



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO
SÍSMICO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES EN EDIFICIO
INDUSTRIAL MINERO DISEÑADO CON
NORMA NCH2369 OF. 2023**

CRISTÓBAL RAFAEL SAID SAAVEDRA

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

Profesor Supervisor:

MIGUEL MEDALLA RIQUELME

Santiago de Chile, junio, 2025

Dedicado a Catalina, mi pareja, por
ser un pilar fundamental en mi vida.

AGRADECIMIENTOS

A Catalina, mi pareja y compañera de vida, por su inmenso apoyo, su inagotable amor y paciencia, y por estar a mi lado en los momentos más difíciles de este proceso que culmina. También, mención especial a nuestro perrito Churro, quien estuvo a mi lado acompañando durante todos estos años en las clases y fin de semanas de estudio.

A mi familia, en especial a mi Madre que durante toda mi vida me ha inculcado el ir más allá y estar constantemente aprendiendo y dando lo mejor de mí.

A Miguel Medalla, por su profesionalismo, tiempo dedicado e interés en ser el profesor guía de este trabajo.

INDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA.....	ii
1 AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS	viii
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT	xii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	2
II.1 Bases de Diseño	2
II.1.1 Materiales.....	2
II.1.2 Parámetros Sísmicos	3
II.1.3 Parámetros de Serviciabilidad	3
II.1.4 Cargas	3
II.1.4.1 Carga Permanente (DL).....	3
II.1.4.2 Carga Viva (LL)	4
II.1.4.3 Carga de Operación (LLo).....	4
II.1.4.4 Carga Sísmica (E).....	4
II.1.4.4.1 Peso Sísmico.....	4
II.1.4.4.2 Espectro de Diseño Horizontal	5
II.1.4.4.3 Sismo Vertical	6
II.1.5 Combinaciones de Carga	7
II.2 Descripción del Edificio.....	7
II.3 Análisis y Diseño Estructural.....	21
II.3.1 Análisis Sísmico.....	21
II.3.2 Serviciabilidad: Deformación Vertical de Vigas	22
II.3.2.1 Vigas de Borde Plataforma de Servicio 1	22
II.3.2.2 Vigas de Borde Plataforma Filtro	23

II.3.2.3 Vigas de Borde Plataforma de Servicio 2	24
II.3.3 Serviciabilidad: Deformación Lateral del Edificio	25
II.3.4 Perfiles y Factores de Utilización	27
II.3.5 Pernos de Anclaje.....	36
III. MODELACIÓN NO LINEAL	37
III.1 Análisis Tiempo-Historia No Lineal	37
III.2 Modelación No Lineal Pernos de Anclaje y Pedestal	38
III.3 Modelación No Lineal Arriostramientos Verticales	42
IV. REGISTROS SÍSMICOS	46
V. RESULTADOS	50
V.1 Selección de elementos estructurales	50
V.1.1 Columnas	50
V.1.2 Arriostramientos verticales	52
V.1.3 Pernos de anclaje.....	55
V.2 Criterios de aceptación	56
V.2.1 Límites de aceptación para arriostramientos.....	57
V.2.2 Límites de aceptación para pernos de anclaje.....	58
V.2.3 Límites de aceptación para columnas	59
V.3 Desempeño elementos estructurales.....	59
V.3.1 Desempeño de arriostramientos	59
V.3.2 Desempeño de pernos de anclaje	69
V.3.3 Desempeño columnas.....	77
VI. CONCLUSIONES.....	82
VI.1 Desempeño columnas.....	82
VI.2 Desempeño pernos de anclaje	82
VI.3 Desempeño diagonales verticales.....	83
VI.4 General	83
BIBLIOGRAFIA.....	84
A N E X O S.....	85
Anexo A: CURVAS HISTERÉTICAS PERNOS DE ANCLAJE.....	86

Anexo B: CURVAS HISTERÉTICAS diagonales verticales.....	94
---	----

INDICE DE TABLAS

Tabla II-1: Materiales.....	2
Tabla II-2: Parámetros sísmicos para espectro elástico	3
Tabla II-3: Combinaciones de diseño.....	7
Tabla II-4: Resultados parámetros sísmicos.....	21
Tabla II-5: Deformación lateral sísmica.....	25
Tabla II-6: Resumen elementos estructurales	34
Tabla II-7: Diseño pernos de anclaje.....	36
Tabla III-1: Periodos modales utilizados para amortiguamiento	38
Tabla IV-1: Registros sísmicos compatibles con sismo de diseño o SDI	47
Tabla IV-2: Registros sísmicos compatibles con sismo máximo o SMP.....	48
Tabla V-1: Límites deformación plástica tabla 9-8 ASCE41-17	57
Tabla V-2: Límites deformación plástica en compresión para perfiles L de edificio	58
Tabla V-3: Límites deformación plástica en tracción para perfiles L de edificio	58
Tabla V-4: Límites deformación plástica arriostramientos NCh2369:2023	58
Tabla V-5: Límites deformación plástica pernos de anclaje	59
Tabla V-6: Deformaciones máximas [mm] en arriostramientos para sismo SDI	60
Tabla V-7: Deformaciones máximas [mm] en arriostramientos para sismo SMP.....	61
Tabla V-8: Porcentajes de utilización arriostramientos sismo SDI.....	62
Tabla V-9: Porcentajes de utilización arriostramientos sismo SMP	63
Tabla V-10: Elongación pernos de anclaje [mm] sismo SDI.....	70
Tabla V-11: Elongación pernos de anclaje [mm] sismo SMP	71
Tabla V-12: Factores de utilización de columnas para sismo SDI	77
Tabla V-13: Factores de utilización de columnas para sismo SMP	78
Tabla V-14: Comparación entre factores de utilización para columnas	79

INDICE DE FIGURAS

Figura II-1: Espectro de diseño horizontal.....	6
Figura II-2: Vista 3D modelo análisis estructural	8
Figura II-3: Filtro cerámico.....	9
Figura II-4: Vista 3D apoyo filtro cerámico.....	10
Figura II-5: Eje A, plano XZ, Y=-3.3	11
Figura II-6: Eje C, plano XZ, Y=0	12
Figura II-7: Eje E, plano XZ, Y=2	13
Figura II-8: Eje G, plano XZ, Y=5.....	14
Figura II-9: Eje 2, plano YZ, X=-2.4	15
Figura II-10: Eje 4, plano YZ, X=0.....	16
Figura II-11: Eje 7, plano YZ, X=6.3.....	17
Figura II-12: Eje 8, plano YZ, X=7.9.....	18
Figura II-13: Plataforma servicio 1, plano XY, Z=4.5.....	19
Figura II-14: Plataforma filtro, plano XY, Z=5.9	20
Figura II-15: Plataforma servicio 2, plano XY, Z=6.5.....	21
Figura II-16: Momento máximo viga de borde plataforma de servicio 1: 2.65 tonf·m	22
Figura II-17: Deformación máxima viga de borde plataforma de servicio 1: 3.97 mm	23
Figura II-18: Momento máximo viga de borde plataforma filtro: 2.57 tonf·m.....	23
Figura II-19: Deformación máxima viga de borde plataforma filtro: 0.45 mm.....	24
Figura II-20: Momento máximo viga de borde plataforma de servicio 2: 11.73 tonf·m	24
Figura II-21: Deformación máxima viga de borde plataforma de servicio 2: 20.5 mm	25
Figura II-22: Desplazamiento de techo elástico dirección X: 18.63 mm.....	26
Figura II-23: Desplazamiento de techo elástico dirección Y: 37.93 mm.....	26
Figura II-24: F.U. Eje A, plano XZ, Y=-3.3	27
Figura II-25: F.U. Eje C, plano XZ, Y=0.....	28
Figura II-26: F.U. Eje E, plano XZ, Y=2	28
Figura II-27: F.U. Eje G, plano XZ, Y=5.....	29
Figura II-28: F.U. Eje 2, plano YZ, X=-2.4	29

Figura II-29: F.U. Eje 4, plano YZ, X=0	30
Figura II-30: F.U. Eje 7, plano YZ, X=6.3	30
Figura II-31: F.U. Eje 8, plano YZ, X=7.9	31
Figura II-32: F.U. Plataforma servicio 1, plano XY, Z=4.5.....	31
Figura II-33: F.U. Plataforma filtro, plano XY, Z=5.9	32
Figura II-34: F.U. Plataforma filtro, plano XY, Z=6.5	33
Figura III-1: Periodos utilizados para amortiguamiento	38
Figura III-2: Esquema “links” utilizados para unión columna – pedestal.....	40
Figura III-3: Restricciones en nodos inicial y final de “links”.....	40
Figura III-4: Curva esqueleto pernos de anclaje	41
Figura III-5: Curva esqueleto arriostramiento vertical.....	42
Figura III-6: Curva histerética tipo pivote.....	45
Figura IV-1: Registros ajustados a periodo retorno medio 475 años (SDI).....	49
Figura IV-2: Registros ajustados a periodo retorno medio 975 años (SMP)	49
Figura V-1: Columna ejes C/4	51
Figura V-2: Columna ejes G/1	51
Figura V-3: Columna ejes C/2	52
Figura V-4: Diagonal mesa equipo sismo X eje E.....	53
Figura V-5: Diagonal mesa equipo sismo Y eje 4	53
Figura V-6: Diagonal perimetral sismo X eje A	54
Figura V-7: Diagonal perimetral sismo Y eje 2	54
Figura V-8: Pernos análisis eje C.....	55
Figura V-9: Pernos análisis eje E	56
Figura V-10: Deformación y límites de aceptación diagonales sismo SDI	64
Figura V-11: Deformación y límites de aceptación diagonales sismo SMP.....	65
Figura V-12: Curva fuerza-deformación Link 70 registro GO04 (SDI)	66
Figura V-13: Curva fuerza-deformación Link 120 registro GO04 (SDI)	66
Figura V-14: Curva fuerza-deformación Link 70 registro STGOPUENTEALTO (SMP). 67	
Figura V-15: Curva fuerza-deformación Link 120 registro STGOPUENTEALTO (SMP)67	
Figura V-16: Deformación y límites de aceptación diagonales chevrón mesa equipo sismo SDI	68

Figura V-17: Deformación y límites de aceptación diagonales chevrón mesa equipo sismo SMP	69
Figura V-18: Porcentaje elongación y límites de aceptación pernos de anclaje mesa de equipo sismo SDI	72
Figura V-19: Porcentaje elongación y límites de aceptación pernos de anclaje de columnas perimetrales sismo SDI	73
Figura V-20: Porcentaje elongación y límites de aceptación pernos de anclaje mesa de equipo sismo SMP	73
Figura V-21: Porcentaje elongación y límites de aceptación pernos de anclaje de columnas perimetrales sismo SMP	74
Figura V-22: Curva fuerza-deformación Link 165 registro STGOMAIPU (SDI).....	75
Figura V-23: Curva fuerza-deformación Link 166 registro STGOMAIPU (SDI).....	75
Figura V-24: Curva fuerza-deformación Link 165 registro STGOPUENTEALTO (SMP)	76
Figura V-25: Curva fuerza-deformación Link 166 registro STGOPUENTEALTO (SMP)	76
Figura V-26: Factores de utilización columnas para sismos SDI	80
Figura V-27: Factores de utilización columnas para sismos SMP	80

RESUMEN

Este trabajo evalúa el desempeño sísmico de una estructura típica de la industria minera chilena diseñada con las disposiciones de la norma NCh2369:2023, la cual introduce nuevos criterios con respecto a su versión del 2003, diferenciando entre elementos controlados por fuerza, tales como columnas, y elementos controlados por deformaciones, tales como pernos de anclaje y diagonales verticales, que se diseñaron como elementos fusibles. Luego, fue sometida a un análisis tiempo historia no lineal mediante 60 registros sísmicos representativos del sitio: 30 de ellos escalados para un nivel de intensidad consistente con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (SDI), y 30 de ellos con una del 5% en 50 años (SMP).

Los resultados muestran que los pernos de anclaje cumplieron con los límites de aceptación, validando el objetivo de disipación de energía. La mayoría de los arriostramientos verticales también mostró buen comportamiento, salvo un subconjunto específico de diagonales en la estructura que soporta al equipo principal del edificio, orientadas en la dirección transversal (dirección Y), donde el edificio tiene menos redundancia de elementos para tomar las fuerzas sísmicas, que excedieron los límites de desempeño.

Por otro lado, las columnas, con un diseño controlado por fuerzas, cumplieron con los objetivos de desempeño en todos los casos.

El trabajo valida el enfoque propuesto por la norma NCh2369 del 2023, con resultados que, salvo las excepciones mencionadas, tuvieron un buen desempeño ante los registros con diferentes niveles de intensidad.

ABSTRACT

This project assesses the seismic performance of a typical industrial structure in Chile, designed according to the updated NCh2369:2023 standard. Compared to the 2003 version, this standard introduces new design criteria, making a clear distinction between elements controlled by force, like columns, and elements controlled by deformation, like anchor bolts and diagonal braces, which were designed to act as fuse elements that dissipate energy during strong ground motions.

The structure was analyzed through nonlinear time-history analysis with 60 ground motions records that match the characteristics of the site: 30 records with intensities that match a 10% probability of exceedance in 50 years (SDI) and 30 with a 5% probability (SMP).

The results showed that the anchor bolts met the acceptance limits, confirming they worked well as energy dissipating elements. Most of the diagonal braces also performed well, except for a specific group that support the principal equipment and are oriented in the transversal direction (Y direction), where the building has fewer elements to resist seismic forces, which exceeded the performance limits.

The columns, which were designed as elements controlled by force, performed correctly in all cases.

This work supports the design approach proposed in the NCh2369:2023 standard, showing good structural behavior under strong ground motions conditions, with only some localized exceptions.

I. INTRODUCCIÓN

La norma NCh2369:2023 – Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, representa una actualización respecto a su edición anterior del año 2003, incorporando nuevos criterios de diseño orientados a mejorar el comportamiento sísmico de estructuras industriales. Esta actualización considera la experiencia acumulada en eventos sísmicos recientes.

Dentro de estas nuevas condiciones, aparecen los términos de sismo reducido y sismo amplificado, donde el primero está orientado a usarse para elementos en los que se desea incursionen en rango no lineal para disipar parte de la energía, tales como pernos de anclaje y diagonales de arriostramiento vertical, con el objetivo de proteger los elementos más importantes de la estructura como columnas y vigas. Por otro lado, el sismo “amplificado” corresponde al sismo reducido por el factor “R”, pero amplificado por “ $0.7 \cdot R$ ”, resultando en una ponderación del 70% del sismo elástico normativo.

Este trabajo tiene como objetivo principal analizar el comportamiento de una estructura industrial tipo, diseñada conforme a los lineamientos de la NCh2369:2023. Posteriormente, la estructura, destinada a soportar un equipo mecánico, es evaluada mediante análisis no lineales utilizando un conjunto de 60 registros sísmicos reales, correspondientes a los terremotos de mayor magnitud ocurridos en Chile. Estos registros han sido seleccionados considerando su compatibilidad con las características de sitio (tipo de suelo y zona sísmica) del emplazamiento de la estructura. Del total de registros, 30 representan un nivel de amenaza sísmica con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (sismo nivel de diseño, SDI), y los 30 restantes corresponden a un 5% de probabilidad de excedencia en el mismo periodo (sismo máximo, SMP).

El análisis tiene como objetivo estudiar la respuesta estructural de los elementos diseñados como fusible, así como de aquellos controlados por fuerza, diseñados con sismo amplificado. La comparación entre resultados con el enfoque de la norma y la respuesta obtenida a partir de los registros reales permite validar la efectividad de las disposiciones contenidas en la NCh2369:2023. Luego, se realiza un análisis estadístico de los resultados con el fin de establecer conclusiones sobre el desempeño sísmico global de la estructura y validar los enfoques de diseño propuestos por la norma.

II. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se describen todos los parámetros y consideraciones tomadas para el análisis y diseño estructural del edificio de filtro, de acuerdo con lo indicado en la norma NCh2369:2023.

II.1 Bases de Diseño

Se definen las siguientes bases y criterios de diseño para el análisis del edificio.

