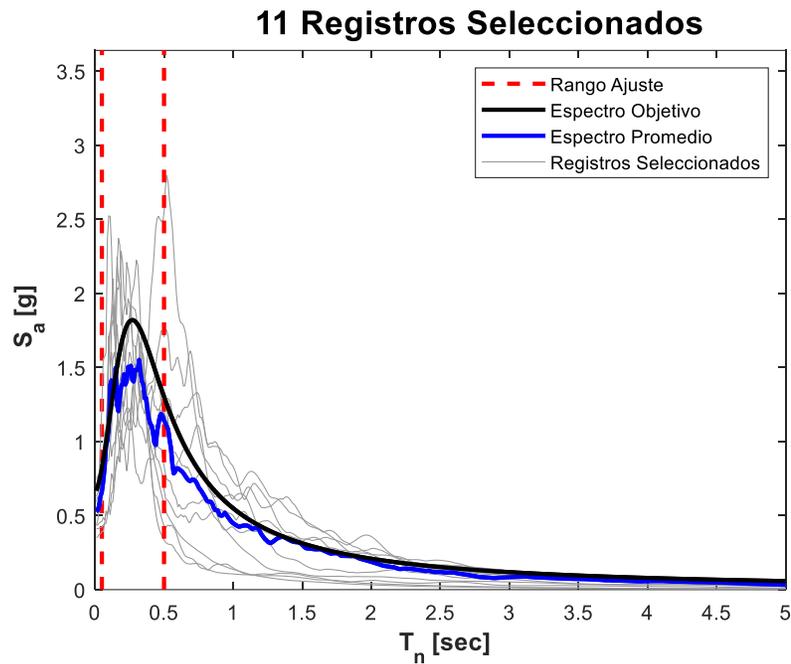


Figura IV-2: Espectros de respuesta para 11 registros seleccionados.

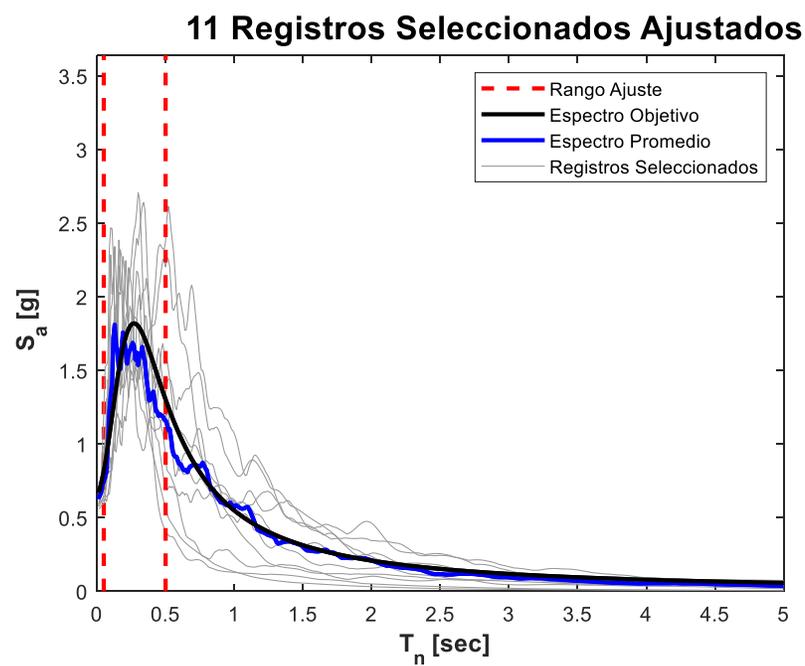


Figura IV-3: Espectros de respuesta ajustados por Factor de Escala 1.

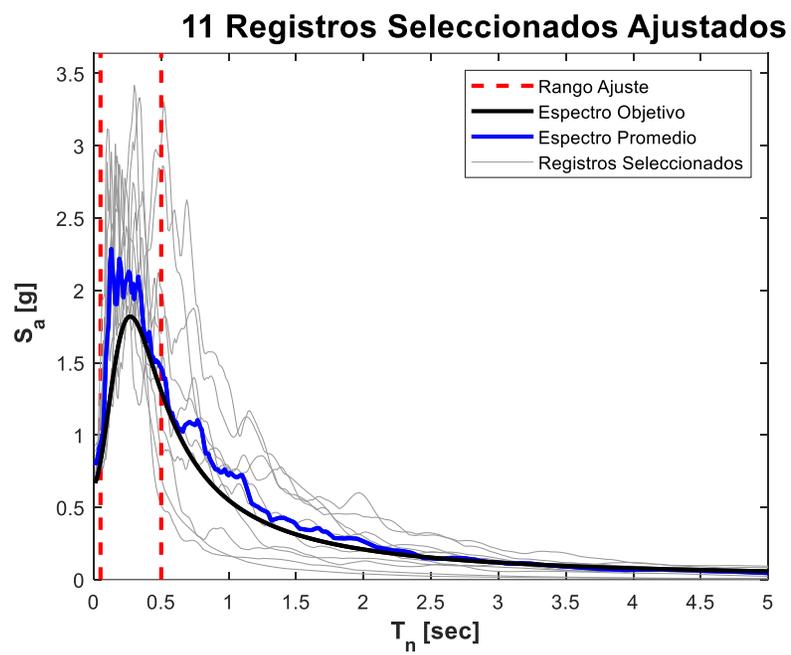


Figura IV-4: Espectros de respuesta ajustados por Factor de Escala Final (FE).

V. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA

V.1 Criterios de Aceptación

La norma presenta una forma de cuantificar directamente los criterios de aceptación para estructuras y equipos (NCh2369:2023, 5.10.4.4), en donde se define que; en elementos controlados por deformación, como es el caso de arriostramientos y pernos de anclaje, se debe considerar como mínimo los siguientes criterios:

- a) En análisis con registros sísmicos consistentes con el espectro objetivo a nivel de diseño (SDI) deben generarse deformaciones compatibles con los objetivos de Continuidad Operacional (CO).
- b) En análisis con registros sísmicos consistentes con el espectro objetivo a nivel máximo (SMP) deben generarse deformaciones compatibles con los objetivos de Protección de Vida (LS).

Para lo anterior, la misma norma indica que estos objetivos de desempeño aceptan una incursión inelástica moderada para intensidades de diseño, y no exige necesariamente una respuesta elástica o lo que otros códigos definen como ocupación inmediata (IO). Sin embargo, si bien la norma no establece cuantitativamente los límites de aceptación para cumplir los objetivos indicados anteriormente, sí recomienda límites de aceptación asimilables a Continuidad Operacional basados en estudios preliminares:

- a) Para Sismos Nivel de Diseño (SDI): 50% de Life Safety (ASCE41-17)
- b) Para Sismos Nivel Máximo (SMP): Life Safety (ASCE41-17)

Adicionalmente, dado que las metodologías de análisis no lineal en un principio no reconocen la influencia del factor de importancia en los análisis, una forma común que ha adoptado la práctica de incorporar su efecto de manera simplificada es dividiendo

los límites de aceptación (criterios numéricos) definidos anteriormente (estructuras estándar $I = 1,0$) por el correspondiente factor de importancia, que en el presente documento corresponde a $I = 1,2$.

Por otro lado, la verificación de elementos en los que no se permita el desarrollo de inelasticidad (elementos no fusibles) se puede considerar las capacidades esperadas de los materiales en caso de que el modo de falla clasifique como dúctil, y se deben considerar las capacidades nominales en caso de que el modo de falla clasifique como frágil.

V.1.1 Límites de Aceptación para Arriostramientos

Los límites de aceptación de arriostramientos se definen en la Tabla 9-8 de ASCE41-17, en donde para secciones HSS se obtiene lo indicado en la Tabla V-1.

Tabla V-1: Límites de aceptación para diagonales sección HSS. ASCE41-17.

Esfuerzo	Deformación Plástica		
	IO	LS	CP
Sección globalmente esbelta en compresión	$0,5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
Sección globalmente no esbelta en compresión	$0,5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
Sección en tracción	$0,5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$11\Delta_T$
Notas: IO Límite de aceptación para Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy) LS Límite de aceptación para Seguridad de Vida (Life Safety) CP Límite de aceptación para Prevención del Colapso (Collapse Prevention)			

Notar que para ASCE41-17 el límite de esbeltez para elementos globalmente esbeltos y no esbeltos es de $4,2\sqrt{E/F_y}$ y $2,1\sqrt{E/F_y}$ respectivamente, adicionalmente, dado que NCh2369 indica que los elementos deben presentar una esbeltez global igual a $\lambda < 1,5\pi\sqrt{E/F_y}$, prácticamente las diagonales no clasificarán como esbelta para el código norteamericano. Finalmente, si se considera el largo real de los

arriostramientos, la esbeltez global no supera el valor de $\lambda_g < 57$, por tanto, las diagonales del Edificio de Filtros clasifican como no esbeltas en compresión según ASCE41-17. De acuerdo con lo anterior, y considerando los criterios de aceptación de NCh2369:2023 se obtienen los límites indicados en la Tabla V-2.

Tabla V-2: Límites de aceptación para diagonales NCh2369:2023.

Perfil	Esfuerzo	SDI CO [cm]	SMP LS [cm]
[]10x14,9	Compresión	$3\Delta_c/I = 1,40$	$6\Delta_c/I = 2,80$
	Tracción	$4\Delta_T/I = 2,30$	$8\Delta_T/I = 4,60$
[]10x23,1	Compresión	$3\Delta_c/I = 1,38$	$6\Delta_c/I = 2,75$
	Tracción	$4\Delta_T/I = 2,30$	$8\Delta_T/I = 4,60$
[]15x35,7	Compresión	$3\Delta_c/I = 1,58$	$6\Delta_c/I = 3,15$
	Tracción	$4\Delta_T/I = 2,30$	$8\Delta_T/I = 4,60$

V.1.2 Límites de Aceptación para Pernos de Anclaje

Dado que los pernos de anclaje dúctiles presentan un comportamiento controlado por deformación y la norma no establece cuantitativamente límites de aceptación para estos elementos, se utiliza como criterio de aceptación los límites utilizados por la práctica chilena. Estos toman como referencia el comportamiento monotónico en tracción de barras lisas en donde la deformación de rotura es igual al 20%, por tanto, se define que para un sismo máximo (SMP) el límite de deformación para el Cuidado de Vida (LS) es de un 10%. Se entiende que para este límite los pernos de anclaje pierden gran parte de sus reservas de ductilidad para sismos posteriores y un eventual recambio debe considerarse. De acuerdo con lo anterior, los límites de aceptación para los niveles de intensidad y pernos de anclaje dispuestos se muestran en la Tabla V-3.

Tabla V-3: Límites de aceptación para pernos de anclaje.