II.1.1 Materiales

Se consideran las siguientes propiedades de materiales:

Tabla II-1: Materiales

Material	Calidad	Propiedad	Valor
Acero	-	Peso unitario	$\gamma = 7.85 \text{ tonf/m}^3$
		Módulo de elasticidad	$E = 2040 \text{ tonf/cm}^2$
Acero perfiles IN/HN/L/O	ASTM A36	Tensión de fluencia	$F_y = 2.53 \text{ tonf/cm}^2$
		Tensión de rotura	$F_u = 4.08 \text{ tonf/cm}^2$
Pernos de anclaje	ASTM F1554 Gr.36	Tensión de rotura	$F_u = 4.08 \text{ tonf/cm}^2$
Hormigón	G30	Peso unitario	$\gamma = 2.5 \text{ tonf/m}^3$
		Módulo de elasticidad	$E = 261.5 \text{ tonf/cm}^2$
		Resistencia a la compresión	$f'_c = 0.3 \text{ tonf/cm}^2$

II.1.2 Parámetros Sísmicos

Los parámetros sísmicos utilizados para la construcción del espectro elástico de respuesta de la estructura son los siguientes:

Tabla II-2: Parámetros sísmicos para espectro elástico

Parámetro	Nomenclatura	Valor
Coefficiente de importancia	I	1
Zona sísmica	-	3
Tipo de suelo	-	B
Amortiguamiento	ξ	0.03
Aceleración efectiva máxima	A_0/g	0.4
Parámetros de suelo	S	1
	T_0 [seg]	0.3
	p	1.6
	T_1 [seg]	0.27

II.1.3 Parámetros de Serviciabilidad

Se consideraron los siguientes límites de deformaciones:

- Deformación admisible vertical para vigas 1/300 de la luz.
- Desplazamiento lateral sísmico máximo 0.015 de la altura.

II.1.4 Cargas

II.1.4.1 Carga Permanente (DL)

Estas cargas corresponden a aquellas que están presentes en todo momento sobre la estructura, tales como su peso propio, peso de equipos, parrillas de piso, barandas y peso luminarias. Para el análisis se consideraron los siguientes valores:

- Peso propio perfiles	$D_{pp} =$	considerado con $\gamma_{acero} 7.85 \text{ tonf/m}^3$.
- Peso propio conexiones	$D_{con} =$	20% del peso propio de perfiles.
- Peso propio equipo filtro	$D_{filtro} =$	21 tonf.
- Parrillas de piso	$D_{grating} =$	0.05 tonf/m^2 .
- Barandas	$D_{barandas} =$	0.032 tonf/ml .
- Techo	$D_{techo} =$	0.03 tonf/m^2 .

II.1.4.2 Carga Viva (LL)

Corresponde a las cargas vivas aplicadas sobre la estructura, específicamente, plataformas de mantención tanto en pasillos como techo, cuyos valores son:

- Carga viva plataformas	$L_{grating} =$	0.5 tonf/m^2 .
- Carga viva techo	$L_{techo} =$	0.1 tonf/m^2 .

II.1.4.3 Carga de Operación (LLO)

Corresponde a la carga que genera el filtro sobre la estructura cuando este se encuentra en operación:

- Carga de operación	$LLO =$	33 tonf.
----------------------	---------	----------

II.1.4.4 Carga Sísmica (E)

II.1.4.4.1 Peso Sísmico

Se considera el 100% de la carga permanente DL, considerando dentro de este peso el porcentaje adicional de 20% por conexiones, además del 100% de la carga de operación LLO, y 25% de la carga viva (LL).

II.1.4.4.2 Espectro de Diseño Horizontal

Basado en los parámetros sísmicos indicados en II.1.2, se obtiene el espectro de diseño elástico horizontal de acuerdo con lo indicado en el punto 5.4.1 de la NCh2369:2023:

$$S_{ad}(T_H) = 0.7 \frac{I \cdot S_{aH}(T_H)}{R} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4}$$

Donde:

- $S_{aH}(T_H)$: Espectro de referencia horizontal
- I : Factor de importancia.
- R : Factor de modificación de respuesta.
- ξ : Razón de amortiguamiento.

A su vez, el espectro de referencia, definido en 5.4.2 de la NCh2369:2023, viene dado por:

$$S_{aH}(T_H) = 1.4 \cdot S \cdot A_0 \cdot \left(\frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right)$$

Donde:

- T_H : Periodo predominante de la estructura en la dirección de análisis.
- T_0 : Parámetro dependiente del suelo,
- S : Parámetro dependiente del suelo.
- A_0/g : Aceleración efectiva máxima.

Con respecto a los valores de R a utilizar, estos son los siguientes:

- $R = 1$ para verificación de drifts de piso
- $R = 5$ para diseño de elementos fusible, que en este caso corresponden a los pernos de anclaje y diagonales.
- $R = 1.43$, equivalente a amplificar el sismo reducido por $0.7 \cdot R$, este valor se utilizará para el diseño de elementos que no se desea incurran en el rango inelástico, tales como columnas y vigas.

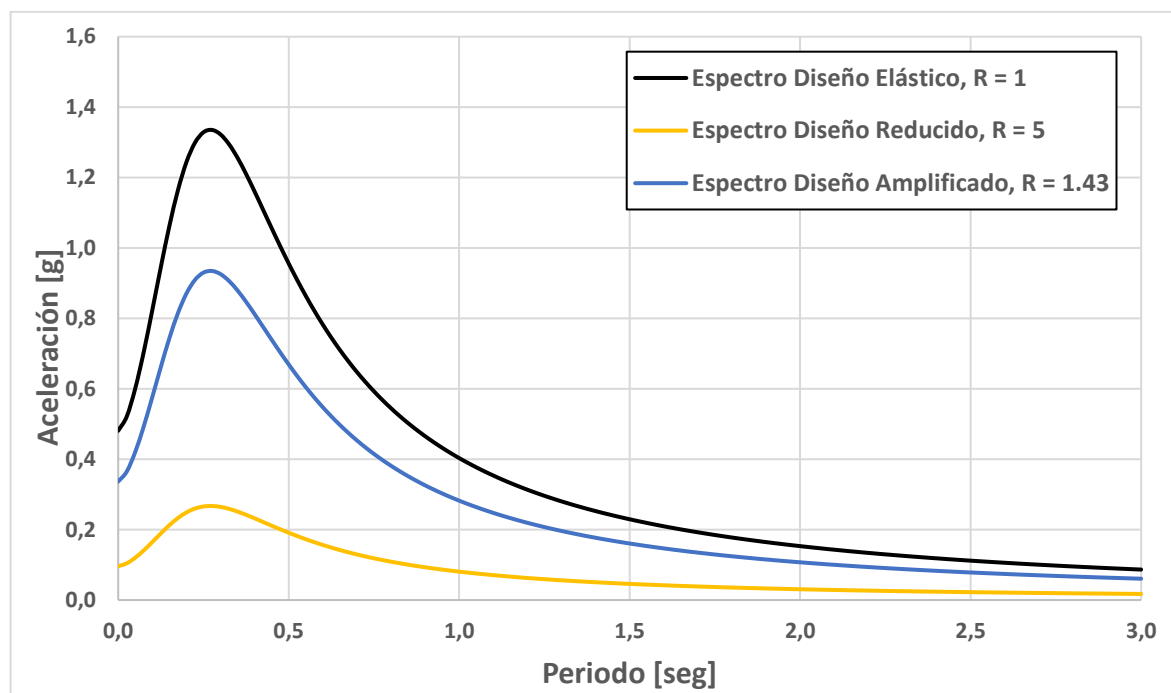


Figura II-1: Espectro de diseño horizontal

II.1.4.4.3 Sismo Vertical

Basado en capítulo 5.7 de NCh2369:2023, la acción sísmica vertical se considerará utilizando fuerzas estáticas equivalentes sobre los elementos que efectivamente generen fuerzas de inercia verticales, definiendo así un coeficiente C_v que pondera al peso sísmico. El valor de este coeficiente viene dado por:

$$C_v = 1.18 \cdot I \cdot S \cdot \frac{A_0}{g}$$

De II.1.2, se tiene que:

- $I = 1.0.$
- $S = 1.0.$
- $A_0 = 0.4g.$

Por lo que la fuerza de sismo vertical a considerar corresponderá a:

$$E_z = 0.472 \cdot P_{\text{sísmico}}$$

II.1.5 Combinaciones de Carga

A continuación, se presentan las combinaciones de carga consideradas en el análisis de la estructura. El diseño de los elementos se hizo por resistencia última o LRFD. Las combinaciones están de acuerdo con lo indicado en las normas NCh3171:2017 para cargas estáticas, y NCh2369:2023 para cargas sísmicas:

Tabla II-3: Combinaciones de diseño

Combinaciones LRFD	
3171_2017_1	$1.4 \cdot (D + LL_o)$
3171_2017_2	$1.2 \cdot (D + LL_o) + 1.6 \cdot LL$
2369_2023_1	$1.2 \cdot D + 0.25 \cdot LL + LL_o + 1.4 \cdot E$
2369_2023_2	$0.9 \cdot D + 1.4 \cdot E$

- La carga E presentada en la tabla anterior debe considerar las reglas de simultaneidad entre las diferentes direcciones de la acción sísmica indicadas en la sección 4.5.2 de NCh2369:2023.
- Alternativamente, para el factor que pondera al sismo vertical, en casos particulares se considera el uso de $0.3 \cdot E_v$ en vez de $0.6 \cdot E_v$ en las reglas de simultaneidad sísmica, dicha modificación se indica debidamente en este trabajo.
- Las combinaciones de 2369_2023_1, consideran un factor de 0.25 que pondera la carga viva, correspondiente al factor para “Zonas de uso normal, plataformas de operación”, definida en tabla C-2 de sección 4.5.1 de NCh2369:2023.

II.2 Descripción del Edificio

El edificio a analizar corresponde a una estructura que soporta un filtro cerámico, la estructura es techada y abarca un área en planta de 12.5m x 8.3m, mientras que la altura de los pilares metálicos desde su base es aproximadamente 11m.

El sistema estructural en las direcciones principales del edificio consiste en marcos arriostrados concéntricos, con disposición de riostras verticales en forma de X en su mayoría.

Existiendo unos pocos casos donde, por espacio, se dispone de V invertida. Para el sistema de arriostramiento de piso, se utilizaron también riostras en X buscando que fuera redundante y que los niveles actúen como diafragma rígido. El análisis se realizó en el programa SAP2000.

La carga de peso propio se considera automáticamente por el software, las cargas de plataformas, barandas, cargas vivas y cargas del filtro se incorporan como fuerzas externas. Las cargas sísmicas horizontales se aplican utilizando un análisis modal espectral, mientras que la carga sísmica vertical se asignó considerando el coeficiente sísmico vertical determinado en sección II.1.4.4.3 de este documento.

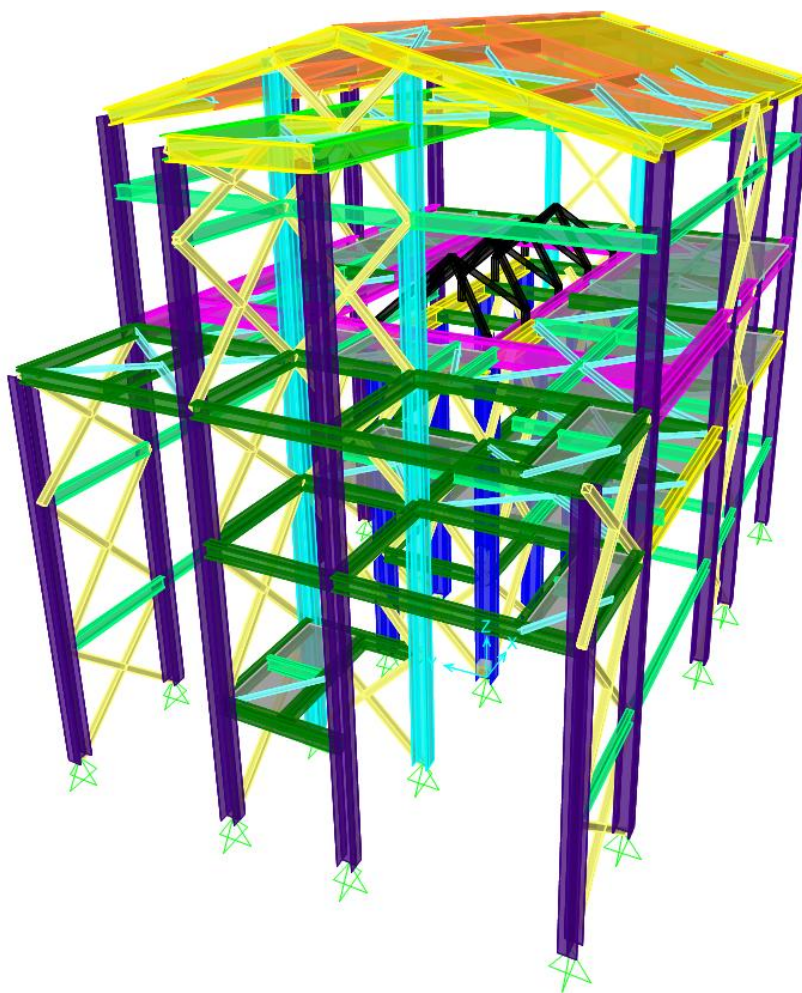


Figura II-2: Vista 3D modelo análisis estructural

La modelación del filtro cerámico se consideró como equipo rígido apoyado sobre una plataforma al interior del edificio, de esta manera, se concentraron las masas y pesos indicados en II.1.4.1 y II.1.4.3, para luego distribuirlos en cinco puntos a lo largo de las vigas que lo sostienen. Lo anterior se realizó tomando en consideración un plano vendor estándar filtro:

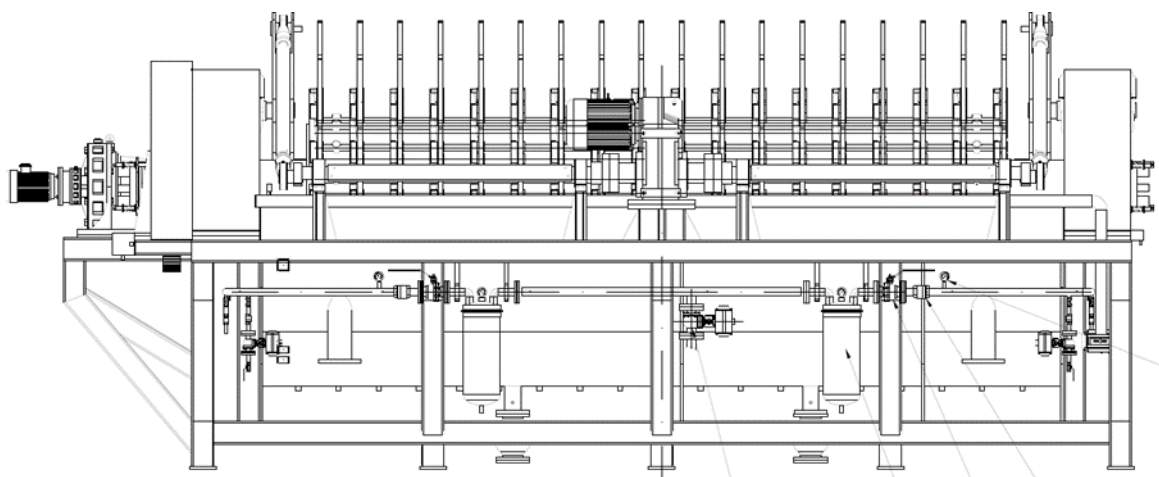


Figura II-3: Filtro cerámico

A continuación, se presenta modelación de apoyo de filtro sobre vigas. Las masas fueron modeladas en el centro de gravedad del equipo, llevadas a las vigas mediante “cachos rígidos” (en negro):

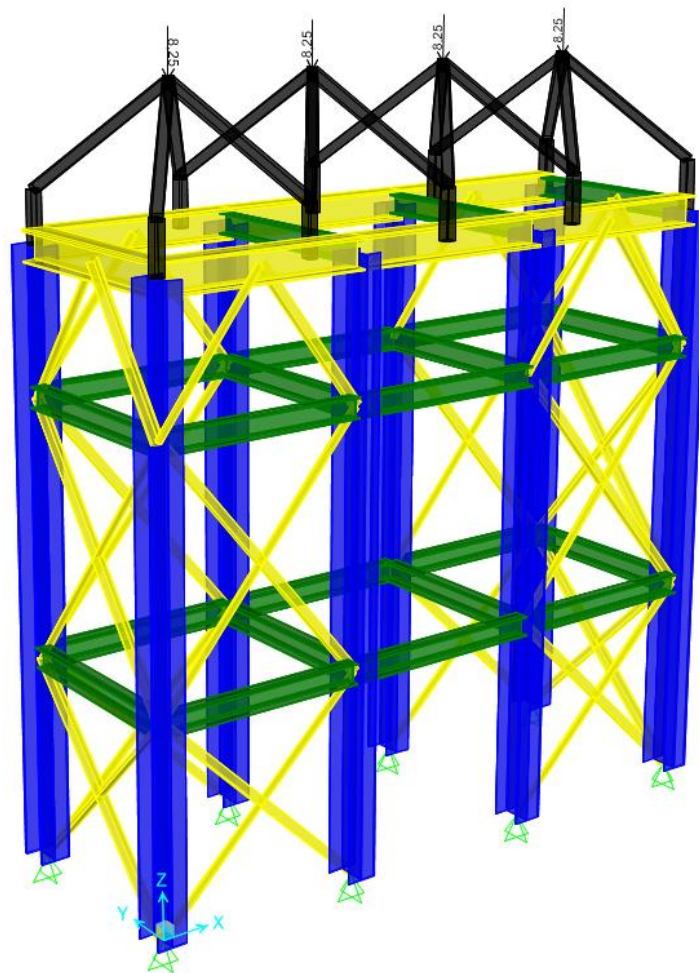


Figura II-4: Vista 3D apoyo filtro cerámico

En la figura anterior, están indicadas las cargas de operación que se consideraron para este caso, las cuales fueron definidas en II.1.4.3, las cuales se transmiten desde los “cachos rígidos” a las vigas de la plataforma.