Configuración	L [cm]	SDI CO	SMP LS
4 P.A. 1"	25,0	5%/I = 4,2%	10%/I = 8,3%
8 P.A. 1 1/2"	30,5	5%/I = 4,2%	10%/I = 8,3%

V.1.3 Límites de Aceptación en Elementos Controlado por Fuerzas

Dado que los elementos no fusibles fueron analizados considerando un diseño estándar basado en capacidad, en donde se consideró el desbalance plástico post pandeo de diagonales, el criterio de aceptación para columnas y viga puntal consiste en registrar la historia de esfuerzos a lo largo del tiempo y comparar que la máxima demanda no supere en ningún momento la resistencia nominal para cada estado límite. Para lo anterior, en la Tabla V-4 se presentan las resistencias nominales.

Tabla V-4: Resistencia nominal de elementos controlados por fuerzas.

Elemento	Perfil	Pn [tonf]	Mn [tonf-cm]	Vn [tonf]
Columna	HN30x128	349,05	4616,22	200,29
	HN30x180	507,57	6624,76	291,33
Viga Puntal	HN25x50,1	126,44	1308,1	75,87
	HN25x76,5	182,11	2496,49	121,39

V.2 Desempeño de Pernos de Anclaje

Se presenta en la Tabla V-5 el valor medio de la máxima elongación en tracción obtenida en pernos de anclaje para los 11 registros a nivel SDI y SMP. Se observa que para ambos niveles de intensidad los pernos de anclajes se activan como mecanismo de disipación de energía. Además, se nota una marcada disipación en pernos de anclaje en la dirección longitudinal del edificio (4 P.A. 1") con una elongación media de 2,9%

y 5,4% para sismos SDI y SMP, respectivamente. Por el contrario, para la dirección transversal (8 P.A. 1 1/2") la fluencia en tracción en estos dispositivos es prácticamente despreciable.

Tabla V-5: Elongación y desempeño de pernos de anclaje.

Registro	Sismo de Diseño (SDI)				Sismo Máximo (SMP)			
	4 P.A. 1" Elong.	Check	8 P.A. 1 1/2" Elong.	Check	4 P.A. 1" Elong.	Check	8 P.A. 1 1/2" Elong.	Check
Curicó	2,9%	Cumple	-	Cumple	5,0%	Cumple	0,3%	Cumple
Talca	2,6%	Cumple	0,4%	Cumple	4,2%	Cumple	0,6%	Cumple
Maipú	1,5%	Cumple	0,4%	Cumple	3,5%	Cumple	1,2%	Cumple
Ranc02s	3,6%	Cumple	-	Cumple	7,5%	Cumple	0,4%	Cumple
Hualañé	2,3%	Cumple	0,4%	Cumple	3,7%	Cumple	0,6%	Cumple
V18a	3,7%	Cumple	1,0%	Cumple	5,8%	Cumple	0,9%	Cumple
Matanzas	3,5%	Cumple	0,3%	Cumple	9,4%	No	0,8%	Cumple
Peñalolén	4,6%	No	0,9%	Cumple	8,6%	No	1,6%	Cumple
C18o	1,8%	Cumple	0,7%	Cumple	2,2%	Cumple	1,2%	Cumple
Maul06s	3,5%	Cumple	1,3%	Cumple	6,5%	Cumple	0,4%	Cumple
T13a	1,9%	Cumple	-	Cumple	3,5%	Cumple	-	Cumple
Media (\bar{x})	2,9%	Cumple	0,7%	Cumple	5,4%	Cumple	0,8%	Cumple
Desv. (σ)	1,0%	-	0,4%	-	2,3%	-	0,4%	-

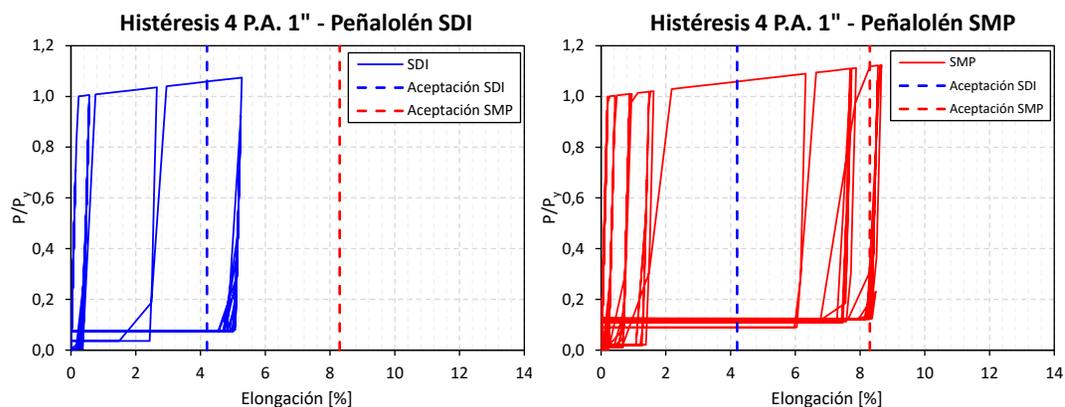


Figura V-1: Histéresis obtenida de pernos de anclaje para registro Peñalolén.

Para determinar el desempeño de los pernos de anclaje, se presenta en la Figura V-2 el valor medio junto con la dispersión obtenida mediante la desviación estándar de la elongación en tracción a nivel SDI y SMP. Se observa que para ambas direcciones principales se cumple con el objetivo esperado por NCh2369:2023. Además, se logra evidenciar que los anclajes que principalmente trabajan como mecanismo de disipación (dirección longitudinal) presentan una gran dispersión que principalmente se asocia a la dispersión de los registros sísmicos, lo que permite confirmar la sensibilidad del modelo estudiado frente a la variabilidad en la sollicitación.

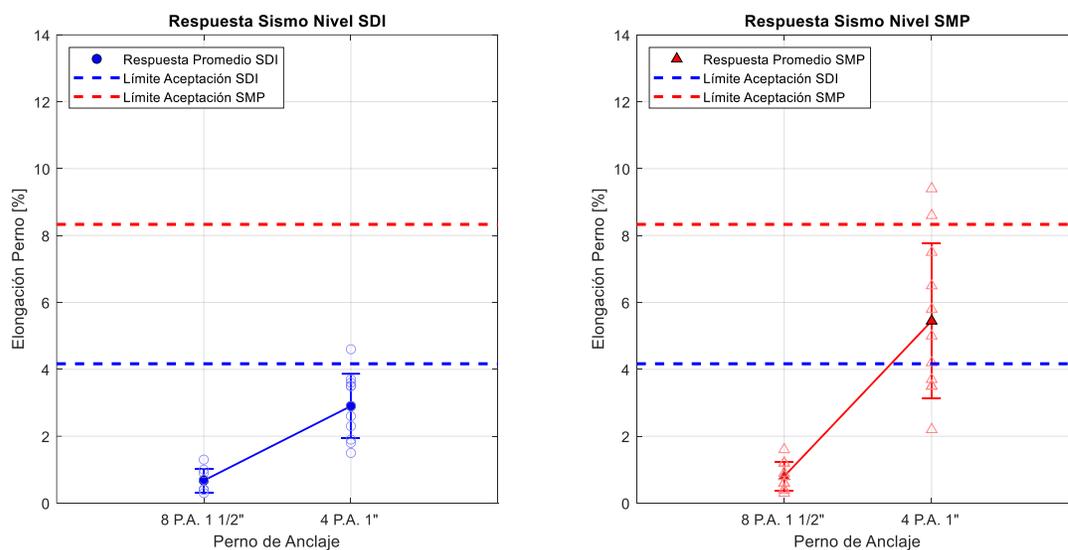


Figura V-2: Elongación y límite de aceptación en pernos de anclaje.

V.3 Desempeño de Arriostramientos

Respecto a la respuesta de arriostramientos en tracción, se presenta en la Tabla V-6 la deformación media normalizada en tracción de arriostramientos para los 11 registros a nivel SDI y SMP. El diseño supuesto por la práctica chilena y aceptado por la norma NCh2369 se basa en que no se desarrollarán grandes incursiones inelásticas en tracción

en los arriostramientos, este supuesto se ve validado de alguna manera en los resultados obtenidos, en donde, la incursión inelástica se concentra principalmente en la dirección transversal del edificio alcanzando una media de 216% a nivel SDI y 255% a nivel SMP.

Tabla V-6: Respuesta y desempeño de arriostramientos en tracción.

Registro	Sismo de Diseño (SDI)				Sismo Máximo (SMP)			
	[10x23,1 Δ/Δ_y	Check	[15x35,7 Δ/Δ_y	Check	[10x23,1 Δ/Δ_y	Check	[15x35,7 Δ/Δ_y	Check
Curicó	-	Cumple	182%	Cumple	-	Cumple	234%	Cumple
Talca	-	Cumple	218%	Cumple	-	Cumple	244%	Cumple
Maipú	-	Cumple	240%	Cumple	119%	Cumple	298%	Cumple
Ranc02s	-	Cumple	164%	Cumple	105%	Cumple	232%	Cumple
Hualañé	-	Cumple	182%	Cumple	-	Cumple	253%	Cumple
V18a	108%	Cumple	241%	Cumple	110%	Cumple	238%	Cumple
Matanzas	-	Cumple	207%	Cumple	124%	Cumple	243%	Cumple
Peñalolén	-	Cumple	235%	Cumple	110%	Cumple	312%	Cumple
C18o	-	Cumple	214%	Cumple	117%	Cumple	238%	Cumple
Maul06s	-	Cumple	272%	Cumple	103%	Cumple	346%	Cumple
T13a	-	Cumple	-	Cumple	-	Cumple	172%	Cumple
Media (\bar{x})	108%	Cumple	216%	Cumple	113%	Cumple	255%	Cumple
Desv. (σ)	0%	-	33%	-	8%	-	47%	-

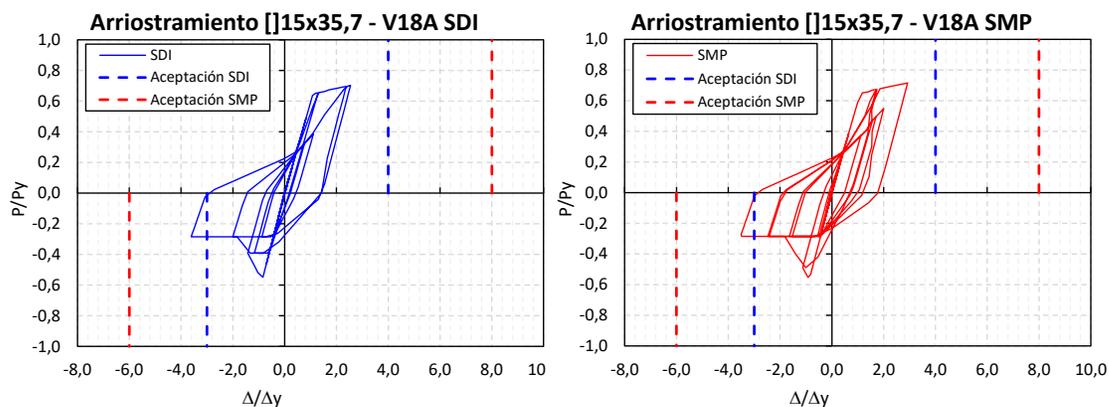


Figura V-3: Histéresis en arriostramientos [15x35,7 - Registro V18a.