A continuación, se presentan los ejes resistentes sísmicos en cada una de las direcciones de análisis, además de las vistas en planta de las plataformas principales:

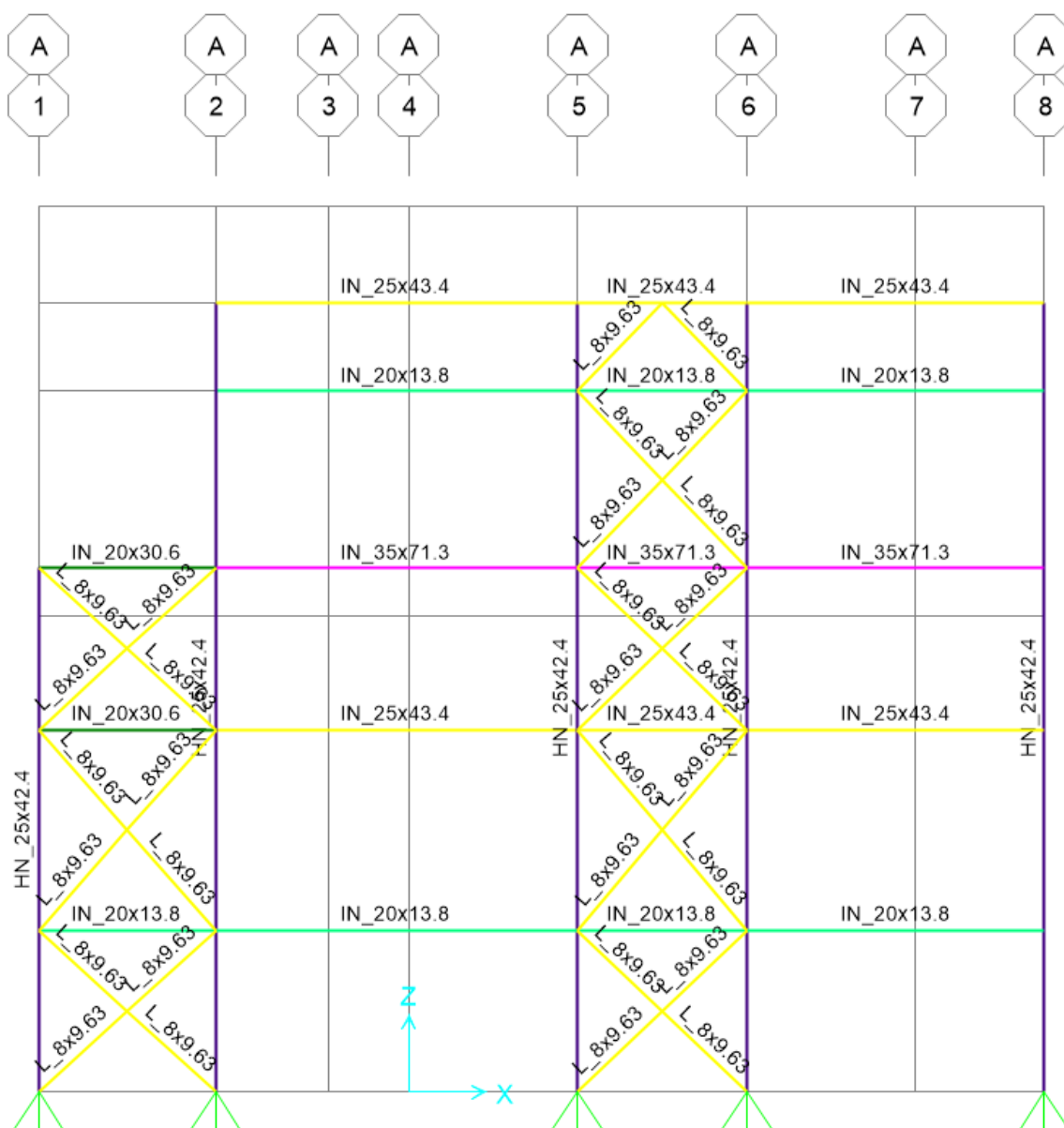


Figura II-5: Eje A, plano XZ, Y=-3.3

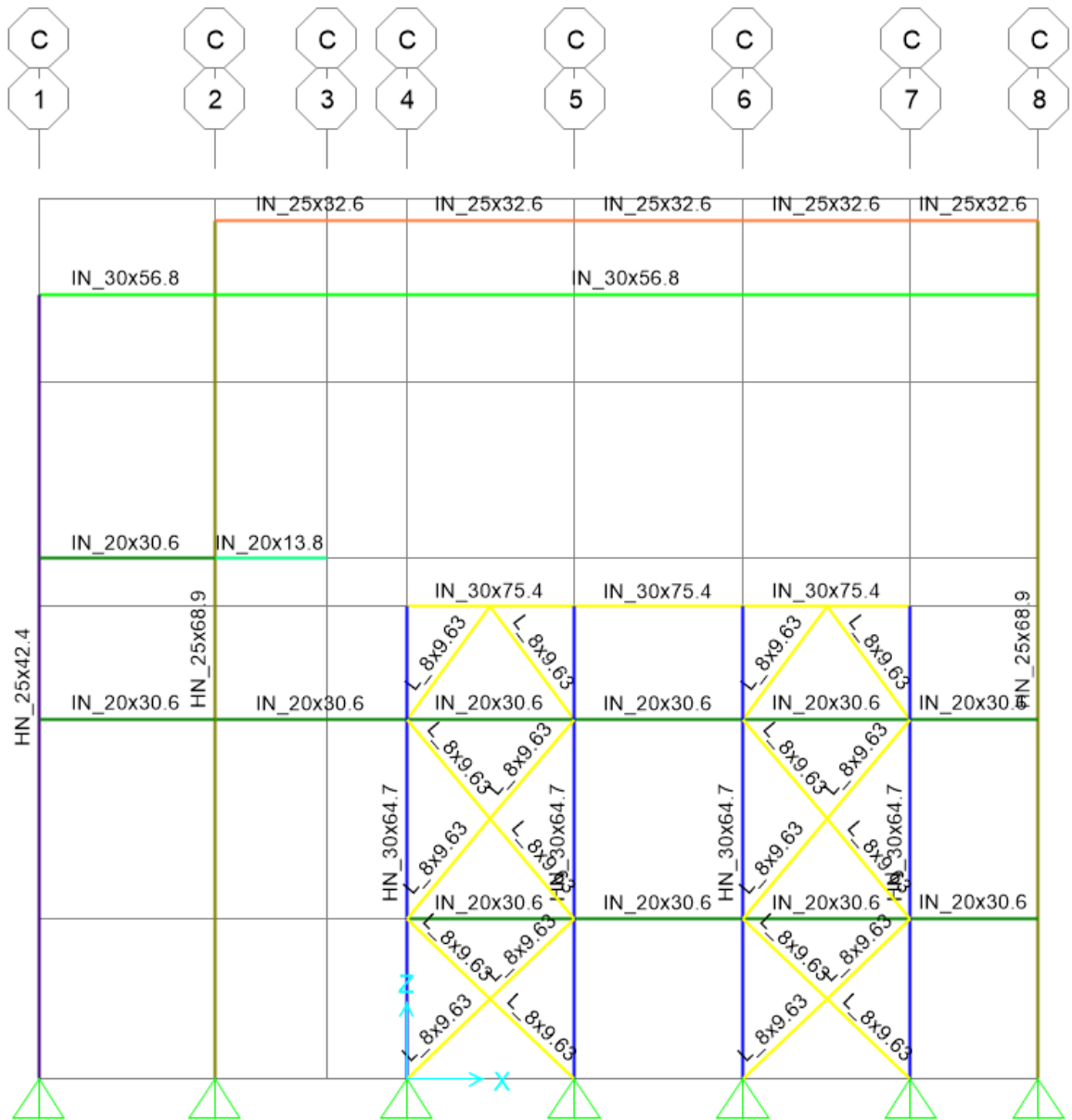


Figura II-6: Eje C, plano XZ, Y=0

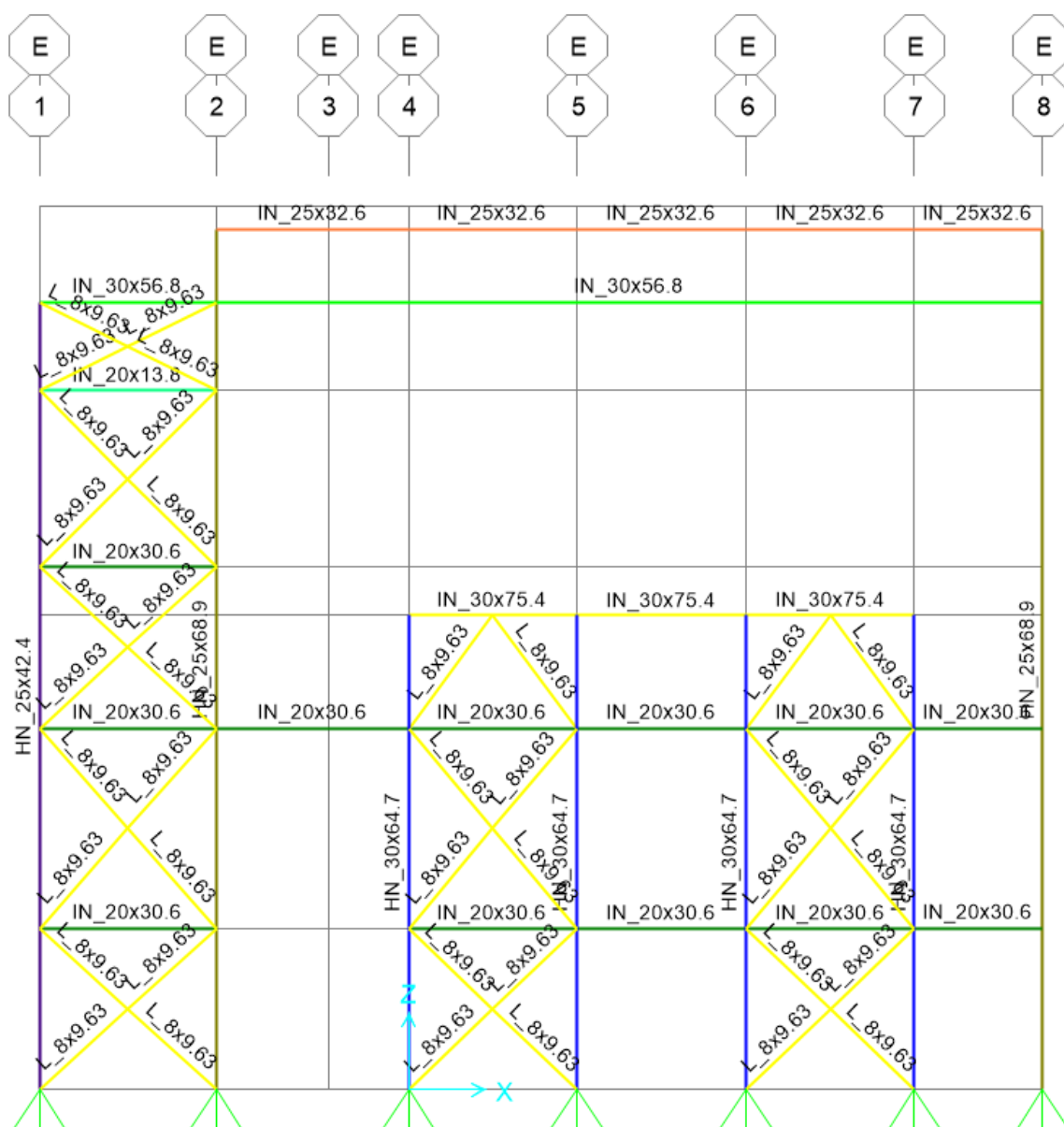


Figura II-7: Eje E, plano XZ, Y=2

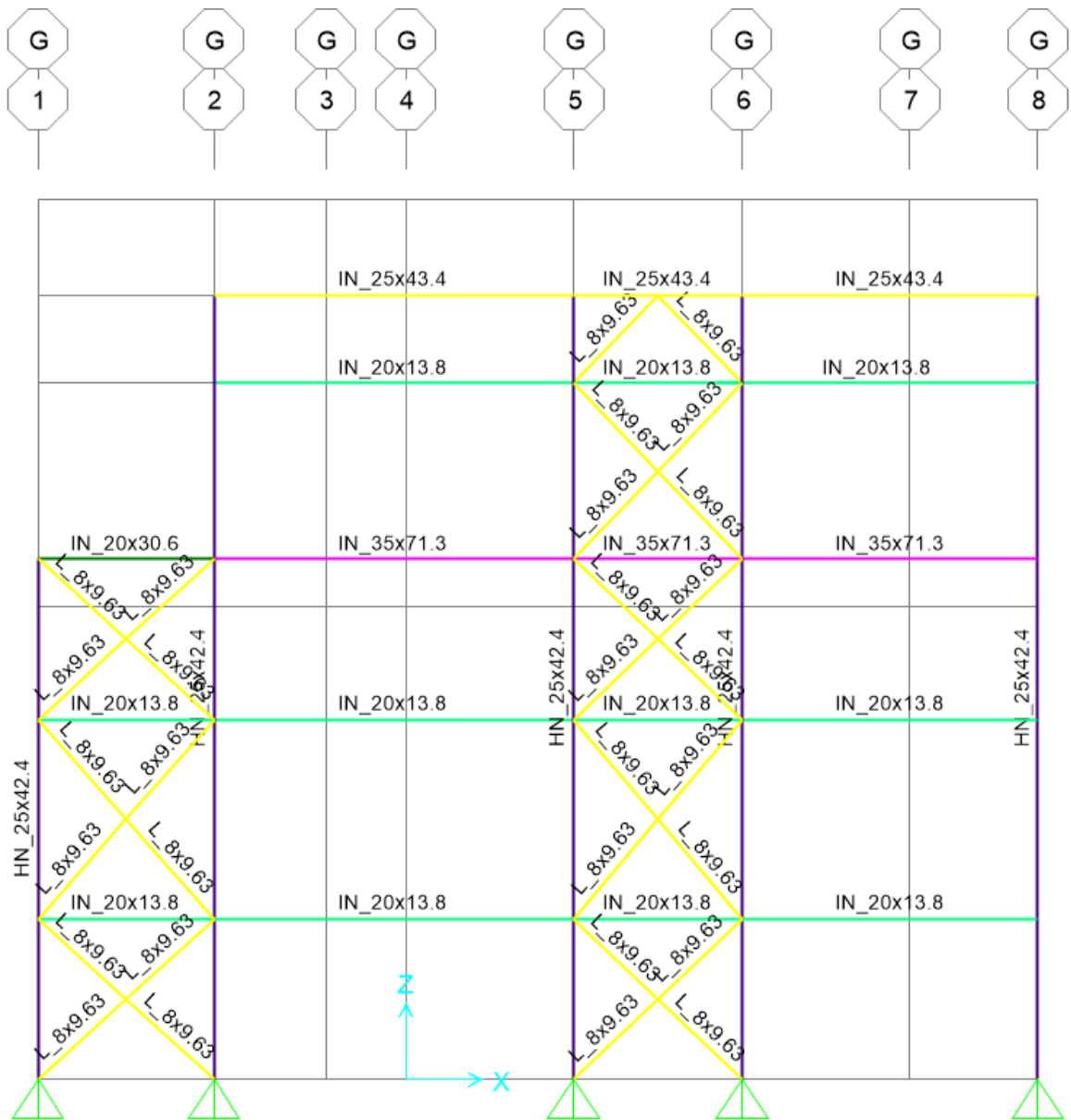


Figura II-8: Eje G, plano XZ, Y=5

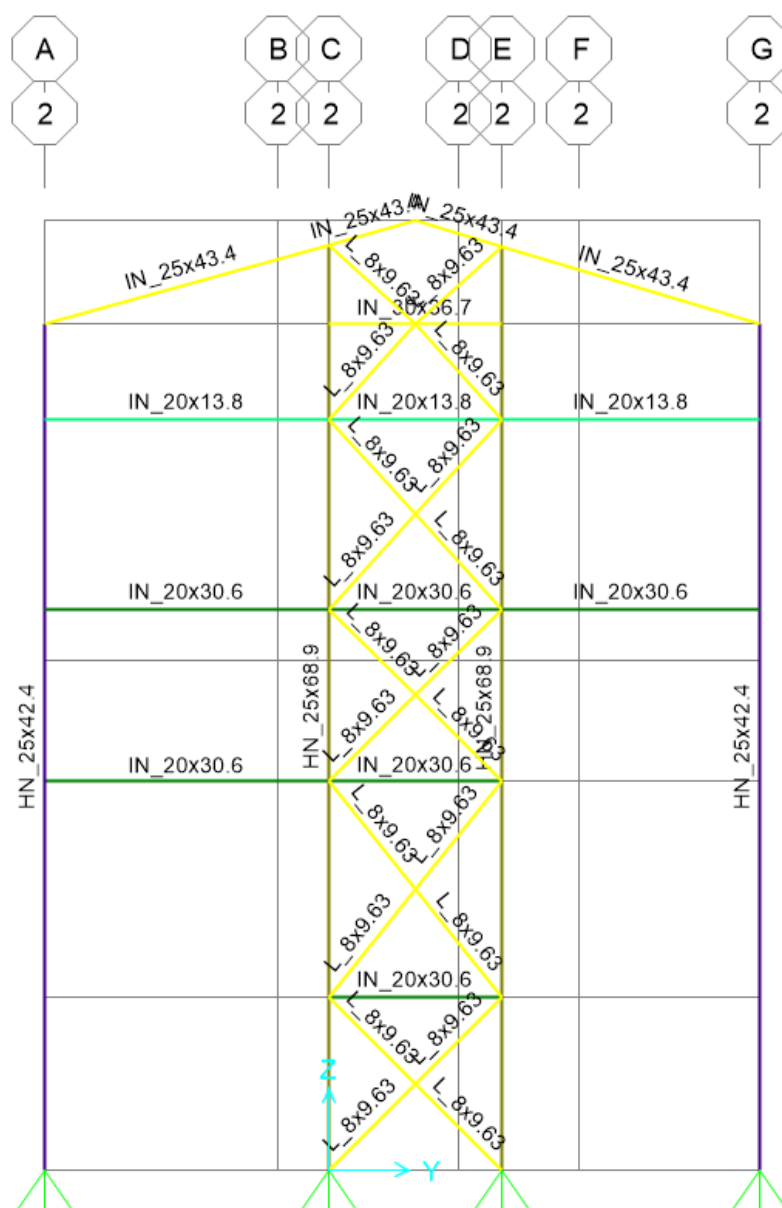


Figura II-9: Eje 2, plano YZ, X=-2.4

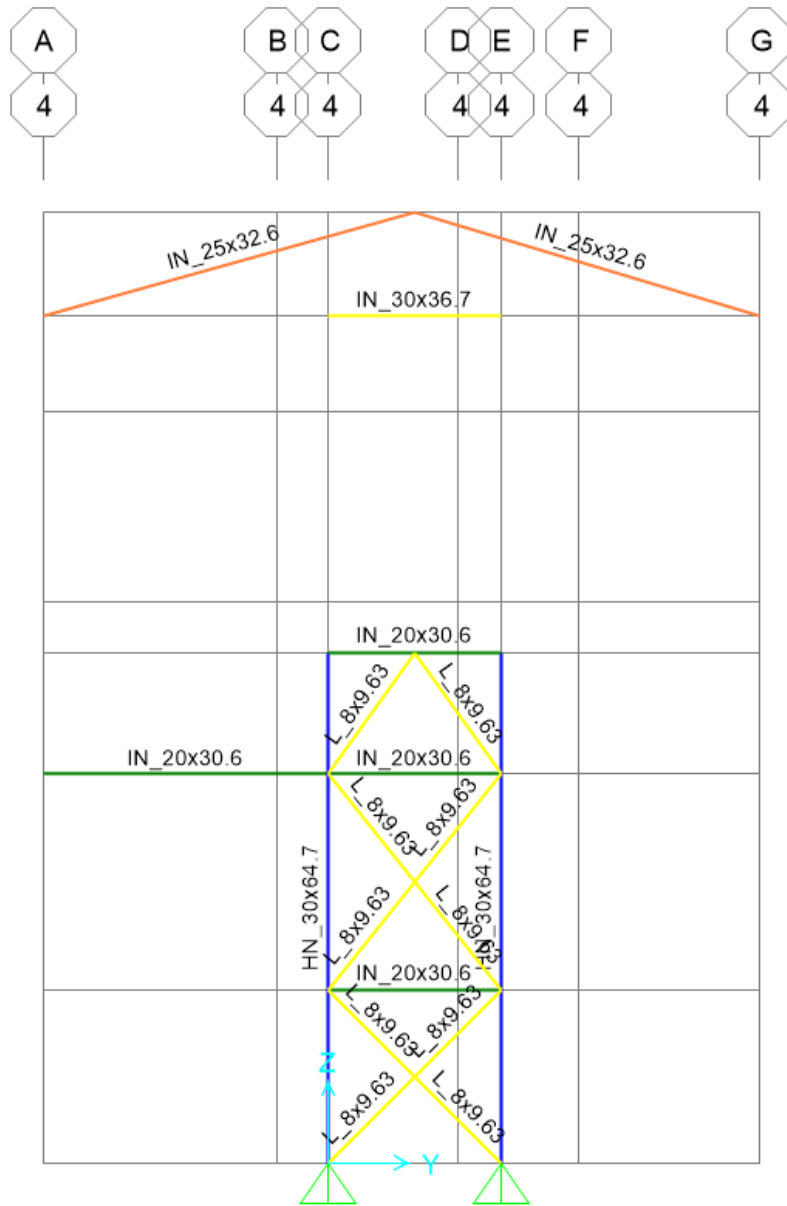


Figura II-10: Eje 4, plano YZ, X=0

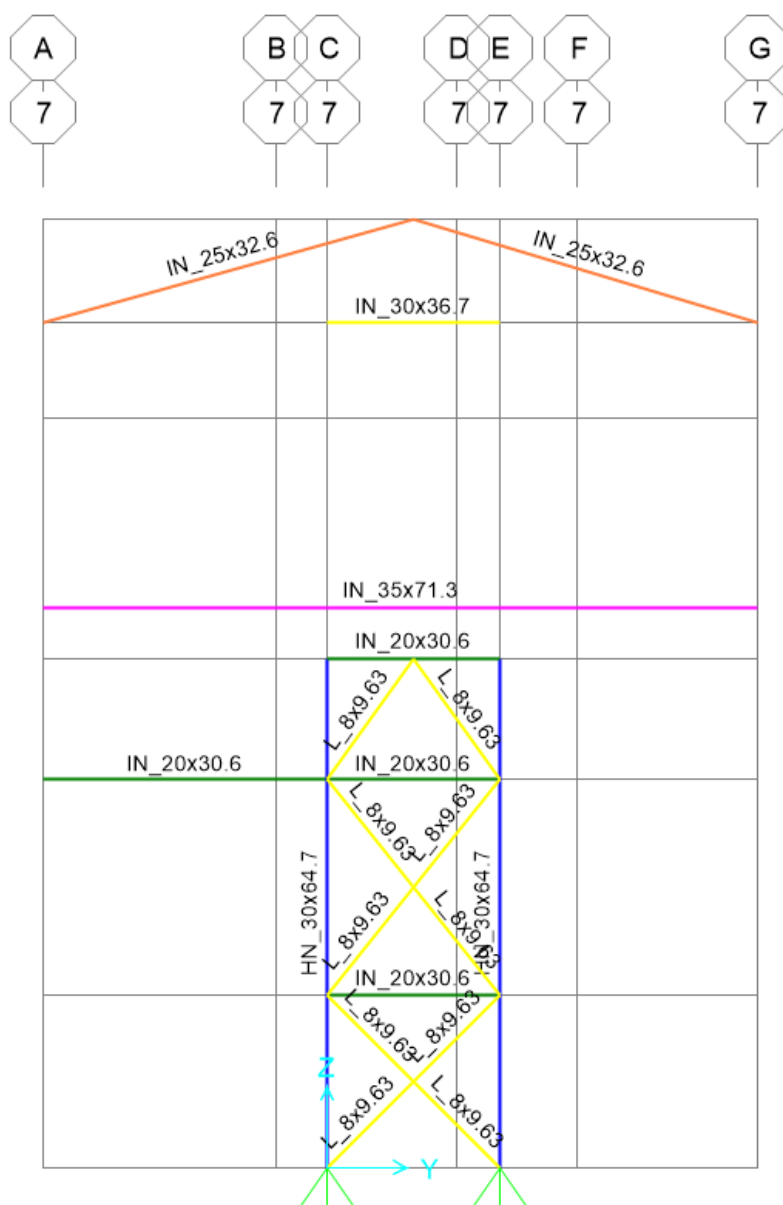


Figura II-11: Eje 7, plano YZ, X=6.3

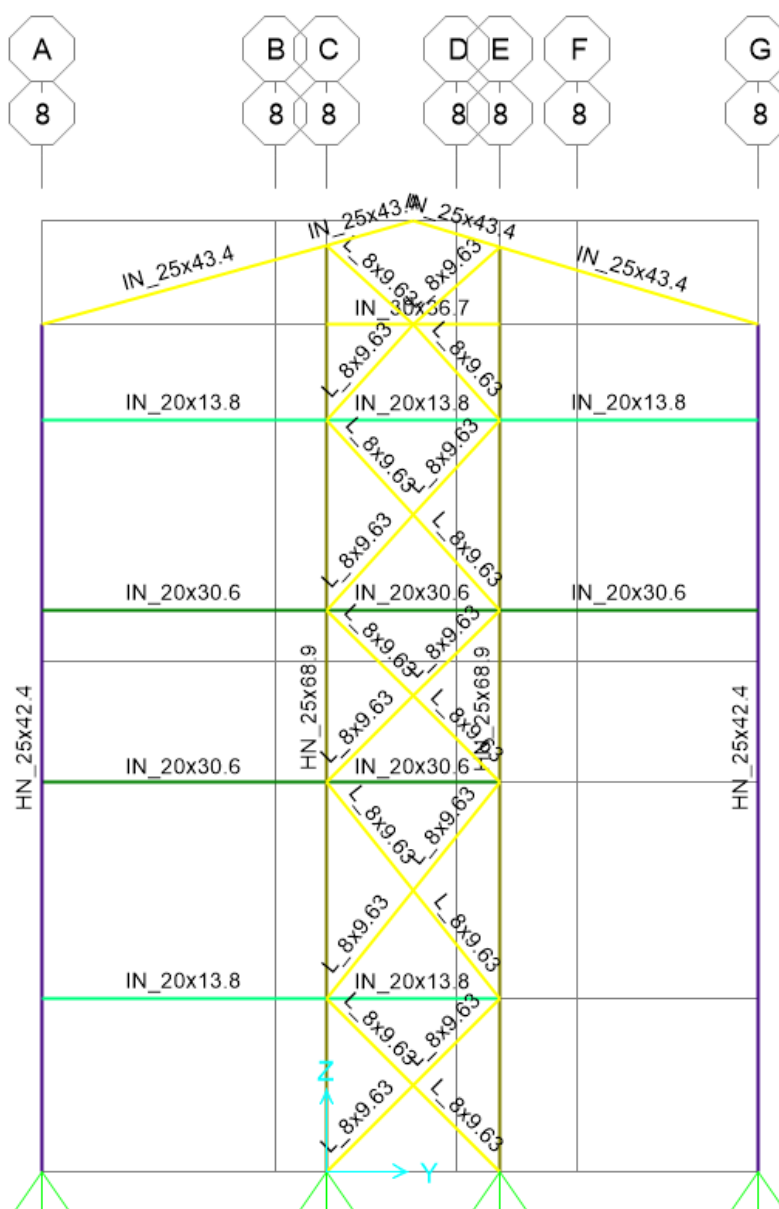


Figura II-12: Eje 8, plano YZ, X=7.9

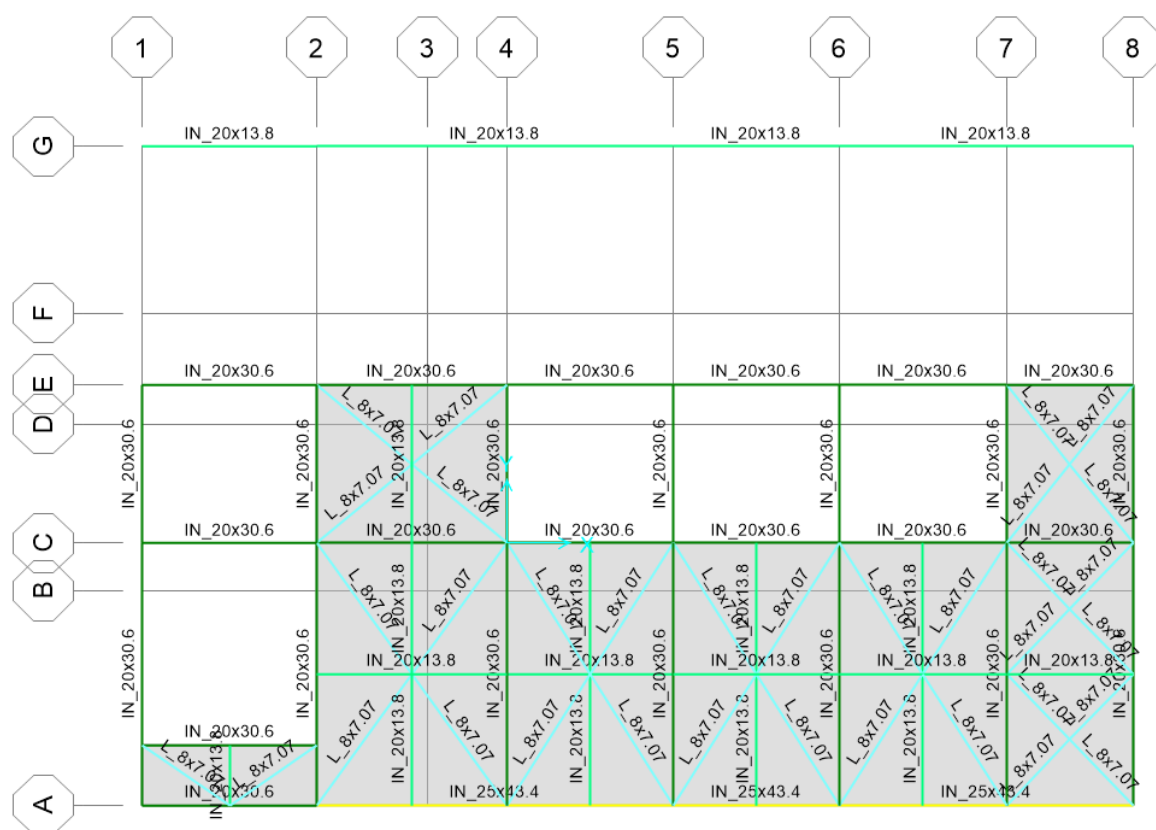


Figura II-13: Plataforma servicio 1, plano XY, Z=4.5