Por otro lado, al analizar la desviación estándar presentada en la Figura V-4, se observa una baja dispersión a nivel SDI y SMP. Además, si bien la principal incursión inelástica en tracción se presenta en la dirección transversal, la deformación obtenida se encuentra muy por debajo de los objetivos de aceptación de NCh2369.

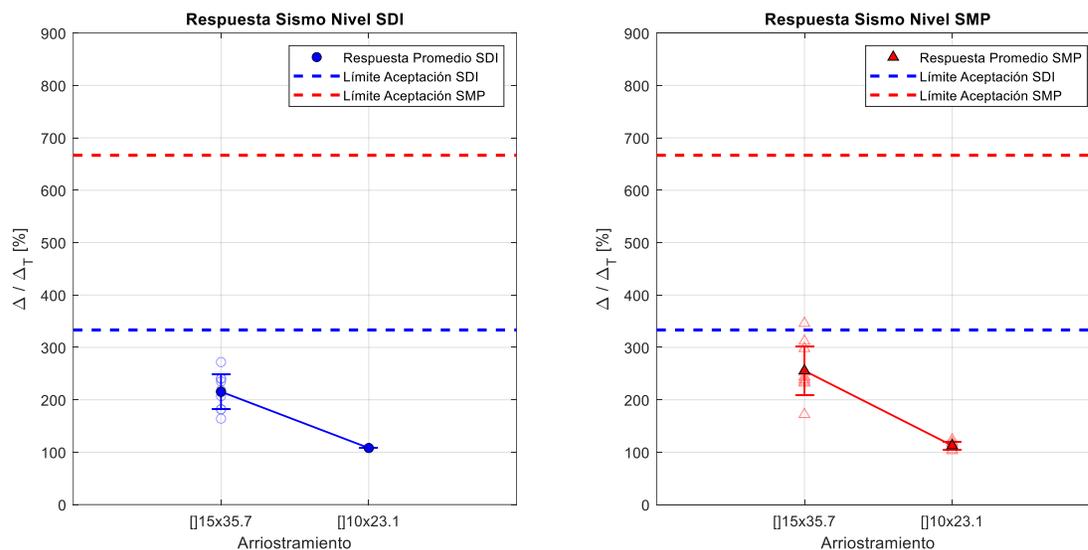
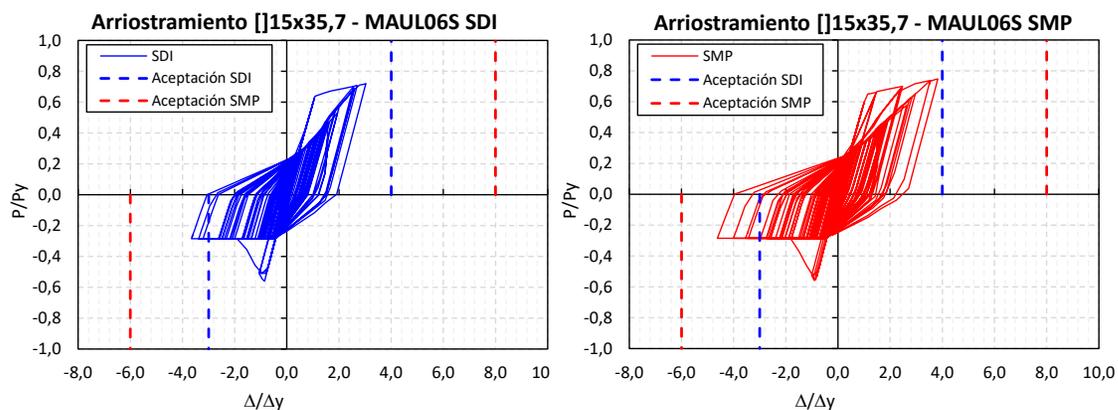


Figura V-4: Deformaciones medias normalizadas en tracción de arriostramientos.

Por otro lado, analizando el comportamiento en compresión, se presenta en la Tabla V-7 la deformación media normalizada en compresión de arriostramientos para los 11 registros a nivel SDI y SMP. Por el contrario de lo esperado en la respuesta en tracción, la filosofía de diseño de la practica nacional y NCh2369 se basa en que la incursión no lineal se concentrará en el pandeo en compresión de los arriostramientos, esta incursión inelástica se puede observar para los dos niveles de intensidad, en donde se alcanza una deformación media de 207% y 257%, a nivel SDI y SMP, respectivamente.

Tabla V-7: Respuesta y desempeño de arriostramientos en compresión.

Registro	Sismo de Diseño (SDI)				Sismo Máximo (SMP)			
	$\square 10 \times 23,1$	Check	$\square 15 \times 35,7$	Check	$\square 10 \times 23,1$	Check	$\square 15 \times 35,7$	Check
	Δ/Δ_c		Δ/Δ_c		Δ/Δ_c		Δ/Δ_c	
Curicó	111%	Cumple	167%	Cumple	122%	Cumple	236%	Cumple
Talca	111%	Cumple	218%	Cumple	125%	Cumple	251%	Cumple
Maipú	120%	Cumple	178%	Cumple	176%	Cumple	288%	Cumple
Ranc02s	124%	Cumple	153%	Cumple	151%	Cumple	234%	Cumple
Hualañé	109%	Cumple	163%	Cumple	128%	Cumple	223%	Cumple
V18a	152%	Cumple	242%	Cumple	151%	Cumple	279%	Cumple
Matanzas	125%	Cumple	210%	Cumple	202%	Cumple	254%	Cumple
Peñalolén	136%	Cumple	242%	Cumple	144%	Cumple	300%	Cumple
C18o	116%	Cumple	219%	Cumple	174%	Cumple	207%	Cumple
Maul06s	121%	Cumple	275%	No	145%	Cumple	402%	Cumple
T13a	117%	Cumple	-	Cumple	128%	Cumple	154%	Cumple
Media (\bar{x})	122%	Cumple	207%	Cumple	150%	Cumple	257%	Cumple
Desv. (σ)	13%	-	40%	-	25%	-	63%	-

Figura V-5: Histéresis en arriostramientos $\square 15 \times 35,7$ - Registro Maul06s.

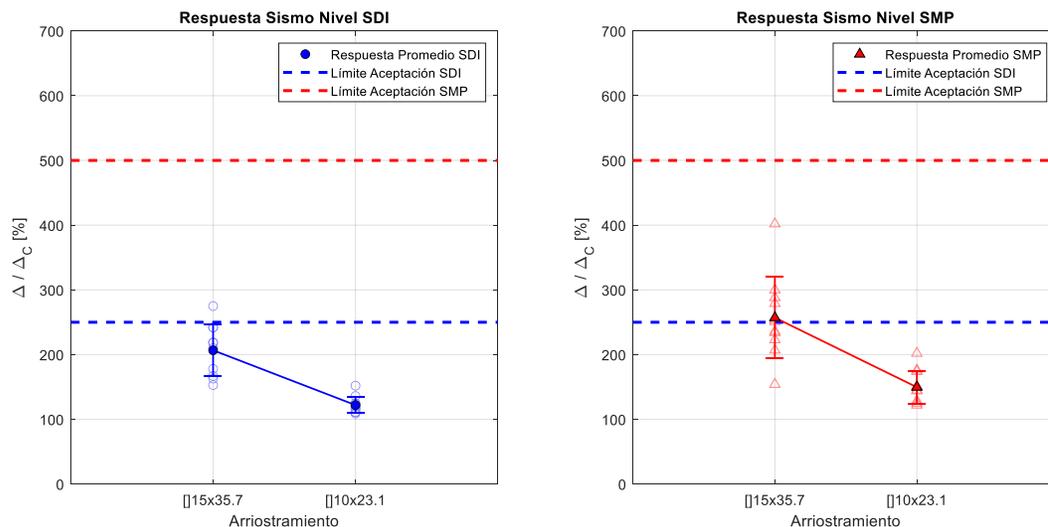


Figura V-6: Deformaciones medias normalizadas en compresión de arriostramientos.

Por otro lado, al analizar la desviación estándar y los límites de desempeño presentados en la Figura V-6, se observa una baja dispersión a nivel SDI y SMP, con esto, se puede concluir que, a diferencia del comportamiento de los pernos de anclaje, los arriostramientos si permiten absorber la dispersión de los registros y lograr un mecanismo de disipación con menor sensibilidad ante la demanda. Además, se puede observar que para ambos niveles de intensidad se cumple con los objetivos definidos por NCh2369.

V.4 Desempeño de Elementos Controlados por Fuerzas

Se analiza la historia tiempo de vigas puntal y columnas de manera de obtener las sollicitaciones máximas absolutas a lo largo del tiempo. Dado que las fuerzas máximas que solicitan a los elementos se desarrollan en distintos instantes de tiempo, para determinar la demanda a flexocompresión se considera que la carga axial máxima y el momento máximo no actúan de manera simultánea.

Tabla V-8: Relaciones demanda capacidad en elementos controlados por fuerzas.

Elemento	Perfil	Sismo de Diseño (SDI)		Sismo Máximo (SMP)	
		Registro	FlexoCompresión F.U.	Registro	FlexoCompresión F.U.
Columna	HN30x128	V18A	0,88	MATANZAS	1,08
	HN30x180	C180	0,74	STGOPENALOLEN	0,83
Viga Puntal	HN25x50,1	V18A	0,25	STGOPENALOLEN	0,35
	HN25x76,5	CURICO	0,26	MATANZAS	0,29

En la Tabla V-8 se muestra la relación demanda capacidad (F.U.) de los elementos controlados por fuerzas. Se observa que tanto para solicitudes a nivel SDI como SMP los elementos presentan un factor de utilización menor a la unidad ($F.U. < 1,0$), por tanto, la metodología especificada por NCh2369:2023 considerando un diseño por capacidad y resistencias esperadas es capaz de asegurar el comportamiento elástico en elementos en los cuales no se desea trabajo inelástico.

Para entender el comportamiento en un evento sísmico de columnas y especialmente en vigas puntal a lo largo del tiempo, se presenta en las Figura V-7 y Figura V-8 la historia tiempo de la carga axial, en donde se puede observar claramente los “*peaks*” de compresión, en el caso particular de la viga puntal a raíz del pandeo en compresión de las diagonales.

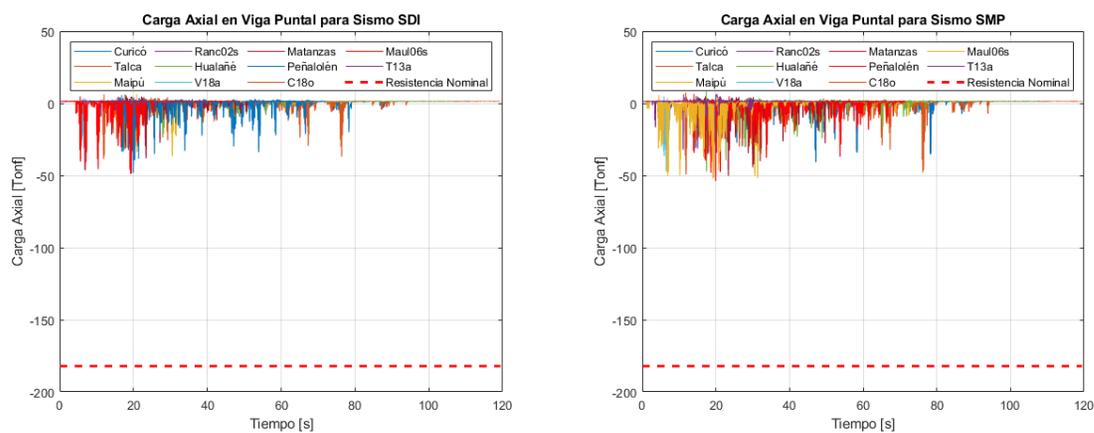


Figura V-7: Respuesta en el tiempo de carga axial en viga puntal.

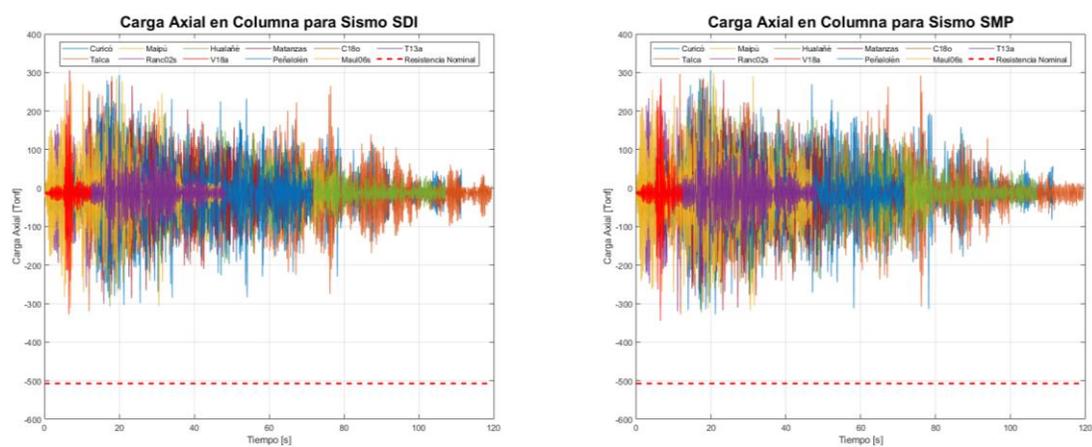


Figura V-8: Respuesta en el tiempo de carga axial en columna.

VI. CONCLUSIONES

A continuación se presentan las principales conclusiones obtenidas en este trabajo. Si bien la estructura analizada busca representar el diseño sísmico chileno adoptado en la práctica industrial, los comentarios y observaciones que se presentan en este capítulo no buscan en ningún caso ser concluyentes en la validación de los cambios de NCh2369:2023, y más bien, sólo tienen como objetivo aportar con posibles antecedentes que permitan seguir estudiando los efectos que se presentarán al aplicar los nuevos cambios normativos.

VI.1 Respuesta No Lineal

La filosofía de diseño de la práctica nacional y aceptado por la norma NCh2369 se basa en que no se desarrollarán grandes incursiones inelásticas en tracción en los arriostramientos, y por el contrario la respuesta no lineal se concentrará en el pandeo en compresión de arriostramiento y en la elongación de pernos de anclaje. El diseño realizado mediante las nuevas disposiciones de NCh2369:2023 logra una respuesta no lineal coherente con la filosofía de diseño planteada, en donde, los arriostramientos pandean para ambos niveles de intensidad (SDI y SMP) y la fluencia en tracción se ve acotada para ambos casos. En relación con el comportamiento de pernos de anclaje, estos sólo logran una notoria elongación en la dirección longitudinal.

Dado que la estructuración del edificio de filtros presenta una baja redundancia, marcada por dos ejes arriostrados en cada dirección de análisis, es posible determinar que la respuesta local de los elementos fusibles en cada dirección principal representa de buena manera la respuesta global del sistema en dicha dirección. Con lo anteriormente expuesto, se puede concluir que los principales mecanismos de disipación de energía en dirección longitudinal es el pandeo en compresión de

arriostramientos y elongación de pernos de anclaje, mientras que en la dirección transversal sólo predomina el pandeo de arriostramientos.

VI.2 Nivel de Desempeño Obtenido

De acuerdo con el análisis dinámico no lineal realizado en base a disposiciones de NCh2369:2023, se obtiene que:

- a) Para registros sísmicos a nivel de diseño (SDI) se cumple con el objetivo de Continuidad Operacional (CO).
- b) Para registros sísmicos a nivel máximo (SMP) se cumple con el objetivo de Protección de Vida (LS).

Lo anteriormente expuesto se basa en que los arriostramientos que pandean en compresión presentan una deformación media de 207% y 257%, a nivel SDI y SMP respectivamente. Adicionalmente, la fluencia en tracción de arriostramientos presenta una deformación media de 216% a nivel SDI y 255% a nivel SMP. Por otro lado, la fluencia de pernos de anclaje se limita a una elongación media de 2,9% y 5,4% para sismos SDI y SMP, respectivamente.

La limitada incursión no lineal de los principales fusibles es coherente con la decisión de diseño (comúnmente adoptada en la práctica) de limitar la incursión no lineal en estructuras con baja redundancia mediante el uso de un factor de modificación de respuesta $R = 3$, adoptando así por una mayor sobrerresistencia del sistema. Adicionalmente a lo anteriormente expuesto, se debe considerar que el diseño elástico supuso un factor de importancia $I = 1,2$, el cual fue incorporado en los límites de aceptación debido a que las metodologías de análisis no lineales no reconocen su influencia en el análisis.

Adicionalmente, en el presente trabajo se utilizó en pernos de anclaje un largo flexible equivalente al largo expuesto indicado en disposiciones de NCh2369:2023. Sin embargo, la fluencia en tracción también compromete una porción de la longitud embebida en el hormigón equivalente a 8 veces el diámetro del perno. A raíz de lo anterior se evaluó la respuesta no lineal en pernos de anclaje considerando la longitud embebida ($+8d_b$) y se concluyó que, si bien este efecto modifica la curva de capacidad de los pernos, no se observa un cambio significativo en la histéresis de los anclajes y por el contrario se espera que esta modificación tenga un efecto más significativo en la respuesta global de la estructura, lo cual no fue evaluado en el presente estudio.

Por otro lado, la selección de registros realizada hacia esperar una gran dispersión de los resultados dada la variabilidad en las aceleraciones de los espectros escalados dentro del rango de periodos de interés. Esta variabilidad sólo se vio reflejada en la respuesta de pernos de anclaje, lo que hace suponer que el sistema sismorresistente sólo presenta la capacidad de absorber en los arriostramientos.

En relación con la evaluación de los elementos protegido (no fusibles), se puede determinar que la metodología propuesta por la nueva norma NCh2369 permite asegurar de buena manera el comportamiento lineal de estos elementos. Lo anterior se concluye en base a obtener factores de utilización máximos en columnas y vigas de 0,92 y 0,35 respectivamente. Y lo más importante entre otros ámbitos, es que de alguna manera se valida el concepto incorporado en la norma sobre la protección de columnas sísmicas a todo evento.

VI.3 Comentarios Generales

Luego de aplicar la metodología de diseño por desempeño propuesta en NCh2369:2023, y evaluar los resultados del análisis no lineal, se hace notar que los cambios implementados en la normativa no modifican la filosofía de diseño industrial nacional, y por el contrario, permiten garantizar de mejor manera el comportamiento que siempre se ha deseado.

Se refuerza entonces que los nuevos requisitos incorporados en NCh2369:2023 proporcionan de manera más directa el cumplimiento de los objetivos de desempeño definidos en la versión anterior de NCh2369 (oficial 2003), de esta manera se espera que la practica nacional pueda generar diseños con la suficiente sobrerresistencia y moderada ductilidad, logrando un nivel de seguridad adecuado.

BIBLIOGRAFIA

AISC (2016). Seismic provisions for structural steel buildings (AISC 341-16) and commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2016). Specification for structural steel buildings (AISC 360-16) and commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

ASCE (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17), American Society of Civil Engineers, Chicago, IL.

ASCE (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE 7-16), American Society of Civil Engineers, Chicago, IL.

BRUNEAU, M., UANG, C.M., AND SABELLI, R. (2011). Ductile design of steel structures, McGraw-Hill.

CSI, 2017, “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge”, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

DOWELL, R., SEIBLE, F., WILSON, E. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal, Technical Paper, Title no. 95-S55.