Figura II-14: Plataforma filtro, plano XY, Z=5.9

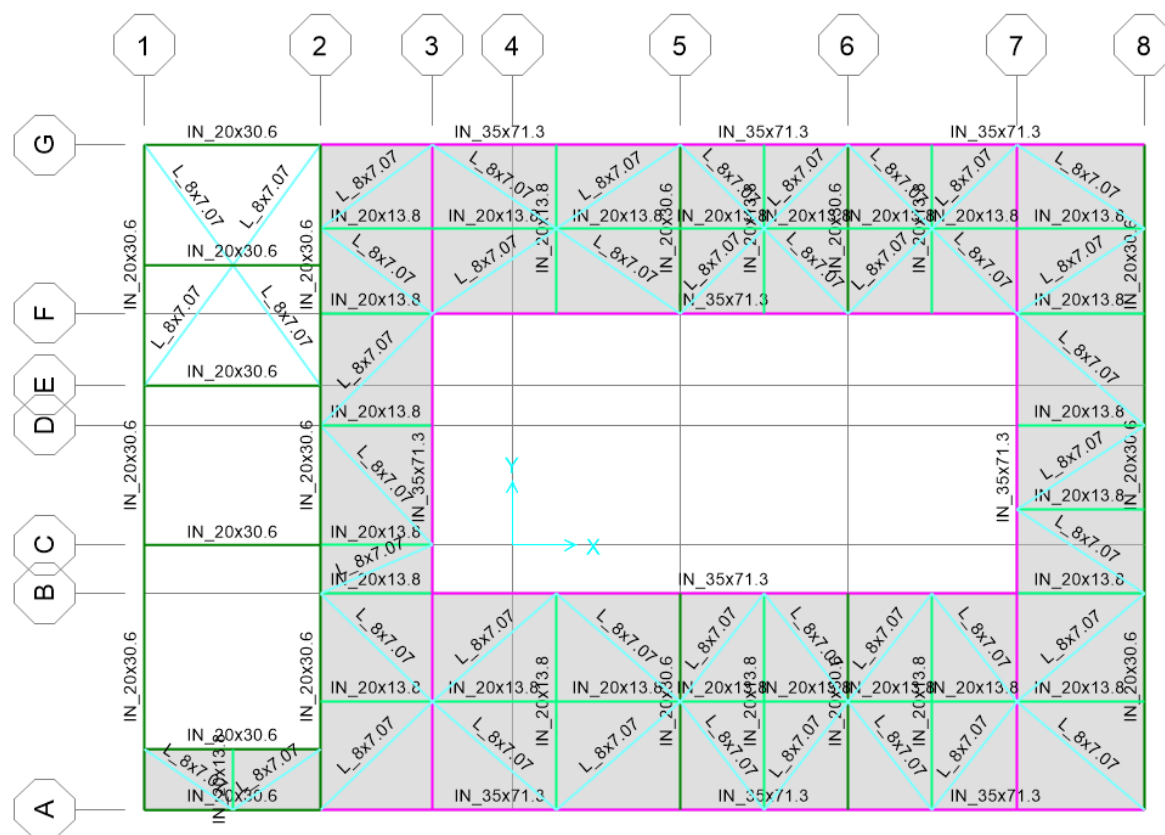


Figura II-15: Plataforma servicio 2, plano XY, Z=6.5

II.3 Análisis y Diseño Estructural

II.3.1 Análisis Sísmico

A continuación, se presentan los resultados del análisis sísmico con el sismo definido en II.1.4.4:

Tabla II-4: Resultados parámetros sísmicos

Parámetro	Valor	Unidad
Periodo en X	0.19	seg
Periodo en Y	0.28	seg
Coeficiente Sísmico Elástico X	1.21	g
Coeficiente Sísmico Elástico Y	1.33	g

Parámetro	Valor	Unidad
Peso Sísmico	120.11	tonf
Corte Basal Elástico X	116.96	tonf
Corte Basal Elástico Y	141.57	tonf

II.3.2 Serviciabilidad: Deformación Vertical de Vigas

A continuación, se verifica la deformación vertical de las vigas principales en las plataformas y pasillos, vigas de techo y vigas que soportan equipo. La verificación se realiza para combinación DL+LLu+LL.