INN, 2003, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, NCh2369- 2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2009, “Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso”, NCh1537.Of2009, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2010, “Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga”, NCh3171.Of2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2016, “Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios”, NCh427/1.Of2018, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2023, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, NCh2369- 2023, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

NAVARRO, D. (2021), “Aplicación y Evaluación Guía Análisis Basado en Desempeño ACHISINA/2017 - Edificio Acero SCBF 13 Niveles”, Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

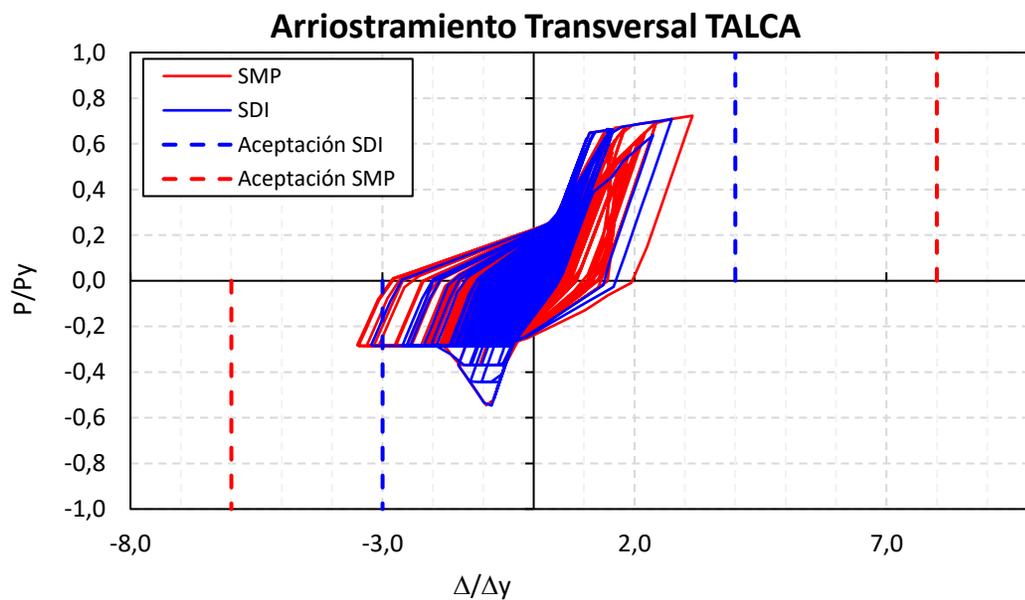
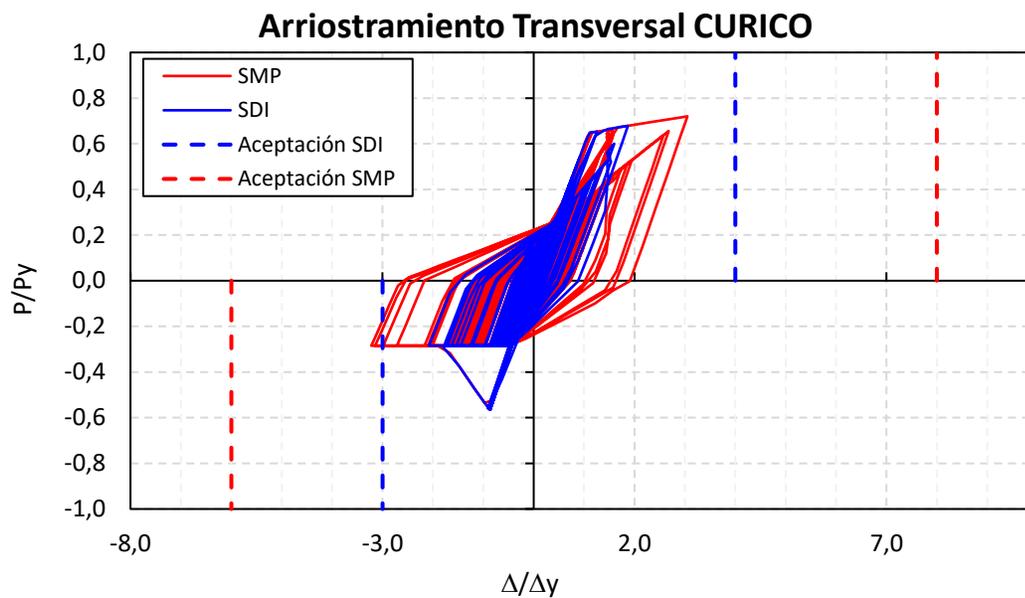
RIQUELME, R. (2022), “Efectos de las Modificaciones a la Demanda y Requisitos de Diseño de la Norma NCh 2369 Sobre el Dimensionamiento y Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales de Marco Arriostrado”, Tesis para optar al Grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Estructural, Sísmica Y Geotécnica. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

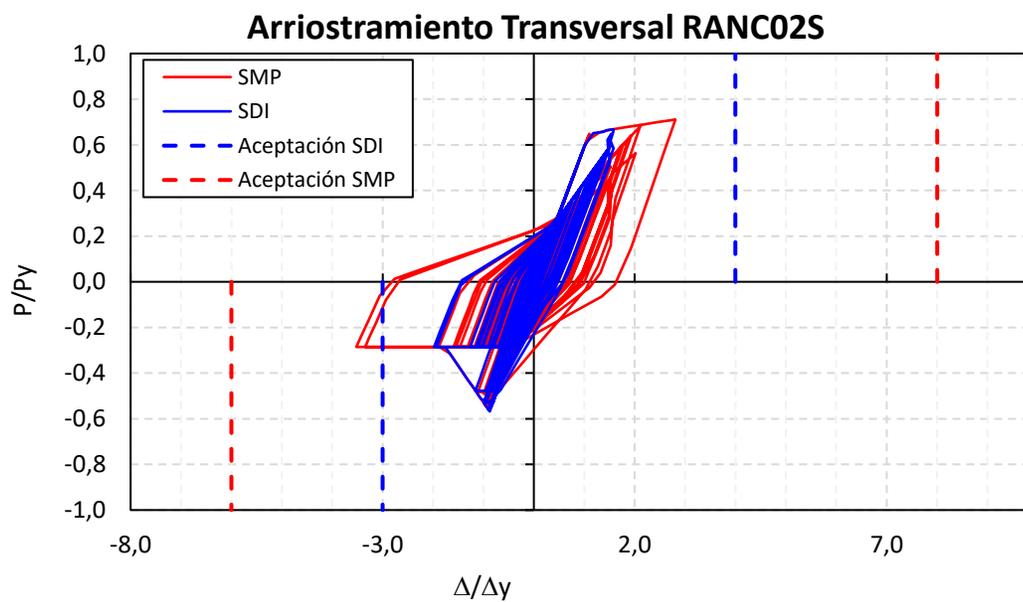
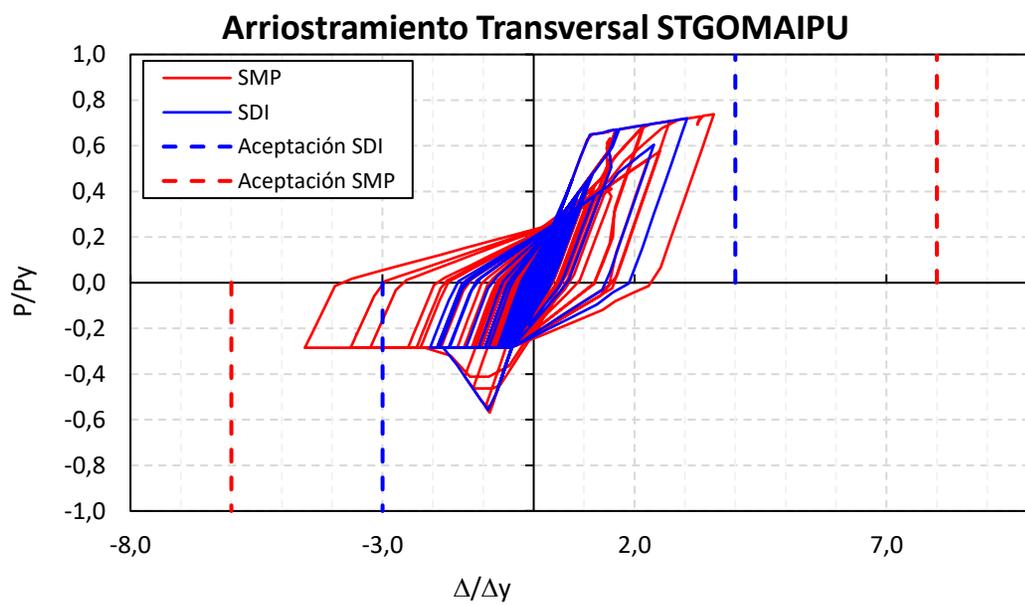
TORRES, P., MEDALLA, M., FARZIN, Z., LOPEZ-GARCIA, D. (2022). Cyclic behavior and design methodology of exposed base plates with extended anchor bolts, *Engineering Structures*, Volume 260, 114235, ISSN 0141-0296.

URZÚA, C. (2015), “Comparación del Desempeño de Dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas Según la Práctica Nacional y Disposiciones Baker”, Tesis para optar al Grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Sísmica. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

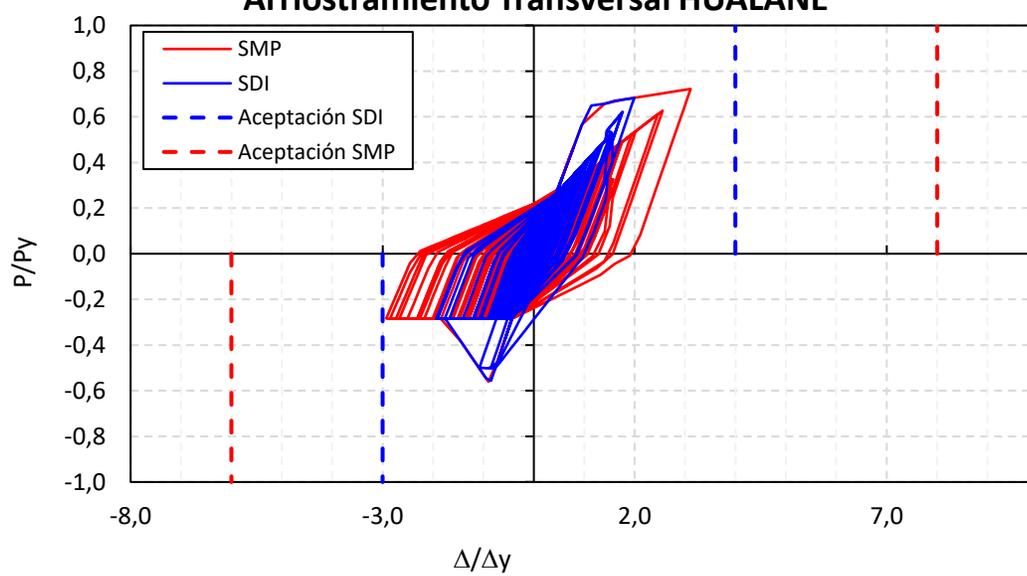
VÁSQUEZ, A. (2022), “Influencia de la Carga de Diseño de los Anclajes en la Respuesta No Lineal de Marcos Arriostrados Concéntricos - Aplicación Industrial Chilena” (Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica), Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

ANEXO I: CICLOS DE HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS

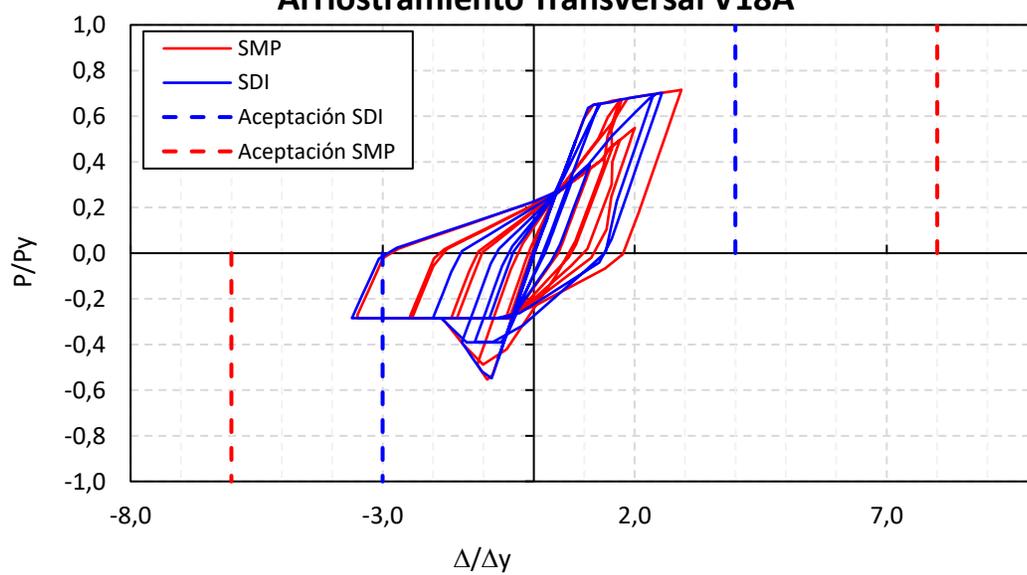




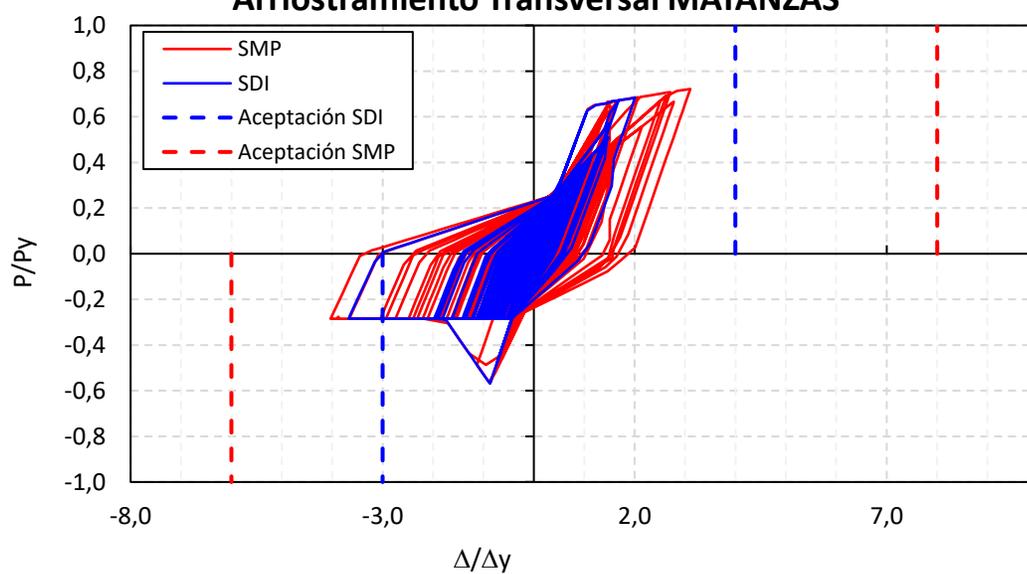
Arriostramiento Transversal HUALANE



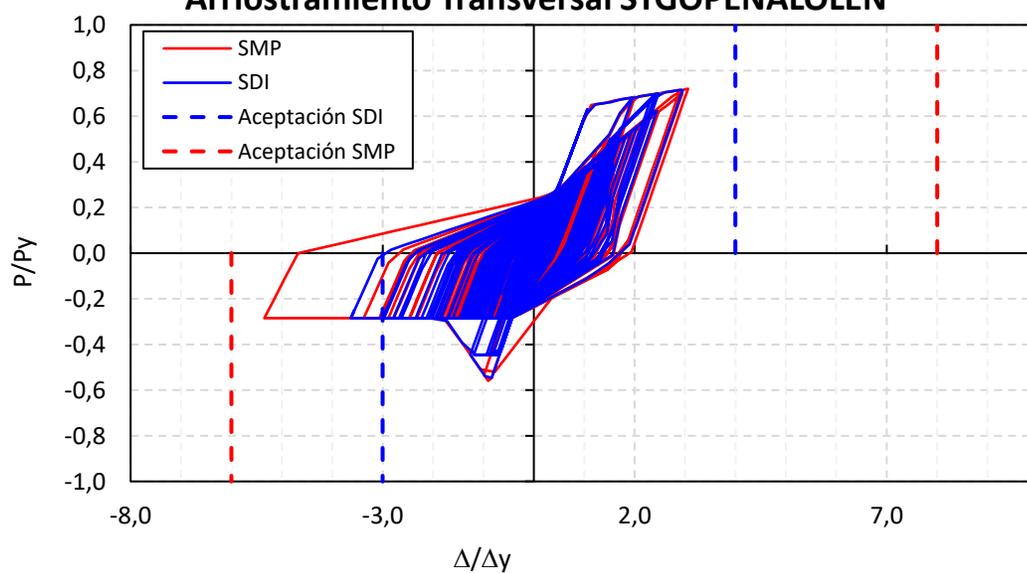
Arriostramiento Transversal V18A



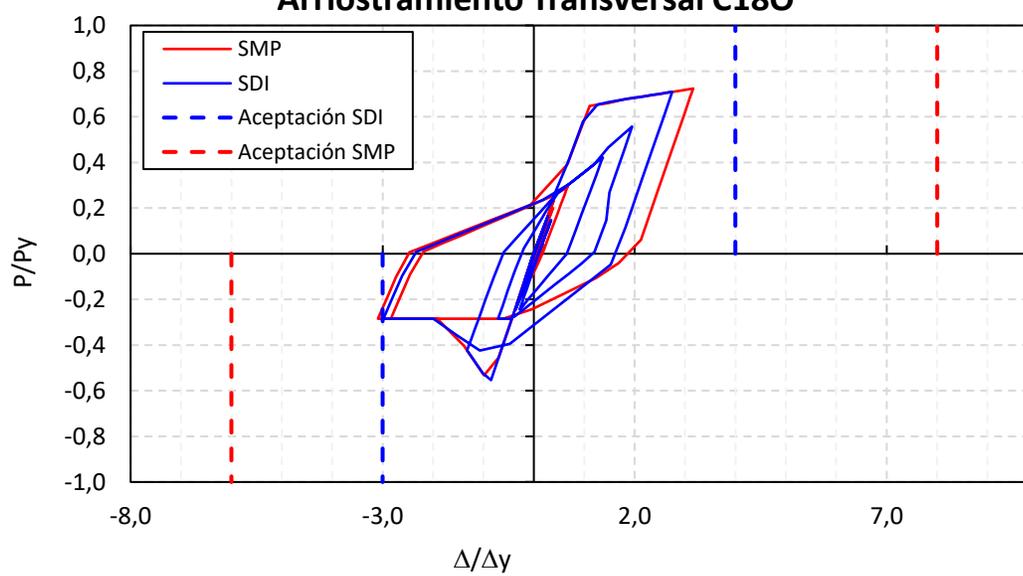
Arriostramiento Transversal MATANZAS



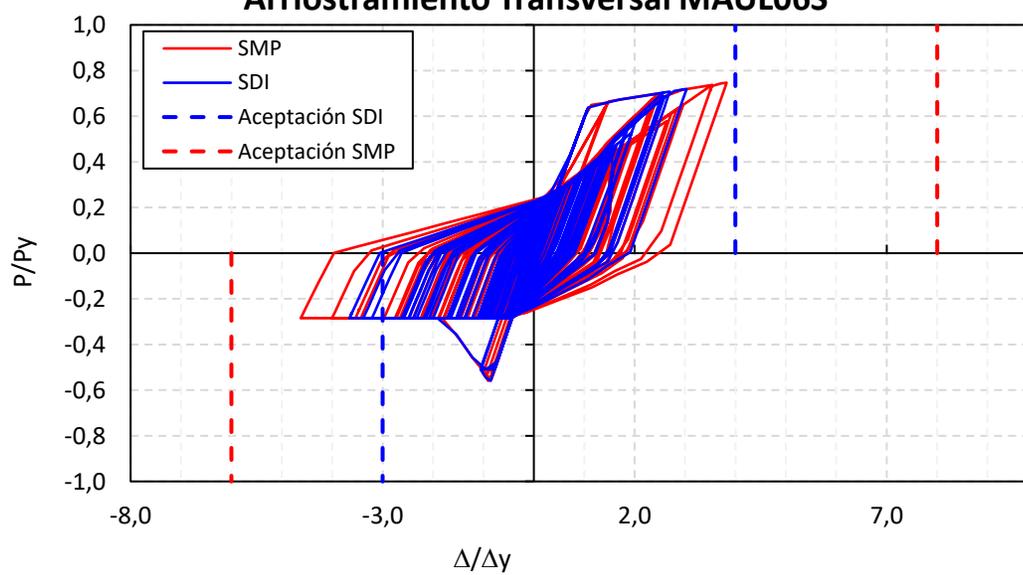
Arriostramiento Transversal STGOPENALOLEN