II.3.2.1 Vigas de Borde Plataforma de Servicio 1

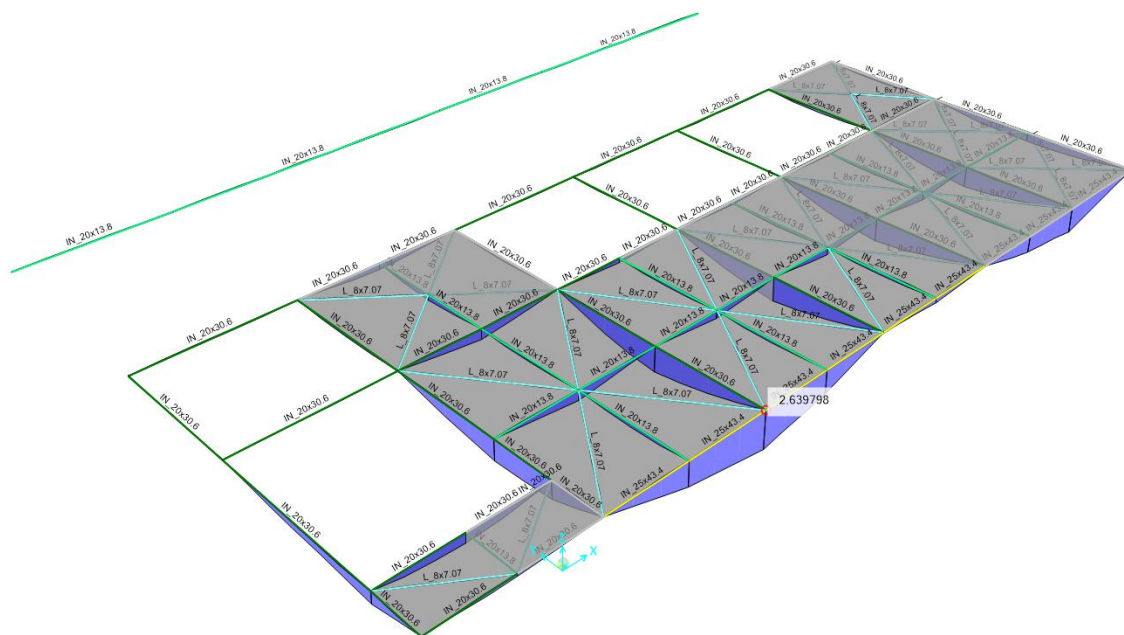


Figura II-16: Momento máximo viga de borde plataforma de servicio 1: 2.65 tonf·m

- $L = 4500 \text{ mm}$: Longitud de viga entre apoyos.
- $L/300 = 15 \text{ mm}$: Deformación máxima admisible.

- $\delta = 3.97 \text{ mm} < L/300$: Deformación máxima de viga en servicio.
- Verificación : Cumple.

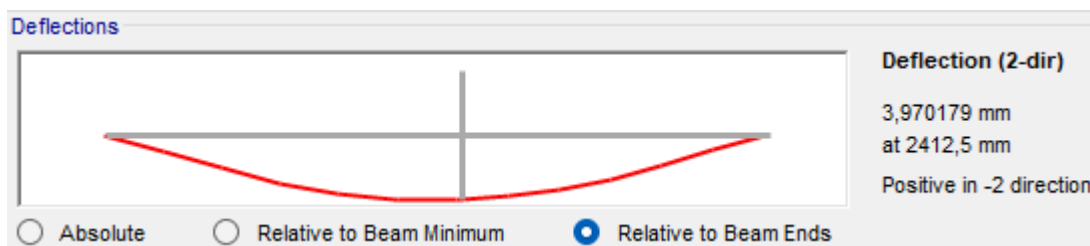


Figura II-17: Deformación máxima viga de borde plataforma de servicio 1: 3.97 mm

II.3.2.2 Vigas de Borde Plataforma Filtro

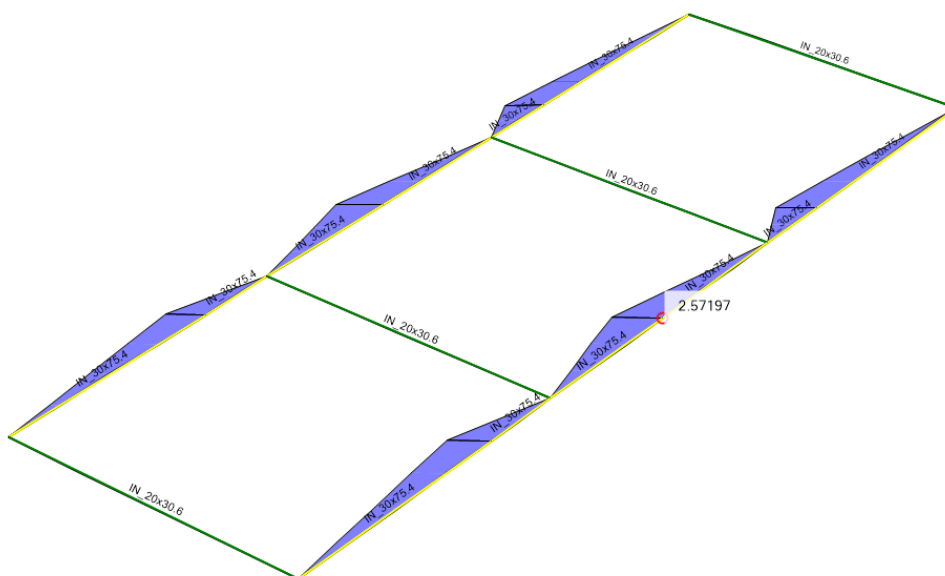


Figura II-18: Momento máximo viga de borde plataforma filtro: 2.57 tonf·m

- $L = 2100 \text{ mm}$: Longitud de viga entre apoyos.
- $L/300 = 7 \text{ mm}$: Deformación máxima admisible.
- $\delta = 0.45 \text{ mm} < L/300$: Deformación máxima de viga en servicio.
- Verificación : Cumple.

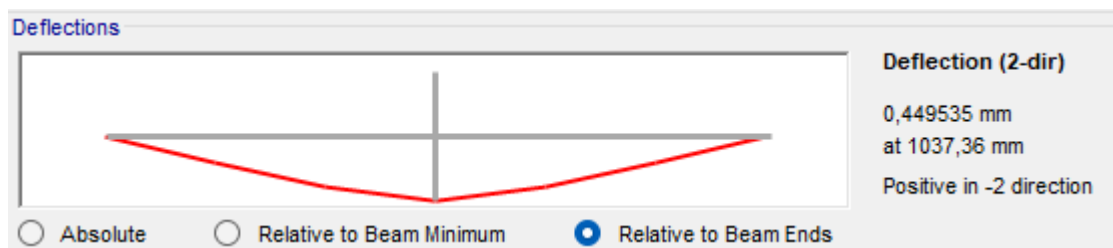


Figura II-19: Deformación máxima viga de borde plataforma filtro: 0.45 mm

II.3.2.3 Vigas de Borde Plataforma de Servicio 2

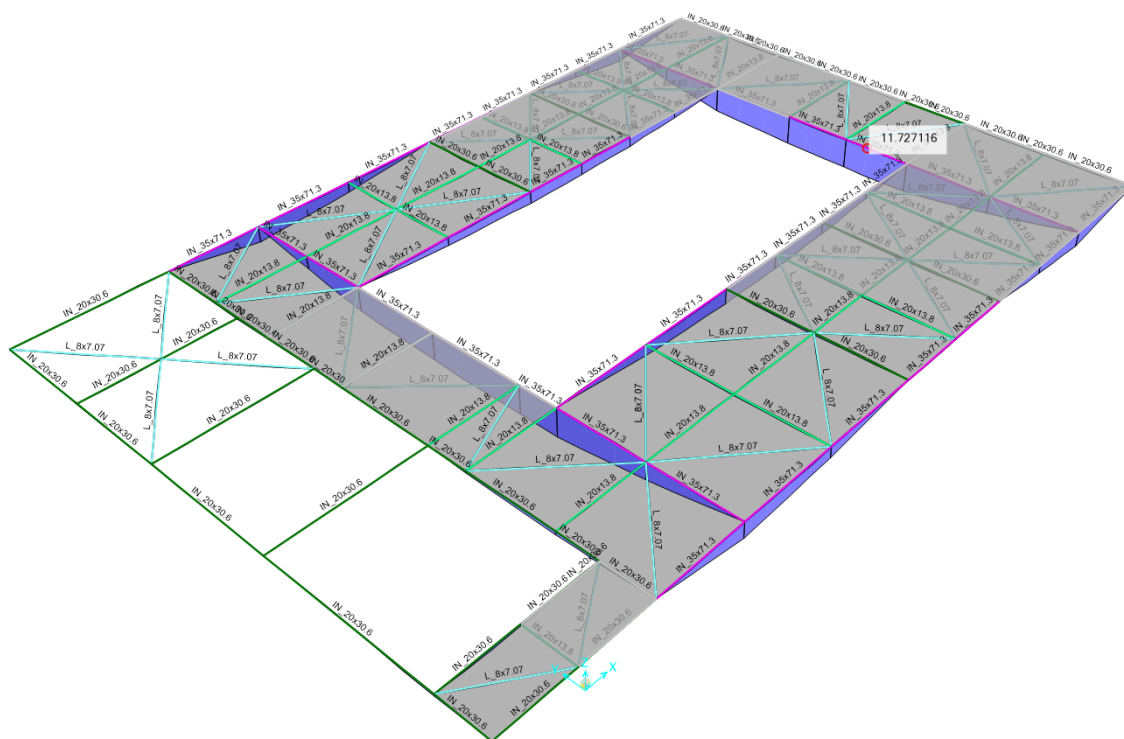


Figura II-20: Momento máximo viga de borde plataforma de servicio 2: 11.73 tonf·m

- $L = 8300 \text{ mm}$: Longitud de viga entre apoyos.
- $L/300 = 27.67 \text{ mm}$: Deformación máxima admisible.
- $\delta = 0.45 \text{ mm} < L/300$: Deformación máxima de viga en servicio.
- Verificación : Cumple.

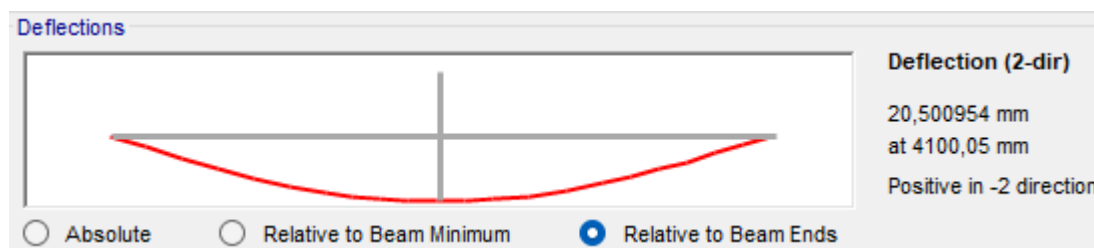


Figura II-21: Deformación máxima viga de borde plataforma de servicio 2: 20.5 mm

II.3.3 Serviciabilidad: Deformación Lateral del Edificio

A continuación, se verifica la deformación horizontal del edificio utilizando el espectro elástico definido en II.1.4.4, corregido según la razón de amortiguamiento y ponderado por el factor de importancia, I , de acuerdo con la sección 6.1 de NCh2369-2023.

Tabla II-5: Deformación lateral sísmica

Dirección	Pisos	H [mm]	Deformación de piso [mm]	Drift de entrepiso [mm]	Drift admisible [mm]	Verificación
X	Base a PS1	4500	6,35	6,35	67,50	Cumple
	PS1 a PS2	2000	10,38	4,03	30,00	Cumple
	PS2 a techo	3300	18,63	8,25	49,50	Cumple
Y	Base a PS1	4500	14,43	14,43	67,50	Cumple
	PS1 a PS2	2000	22,24	7,81	30,00	Cumple
	PS2 a techo	3300	37,93	15,69	49,50	Cumple

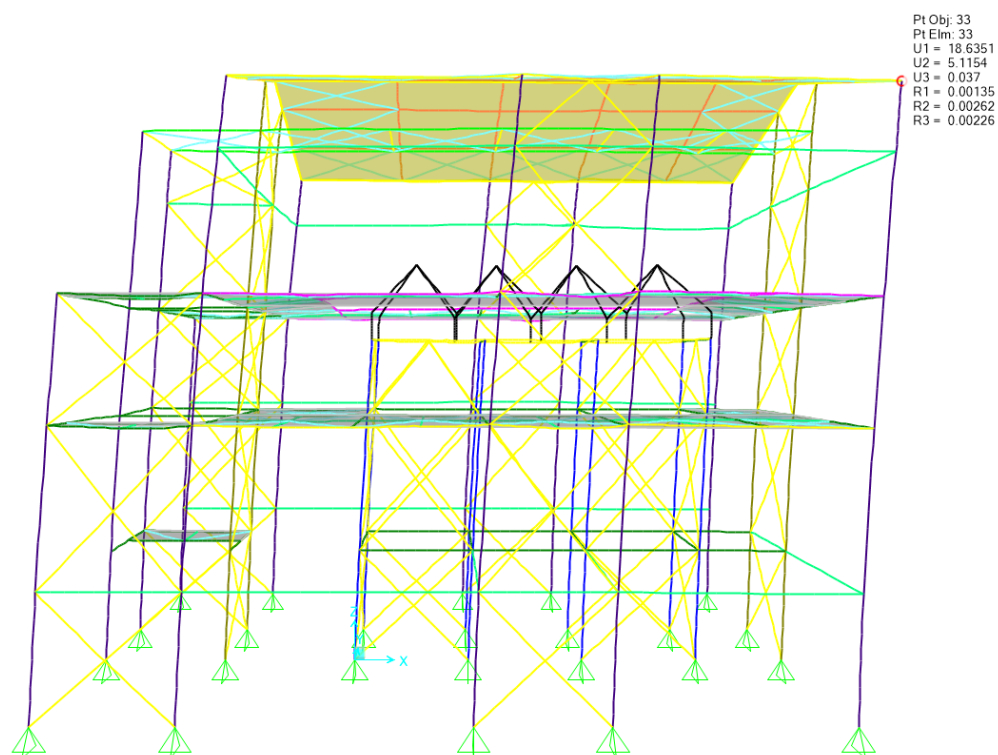


Figura II-22: Desplazamiento de techo elástico dirección X: 18.63 mm

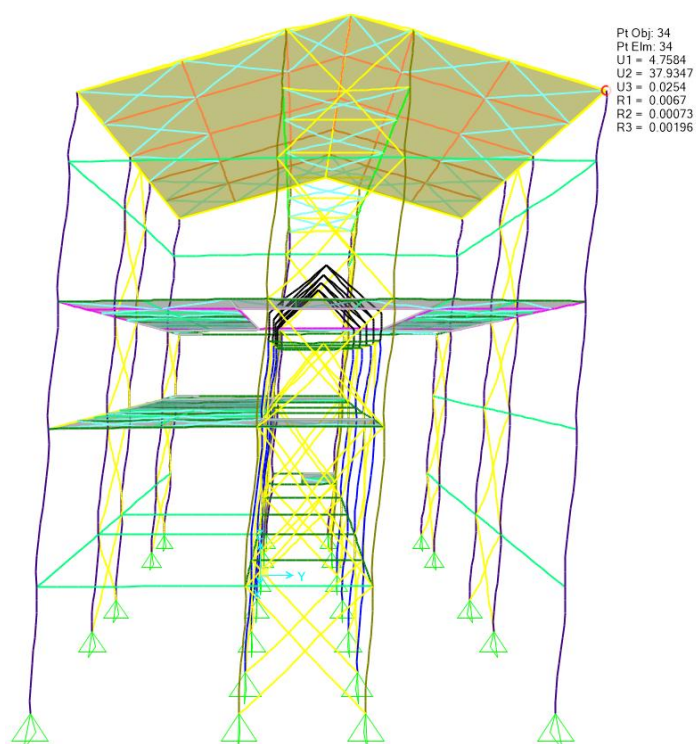


Figura II-23: Desplazamiento de techo elástico dirección Y: 37.93 mm

II.3.4 Perfiles y Factores de Utilización

El diseño con cargas amplificadas aplica a los elementos en los que se espera no se incurra en deformaciones inelásticas, tales como columnas principales y sistemas de piso, mientras que, el diseño con cargas sísmicas reducidas se aplica sobre elementos que se espera ocurra la disipación de energía mediante la incursión en deformaciones inelásticas, tales como diagonales y pernos de anclaje.

En las siguientes figuras se muestran los factores de utilización para sismo amplificado, por lo que las diagonales tienen un F.U. mayor al de diseño, consistente con el diseño por carga amplificada. El F.U. de diseño para el caso de las diagonales es el valor que aparece en las figuras, multiplicado por 1.43 ($\cdot 1/0.7$) y dividido por 5 ($\cdot 1/5$):

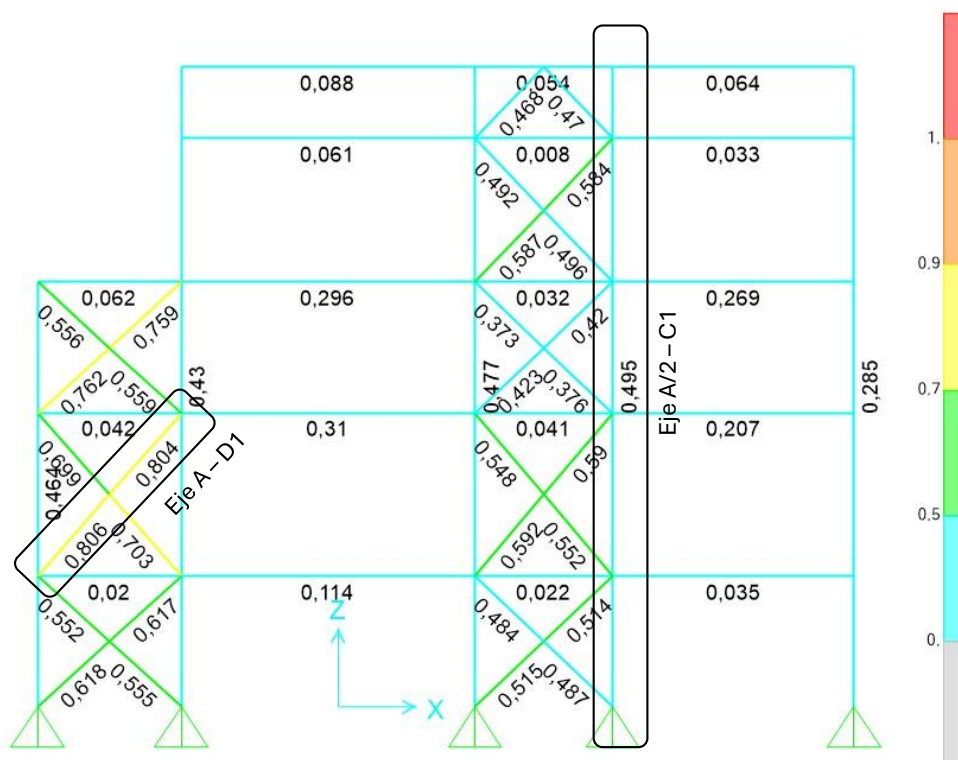


Figura II-24: F.U. Eje A, plano XZ, Y=-3.3

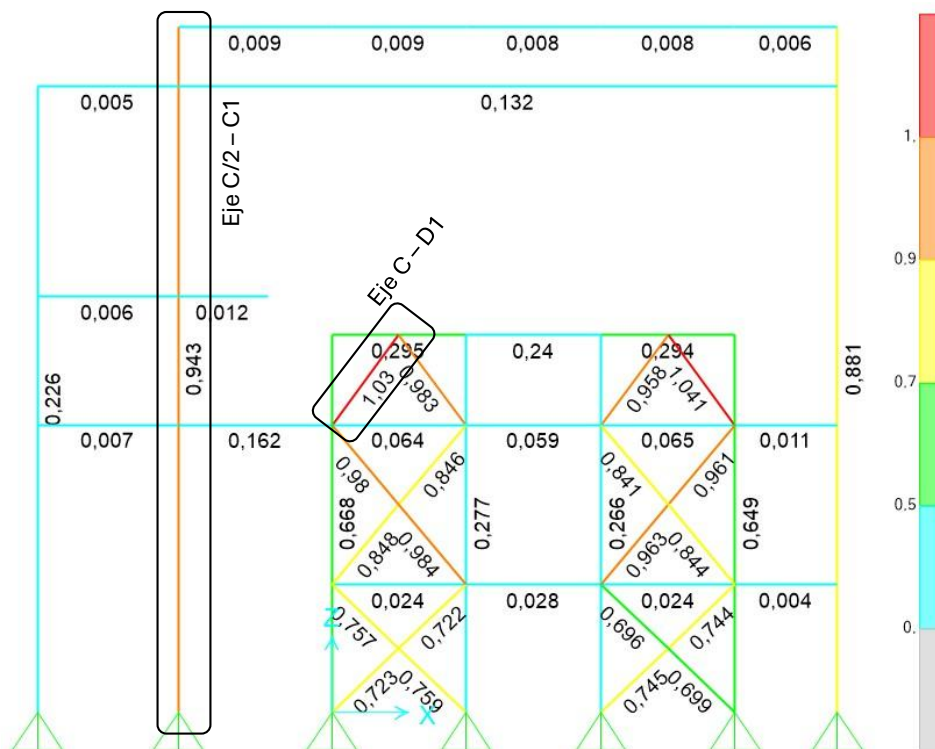


Figura II-25: F.U. Eje C, plano XZ, Y=0

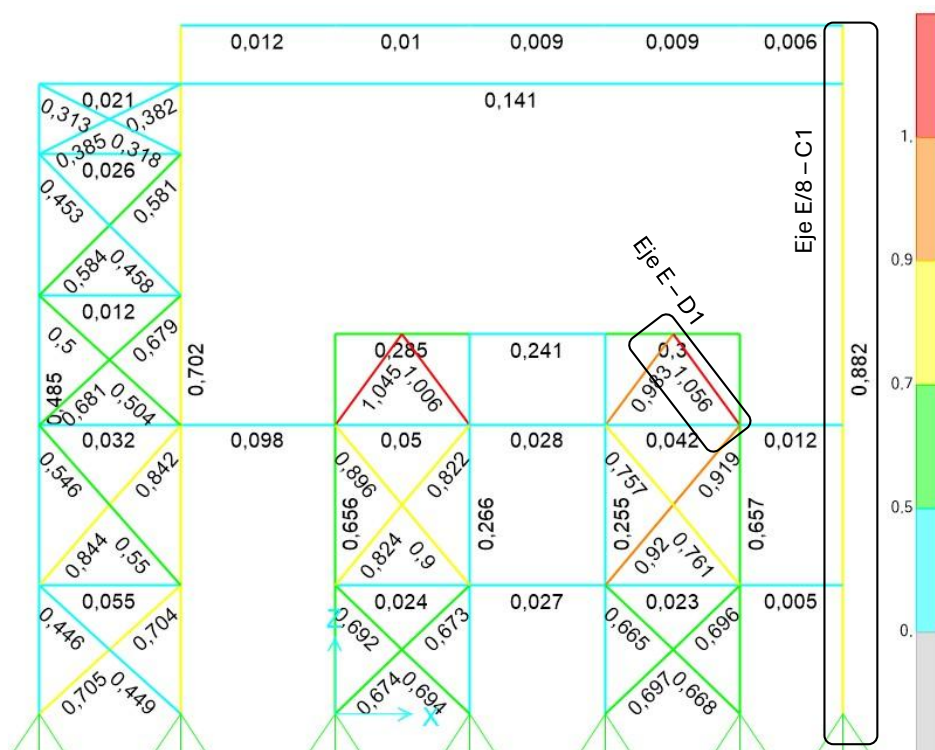


Figura II-26: F.U. Eje E, plano XZ, Y=2

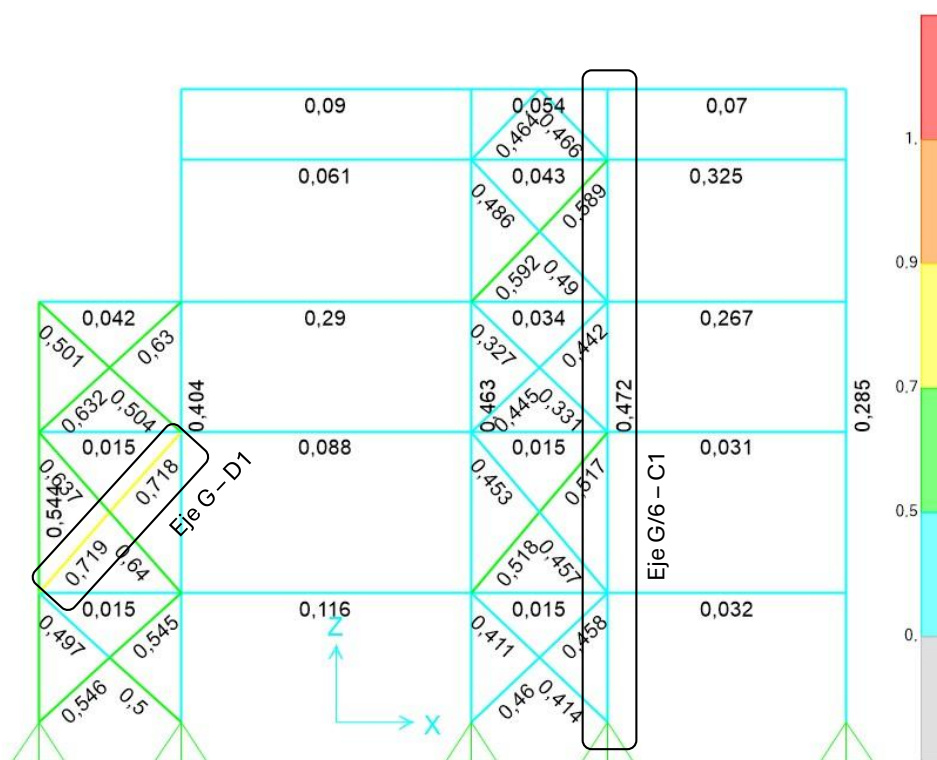


Figura II-27: F.U. Eje G, plano XZ, Y=5

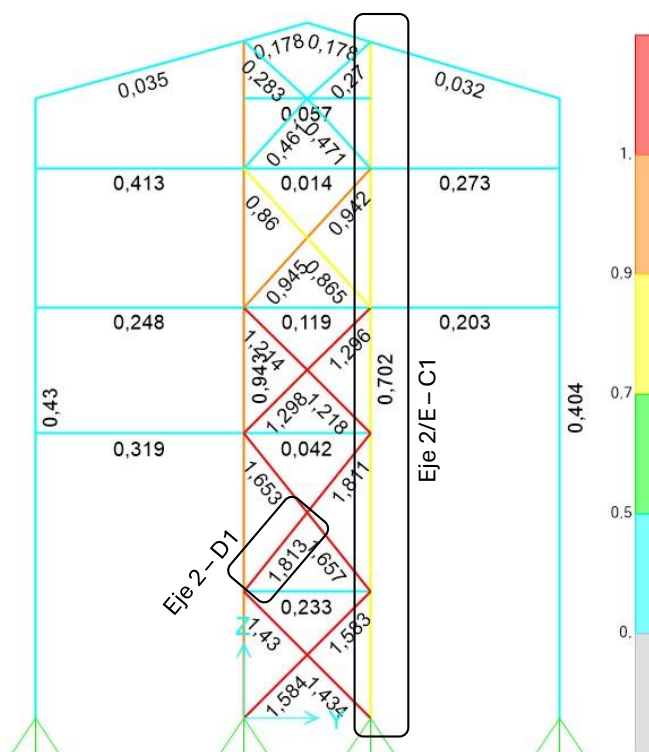


Figura II-28: F.U. Eje 2, plano YZ, X=-2.4

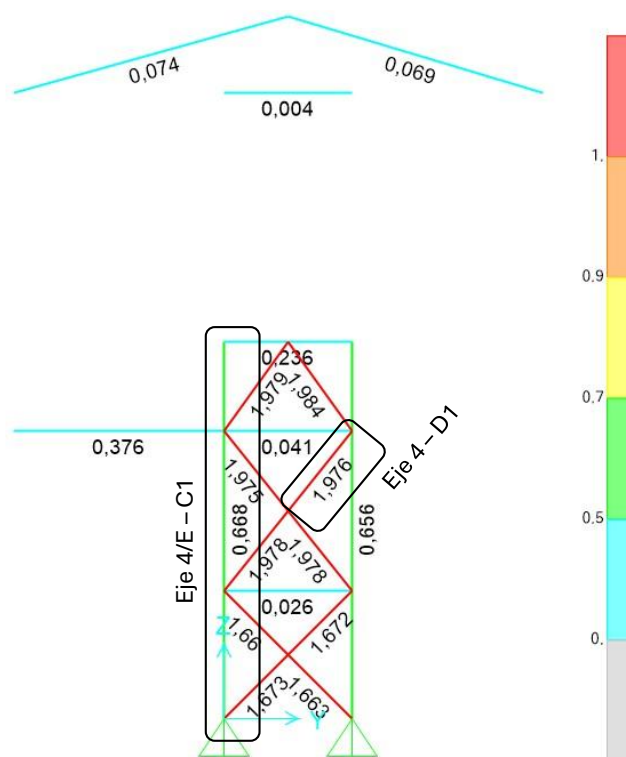


Figura II-29: F.U. Eje 4, plano YZ, X=0

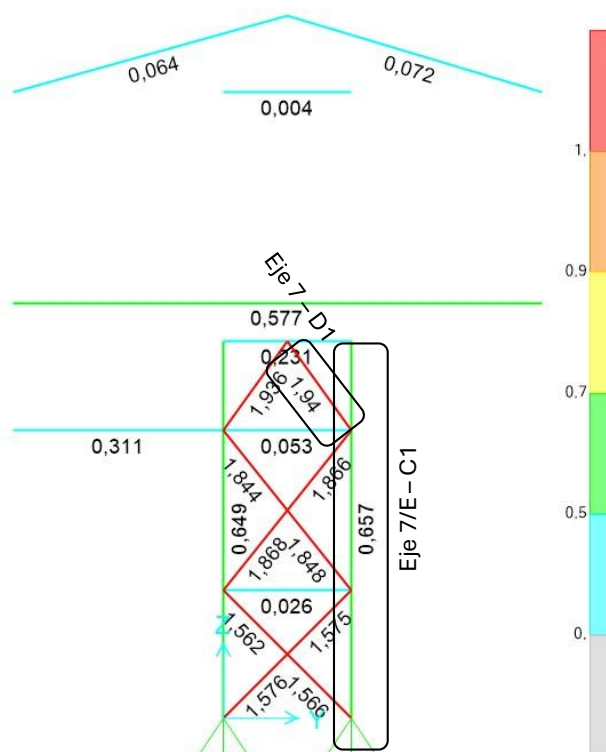


Figura II-30: F.U. Eje 7, plano YZ, X=6.3

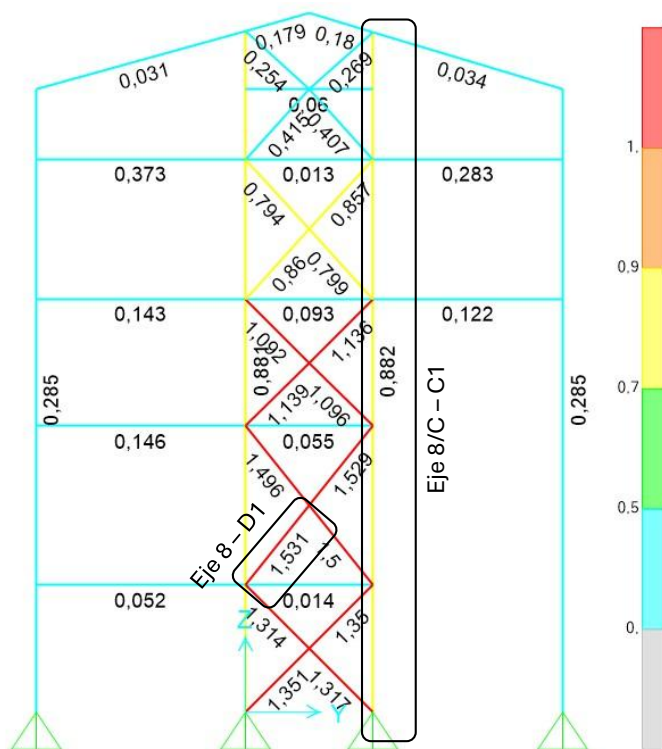


Figura II-31: F.U. Eje 8, plano YZ, X=7.9

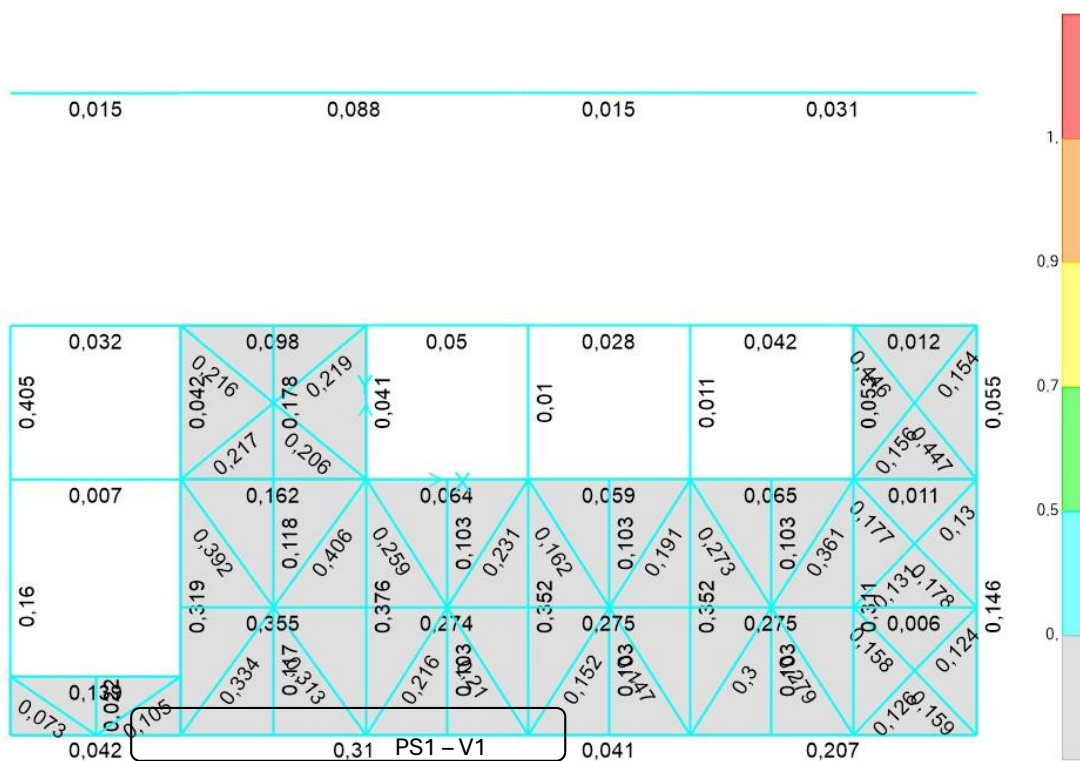


Figura II-32: F.U. Plataforma servicio 1, plano XY, Z=4.5

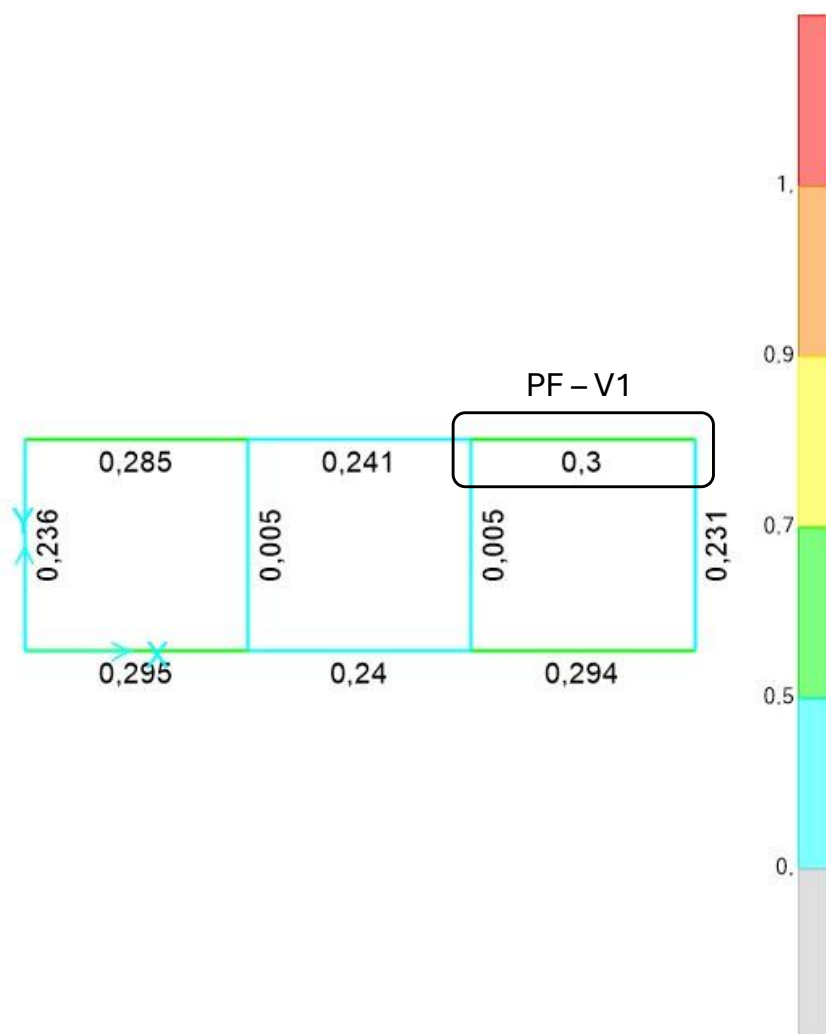


Figura II-33: F.U. Plataforma filtro, plano XY, Z=5.9

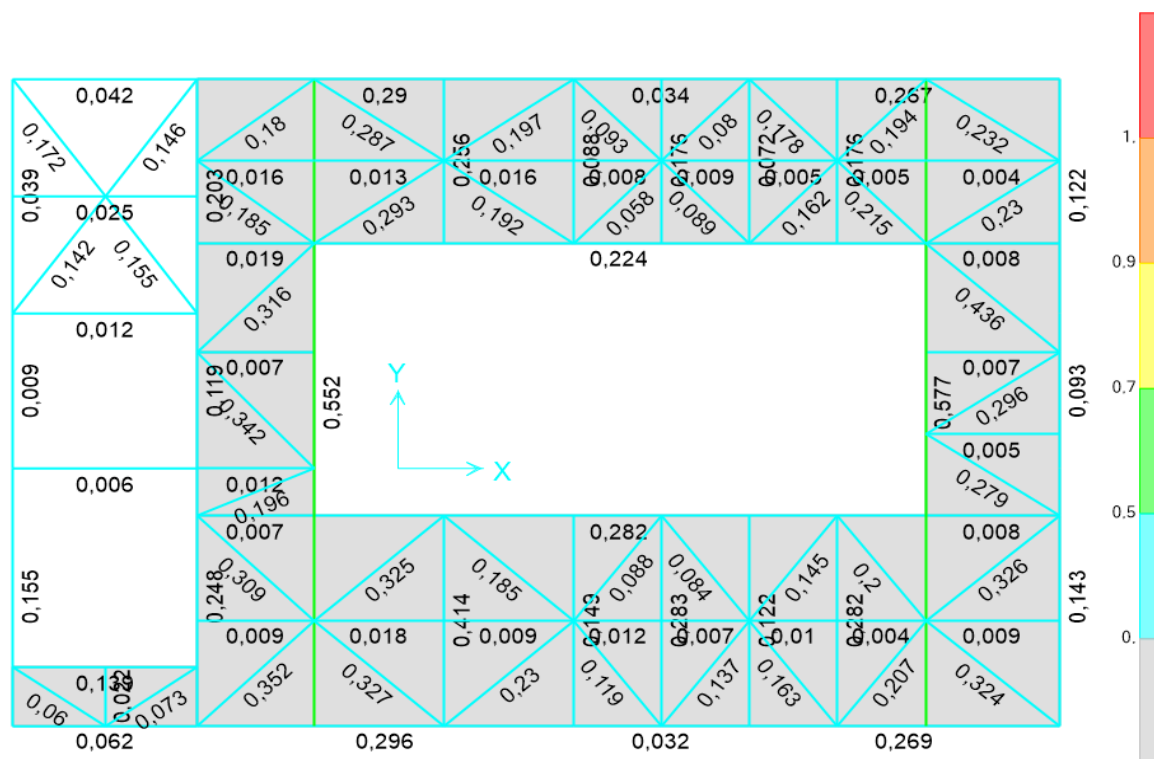


Figura II-34: F.U. Plataforma filtro, plano XY, $Z=6.5$

En la siguiente tabla, se muestran los factores de utilización de los elementos resaltados en las imágenes anteriores, junto con los esfuerzos asociados:

Tabla II-6: Resumen elementos estructurales

Nombre	Elemento	FU	Perfil	Largo [mm]	K·L eje fuerte	K·L eje débil	K·L PLT	P [tonf]	V2 [tonf]	V3 [tonf]	T [tonf·m]	M2 [tonf·m]	M3 [tonf·m]
Eje 8/C - C1	Columna	0,891	HN_25x68,9	10721	0,233	0,494	0,494	-114,89	-0,77	-0,04	0,00	0,07	1,52
Eje E/8 - C1	Columna	0,889	HN_25x68,9	10700	0,234	0,495	0,495	-114,55	-0,76	-0,04	0,00	0,11	-1,53
Eje A/2 - C1	Columna	0,511	HN_25x42,4	9800	0,337	0,255	0,255	-42,65	-0,12	-0,09	0,00	-0,18	-0,24
Eje 2/E - C1	Columna	0,703	HN_25x68,9	10700	0,234	0,234	0,234	-115,26	-0,78	-0,07	0,00	-0,15	-1,58
Eje C/2 - C1	Columna	0,942	HN_25x68,9	10721	0,233	0,42	0,42	-128,40	-0,80	-0,24	0,00	-0,52	-1,59
Eje 4/E - C1	Columna	0,700	HN_30x64,7	5900	0,424	0,424	0,424	-108,22	-0,93	-0,04	0,00	-0,12	-1,64
Eje 7/E - C1	Columna	0,685	HN_30x64,7	5900	0,424	0,424	0,424	-106,64	-0,83	-0,05	0,00	-0,12	-1,59
Eje G/6 - C1	Columna	0,470	HN_25x42,4	9800	0,663	0,255	0,255	-43,95	-0,06	-0,09	0,00	-0,17	0,13
Eje C - D1	Diagonal	0,328	L_8x9,63	1750	1	1	1	-4,68	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Eje E - D1	Diagonal	0,329	L_8x9,63	1750	1	1	1	-4,69	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Eje G - D1	Diagonal	0,205	L_8x9,63	1665	1	1	1	-2,81	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00
Eje A - D1	Diagonal	0,238	L_8x9,63	1665	1	1	1	-3,21	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00
Eje 2 - D1	Diagonal	0,529	L_8x9,63	1601	1	1	1	-8,16	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00