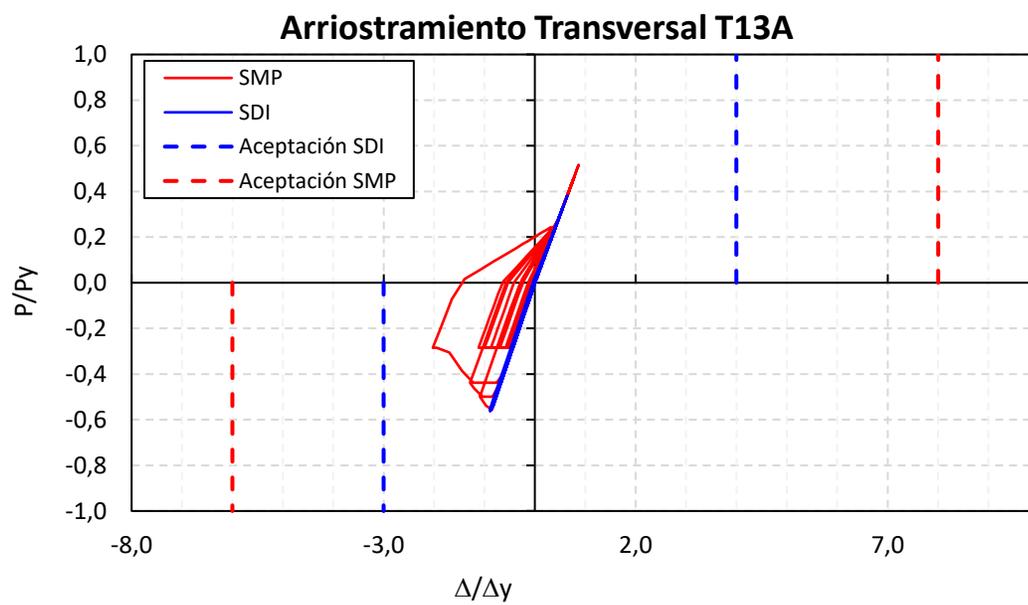


Arriostramiento Transversal C180

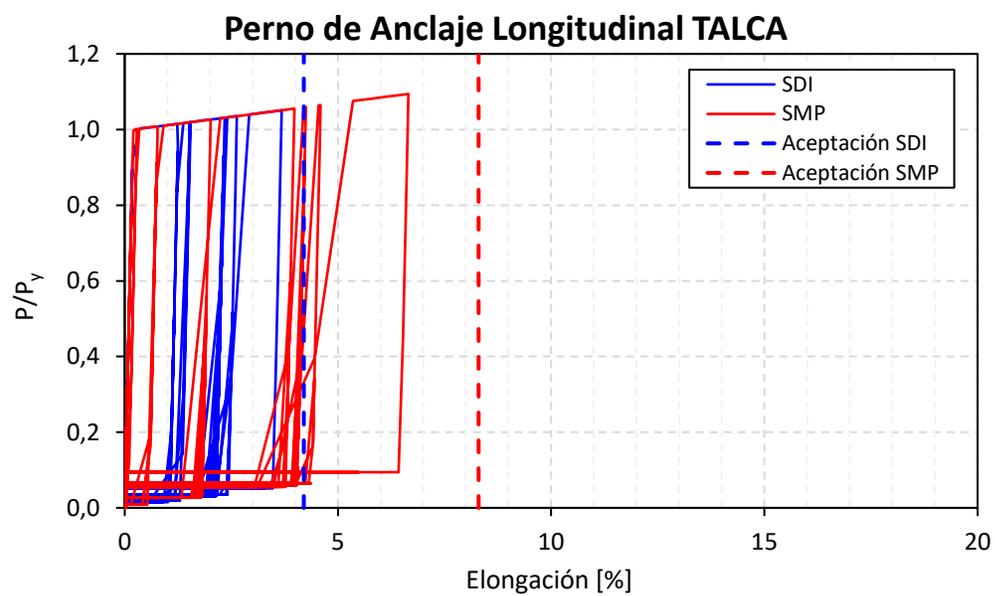
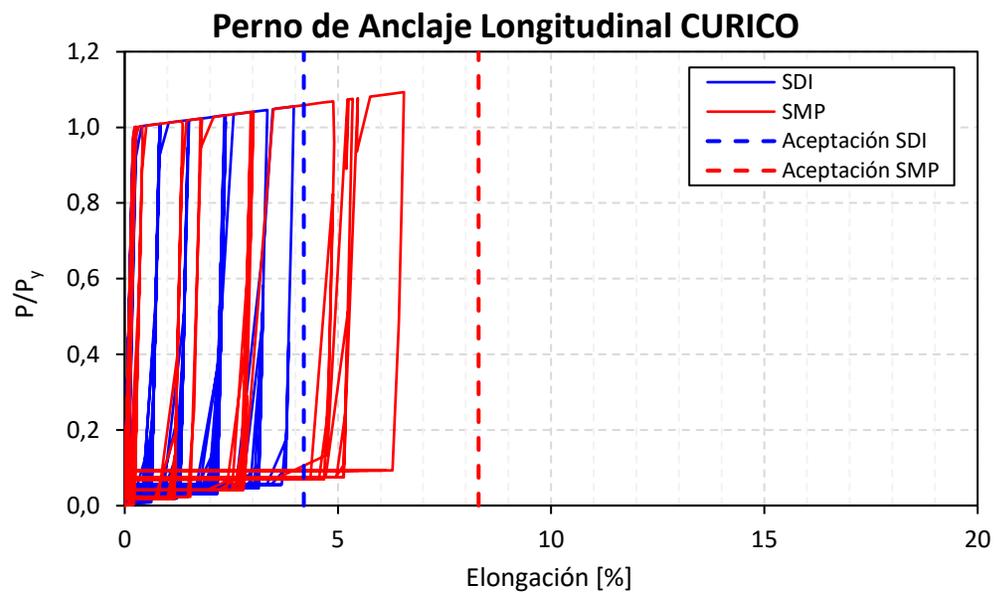


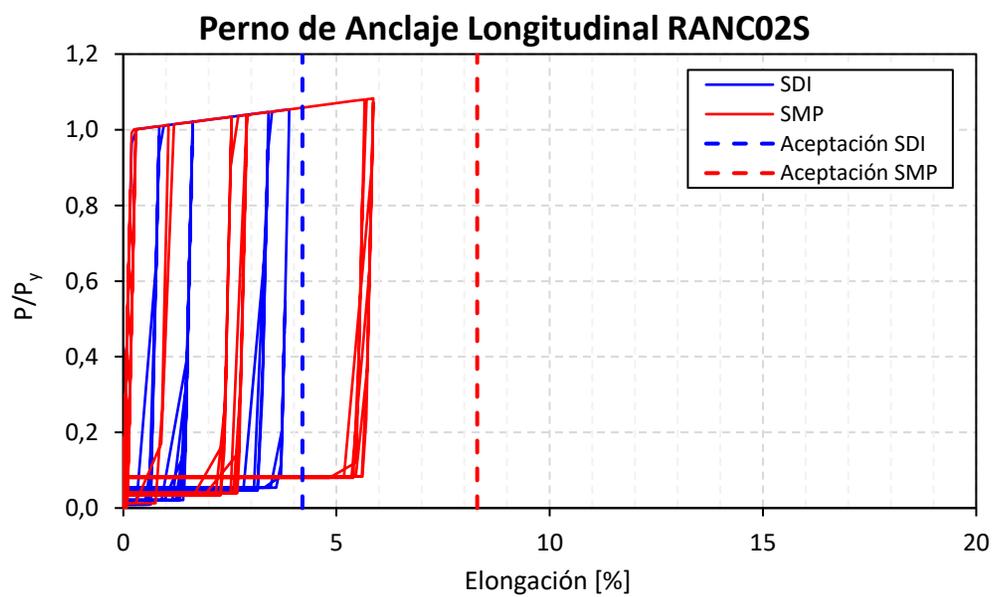
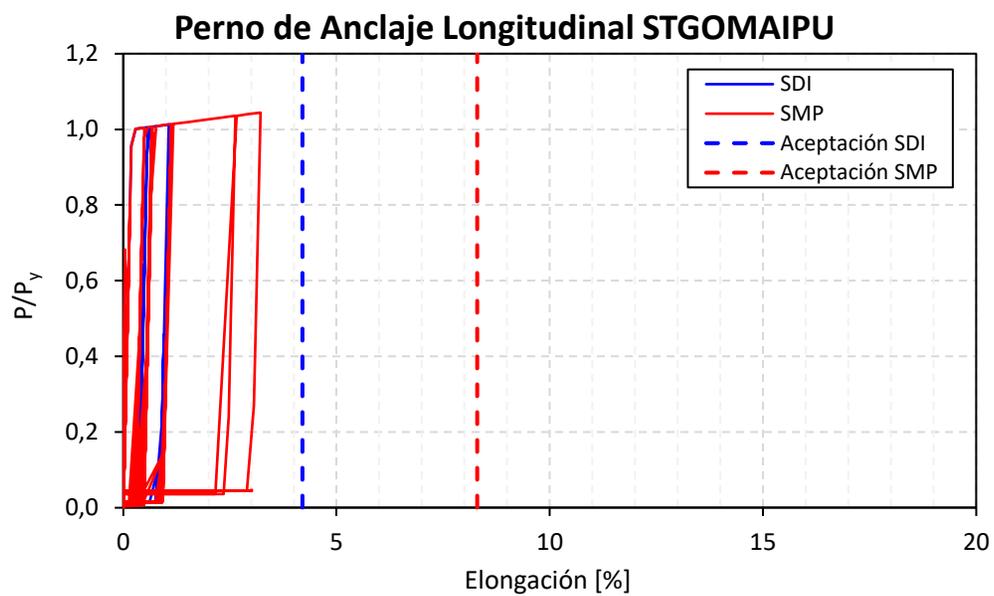
Arriostramiento Transversal MAUL06S

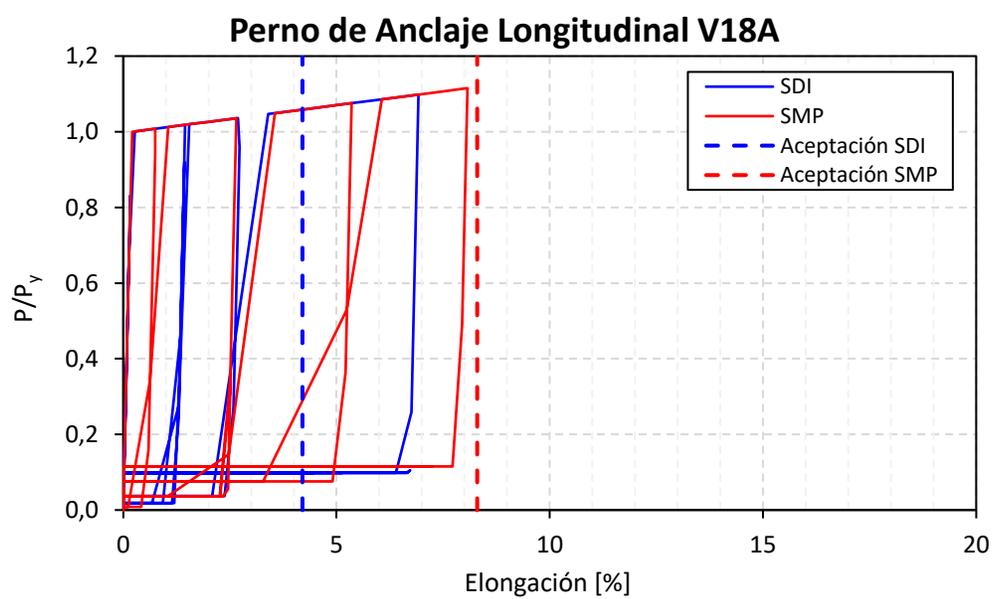
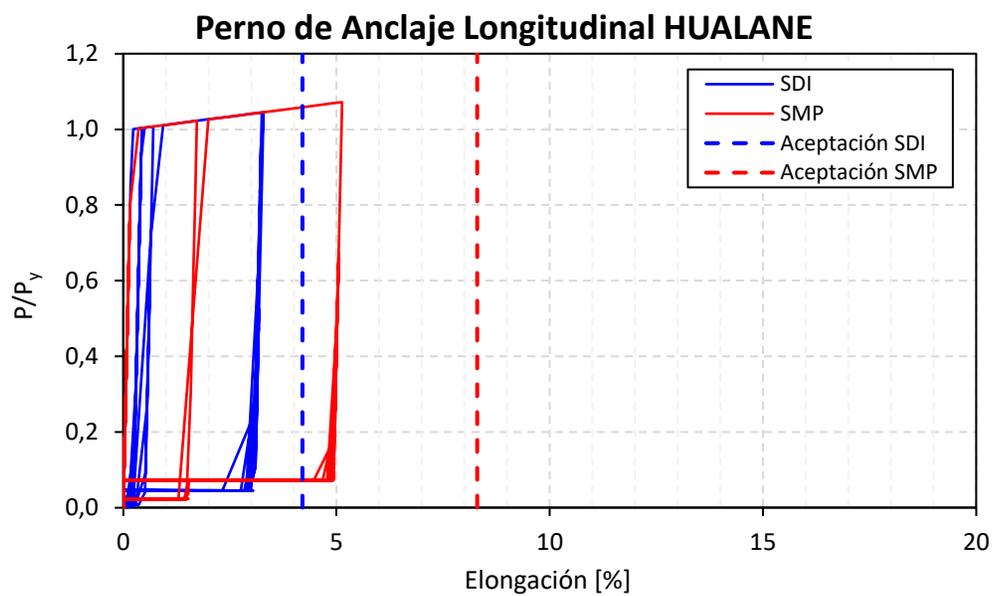