Nombre	Elemento	FU	Perfil	Largo [mm]	K·L eje fuerte	K·L eje débil	K·L PLT	P [tonf]	V2 [tonf]	V3 [tonf]	T [tonf·m]	M2 [tonf·m]	M3 [tonf·m]
Eje 4 - D1	Diagonal	0,557	L_8x9,63	1601	1	1	1	-8,71	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Eje 8 - D1	Diagonal	0,451	L_8x9,63	1601	1	1	1	-6,98	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Eje 7 - D1	Diagonal	0,539	L_8x9,63	1720	1	1	1	-7,89	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
PFil - V1	Viga	0,683	IN_30x75,4	2100	1	1	1	20,49	3,41	4,79	0,01	4,01	8,09
PS1 - V1	Viga	0,310	IN_25x43,4	4500	1	0,267	0,267	0,38	1,42	0,00	0,00	0,00	4,00
PS2 - V1	Viga	0,577	IN_35x71,3	8300	1	0,169	0,169	0,06	-0,02	0,00	0,00	0,00	17,64

Los perfiles “L” dispuestos como arriostramientos horizontales están levemente por sobre el límite de compacidad moderada definida en la tabla 8 de NCh2369:2023. Se acepta esta condición por presentar un sistema sismorresistente redundante en cada una de las direcciones de análisis.

II.3.5 Pernos de Anclaje

El cálculo de cantidad y diámetro de pernos de anclaje requeridos se lleva a cabo considerando las reacciones en los apoyos del modelo SAP2000. Se obtienen las reacciones máximas a tracción para las combinaciones LRFD con sismo reducido por $R=5$ (elementos fusible), y se toma este valor como representativo para todos los anclajes de cada tipo de columnas a los pedestales de hormigón armado.

A continuación, se presenta tabla de cálculo para pernos:

Tabla II-7: Diseño pernos de anclaje

Material, tamaño y resistencias			
Material	-	ASTM F1554 Gr. 36	
Tensión de fluencia	F_y	= 36 ksi	= 2,53 tonf/cm ²
Tensión de rotura	F_u	= 58 ksi	= 4,08 tonf/cm ²
Tensión nominal a tracción	$F_{nt} = 0,75 \cdot F_u$	= 43,5 ksi	= 3,06 tonf/cm ²
Coefficiente de reducción	ϕ	= 0,75	
Resistencia última a tracción	$\phi \cdot F_{nt}$	= 2,30 tonf/cm ²	
Diámetro perno de anclaje	d_p	= 1 pulg	= 2,54 cm
Área perno de anclaje	A_p	= 5,07 cm ²	
Resistencia a tracción	$\phi \cdot P_{nt}$	= 11,63 tonf/perno	
Diseño			
Solicitud última a tracción ($R = 5$)	T_u	= 39,00 tonf	
Cantidad pernos	N_p	= 4 pernos	
Resistencia grupo pernos de anclaje	$R_n = \phi \cdot P_{nt} \cdot N_p$	= 46,52 tonf	
Relación demanda/resistencia	T_u / R_n	= 0,84	< 1,00

Basado en la tabla anterior, se disponen 4 pernos de 1 pulgada de diámetro para resistir las tracciones últimas de las combinaciones LRFD.

III. MODELACIÓN NO LINEAL

En este capítulo, se describe el análisis y modelación no lineal realizado para determinar la respuesta de la estructura ante una serie de registros sísmicos, los cuales son descritos en el capítulo V.

Se consideró modelación no lineal en elementos diseñados para actuar como fusibles, de acuerdo con indicaciones de NCh2369:2023, tales como pernos de anclaje y sistema de arriostramiento vertical o diagonales, así como pedestales de hormigón armado que reciben a las columnas del edificio. Además, se realizó un análisis de tiempo historia no lineal tomando los registros mencionados anteriormente.

Todas las consideraciones e hipótesis asociadas a este análisis se presentan a continuación.