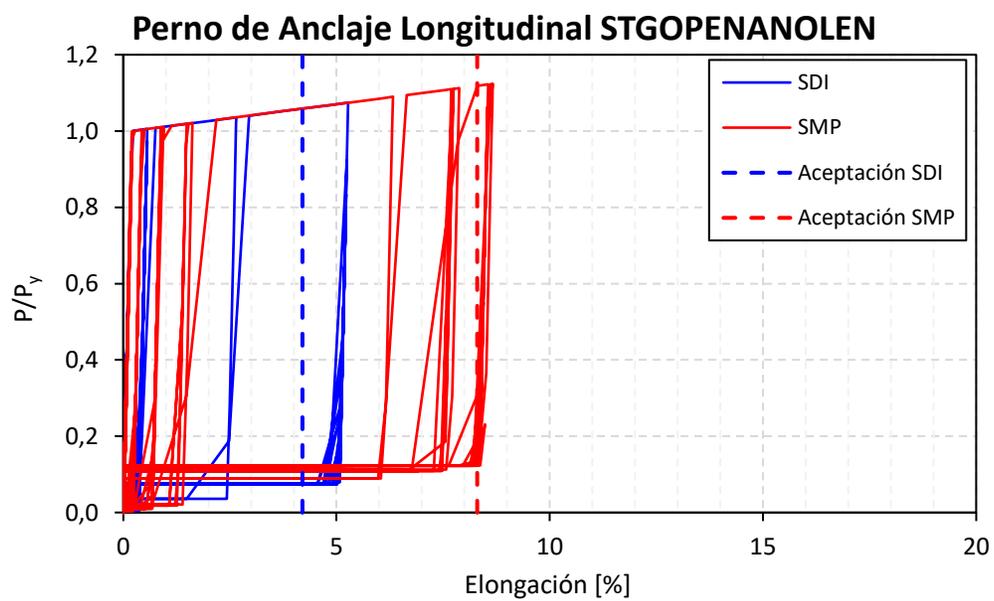
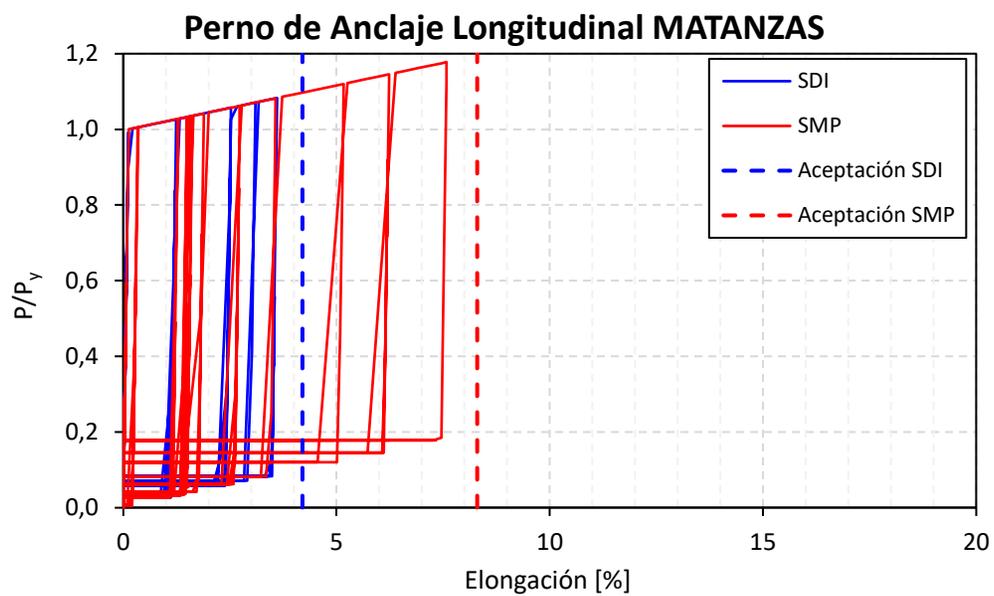


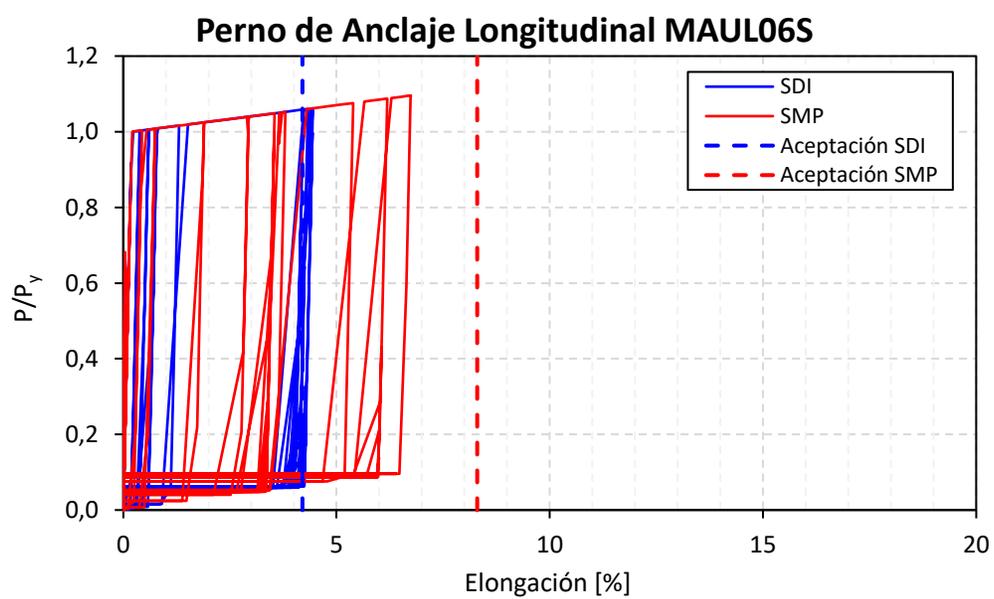
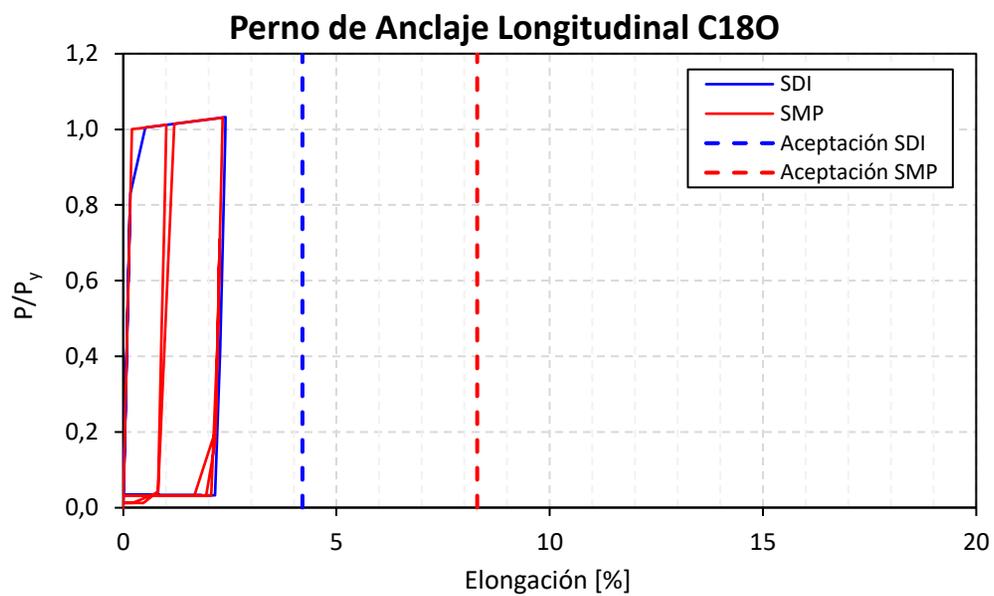
ANEXO II: CICLOS DE HISTÉRESIS EN PERNOS DE ANCLAJE

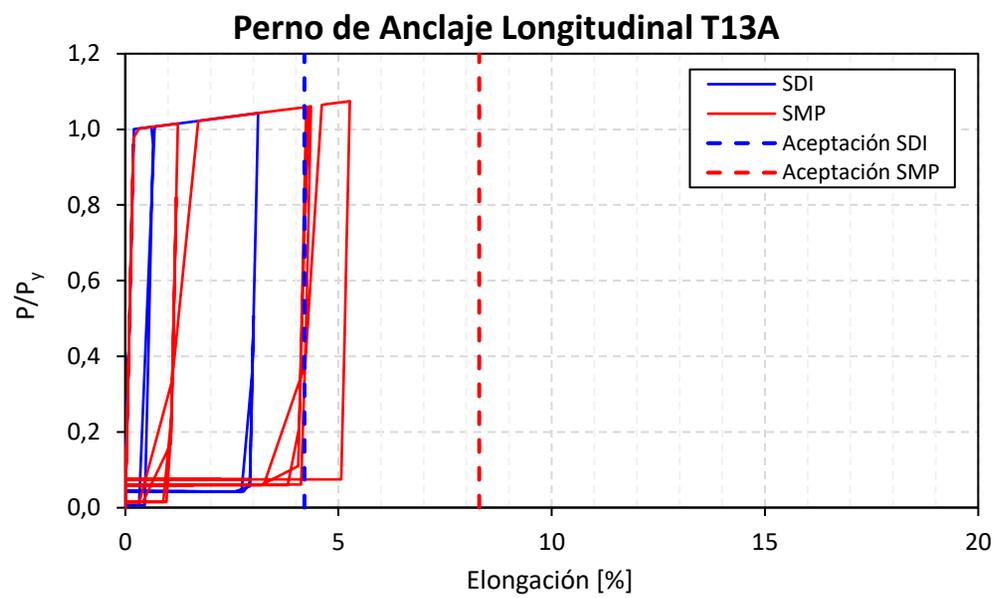












ANEXO III: REGISTROS DE ACELERACIONES