III.1 Análisis Tiempo-Historia No Lineal

Se realizó un análisis tiempo-historia no lineal (THNL) tomando en cuenta las siguientes propiedades del estado de cargas:

- Analysis Type : Nonlinear
- Solution Type : Direct Integration
- Geometric Nonlinearity Parameters : P-Delta plus Large Displacements
- History Type : Transient
- Damping : Proporcional 3% en $T_1 = 0.28s$ y $T_2 = 0.13s$
- Time Integration Parameters : Hilber-Hughes-Taylor, $\alpha = 0$, $\beta = 0.25$, $\gamma = 0.5$

Los valores del amortiguamiento o “damping” fueron determinados considerando los periodos predominantes en las direcciones principales de análisis, para los dos primeros porcentajes de masa de cada uno. En este caso, los valores utilizados fueron:

Tabla III-1: Periodos modales utilizados para amortiguamiento

Dirección	% Masa	Periodo [seg]
Y	90%	0,28
X	80%	0,19
Y	3%	0,16
X	7%	0,13

Direct Integration Damping

Viscous Proportional Damping

☐ Direct Specification
 ☒ Specify Damping by Period
 ☐ Specify Damping by Frequency

Mass Proportional Coefficient: 0,9195 1/sec
 Stiffness Proportional Coefficient: 8,478E-04 sec

	Period	Frequency	Damping
First	0,28 sec	0,03 cyc/sec	0,03
Second	0,13 sec	0,03 cyc/sec	0,03

Recalculate Coefficients

Additional Modal Damping

☐ Include Additional Modal Damping

Modal Load Case:
☐ Maximum Considered Modal Frequency:

Modify/Show Modal Damping Parameters...

OK Cancel

Figura III-1: Periodos utilizados para amortiguamiento

III.2 Modelación No Lineal Pernos de Anclaje y Pedestal

En esta sección se aborda la modelación no lineal de pernos de anclaje y pedestal en conjunto, puesto que, si bien representan comportamientos opuestos, estos son complementarios. Por un lado, los pernos de anclaje representan la resistencia a tracción de la unión columna – pedestal, mientras que el pedestal representa la resistencia a compresión.

Ambos son representados mediante elementos “Link” de SAP2000, a continuación, se presenta una descripción de cada uno (basados en Urzua 2015):

- Pernos de Anclaje: representados por elementos “Multilinear Plastic” que solo trabajan en tracción, la curva esqueleto se comporta de manera lineal hasta una deformación de fluencia determinada por la relación entre la fuerza esperada en fluencia y la rigidez axial de los pernos. Luego, el siguiente punto de la curva corresponde a la deformación de rotura la elongación definida para acero ASTM A36, correspondiente al 20% de la longitud expuesta del perno, en conjunto con la fuerza esperada última.

El tramo en compresión se modela con una rigidez casi nula, con el objetivo que estas cargas se transmitan rápidamente al pedestal de hormigón.

El modelo de histéresis corresponde al tipo cinemático, sin degradación de rigidez ni resistencia, típico para elementos de acero.

- Pedestales: representados por elementos “GAP”, los cuales solo toman compresiones y tienen un comportamiento lineal y elástico, con una rigidez axial de 10 veces la rigidez axial de las columnas de acero que soportan.

El modelo queda representado por el siguiente esquema:

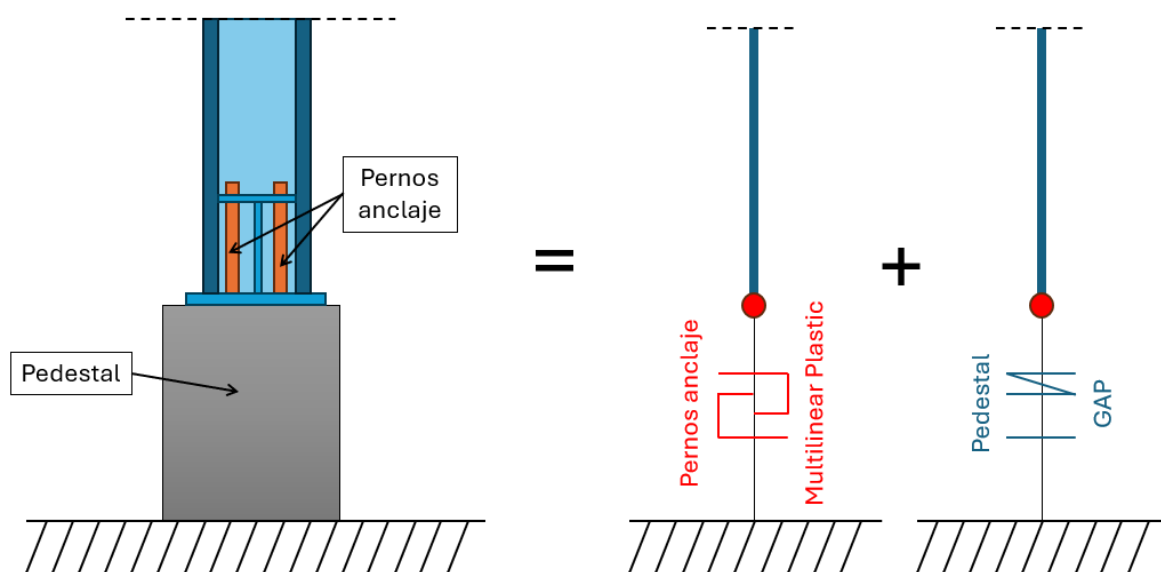


Figura III-2: Esquema “links” utilizados para unión columna – pedestal

Los elementos Multilinear Plastic y GAP son modelados en SAP2000 sobrepuestos, con una restricción total en la base y rotulados en su extremo superior:

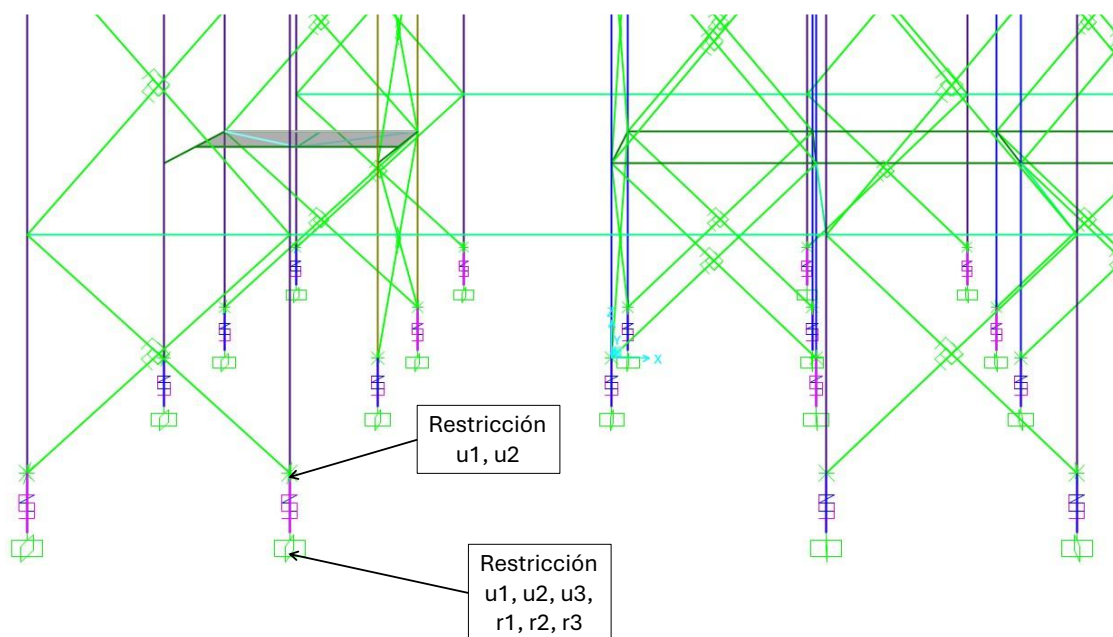


Figura III-3: Restricciones en nodos inicial y final de “links”

Los valores característicos para determinar la curva esqueleto de los pernos de anclaje se presentan a continuación:

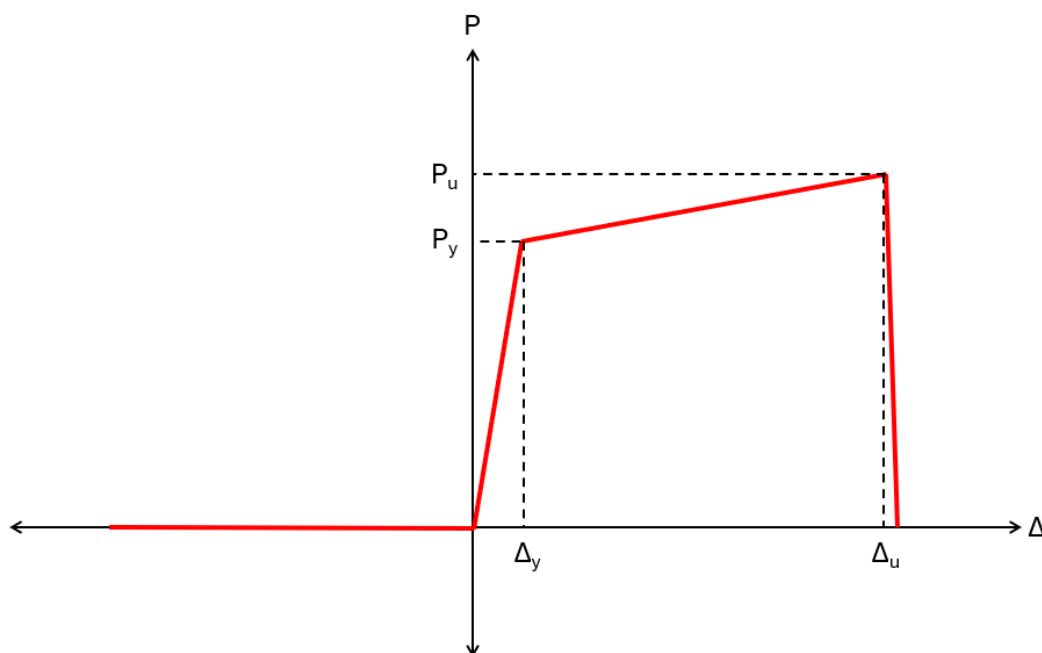


Figura III-4: Curva esqueleto pernos de anclaje

Parámetro	Expresión	Valor	Unidades
Tensión de fluencia	F_y	2,53	tonf/cm ²
Tensión última	F_u	4,08	tonf/cm ²
Razón tensiones fluencia	R_y	1,50	-
Razón tensiones últimas	R_t	1,20	-
Módulo de elasticidad	E	2040,00	tonf/cm ²
Largo deformable de pernos	L	45,00	cm
Diámetro pernos	d_p	1	"
Área pernos	A_s	5,70	cm ²
Rigidez pernos	$K_p = E \cdot A_s / L$	516,84	tonf/cm
Número de pernos	N_p	4	un
Fuerza esperada fluencia (1 perno)	$P_{ye} = F_y \cdot R_y \cdot A_s$	19,23	tonf
Fuerza esperada última (1 perno)	$P_{ue} = F_u \cdot R_t \cdot A_s$	24,81	tonf

Parámetro	Expresión	Valor	Unidades
Fuerza esperada fluencia total (grupo de pernos)	$P_y = P_{ye} \cdot N_p$	76,92	tonf
Fuerza esperada última total (grupo de pernos)	$P_u = P_{ue} \cdot N_p$	99,23	tonf
Deformación de fluencia	$\Delta_y = P_{ye}/K_p$	0,08	cm
Deformación última	$\Delta_u = 0,2 \cdot L$	9,00	cm

III.3 Modelación No Lineal Arriostramientos Verticales

Los arriostramientos verticales o diagonales son modelados como elementos tipo “Link Multilinear Plastic”, sin embargo, a diferencia de los pernos de anclaje, consideran una relación histerética del tipo pivote.

La norma NCh2369:2023 indica que el comportamiento histerético de los elementos debe considerar la fluencia de estos, degradación de resistencia, degradación de rigidez, el estrechamiento de los ciclos de histéresis y la sobrerresistencia de los materiales representada por las resistencias esperadas.

La curva esqueleto se determinó tomando como base a Urzúa (2015), en la cual los parámetros característicos son:

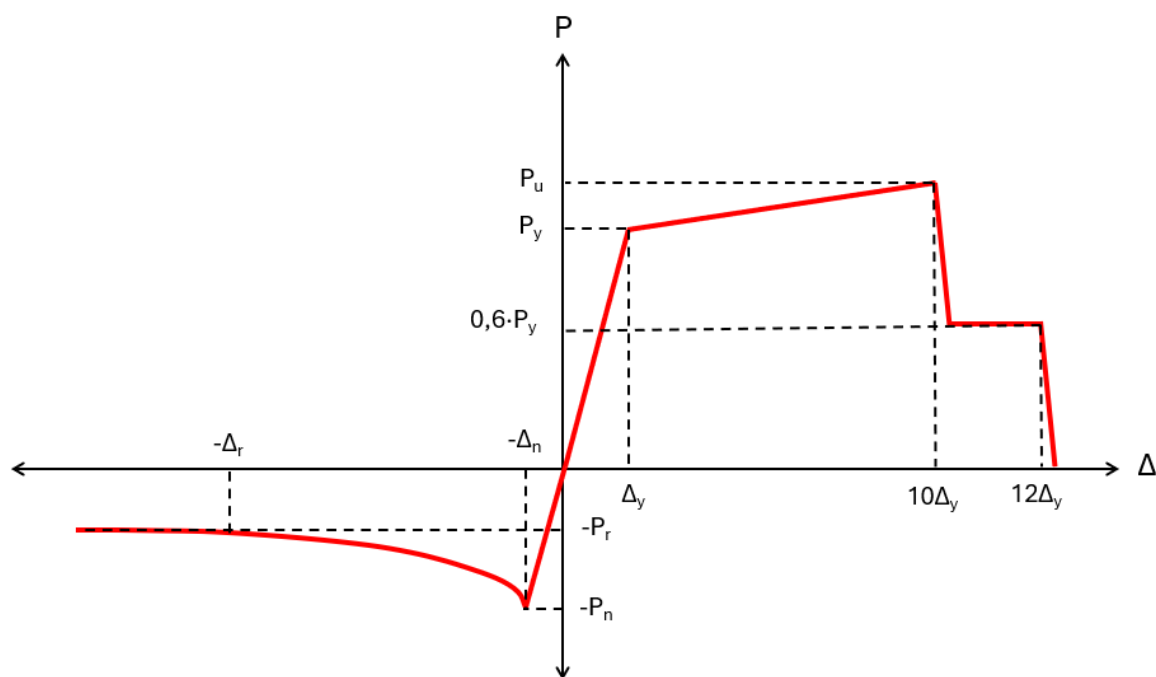


Figura III-5: Curva esqueleto arriostramiento vertical

Diagonales arriostramiento en “X” – L = 270cm

Parámetro	Expresión	Valor	Unidades
Ancho diagonales	b	80,00	mm
Espesor diagonales	t	8,00	mm
Esbeltez local	λ	10,00	-
Tensión de fluencia	F_y	2,53	tonf/cm ²
Tensión última	F_u	4,08	tonf/cm ²
Esbeltez local límite AISC360	$\lambda_{lim} = 0.45 \cdot (E/F_y)^{1/2}$	12,78	-
Razón tensiones fluencia	R_y	1,50	-
Razón tensiones últimas	R_t	1,20	-
Módulo de elasticidad	E	2040,00	tonf/cm ²
Largo diagonales	L	270,00	cm
Área	A	12,16	cm ²
Radio de giro u-u	r_u	3,06	cm
Radio de giro v-v	r_v	1,56	cm
Factor para esbeltez	K	0,50	-
Tensión pandeo elástico	$F_e = \pi^2 \cdot E / (K \cdot L/r)^2$	2,69	tonf/cm ²
Tensión fluencia esperada	$F_{ye} = F_y \cdot R_y$	3,80	tonf/cm ²
Tensión pandeo flexural	Si $F_{ye}/F_e > 2,25 \rightarrow F_{cr} = 0,877 \cdot F_e$ Si $F_{ye}/F_e \leq 2,25 \rightarrow F_{cr} = F_{ye} \cdot 0,658^{(F_{ye}/F_e)}$	2,10	tonf/cm ²
Tracción fluencia esperada	$P_y = F_y \cdot R_y \cdot A$	46,15	tonf
Tracción última esperada	$P_u = F_u \cdot R_t \cdot A$	59,54	tonf
60% Tracción fluencia esperada	$0.6P_y$	27,69	tonf
Compresión esperada	$P_n = F_{cr} \cdot A$	25,56	tonf
Compresión residual	$P_r = 0,2 \cdot P_n$	5,11	tonf

Diagonales tipo chevrón – L = 135cm

Parámetro	Expresión	Valor	Unidades
Ancho diagonales	b	80,00	mm
Espesor diagonales	t	8,00	mm
Esbeltez local	λ	10,00	-
Tensión de fluencia	F_y	2,53	tonf/cm ²
Tensión última	F_u	4,08	tonf/cm ²
Esbeltez local límite AISC360	$\lambda_{lim} = 0.45 \cdot (E/F_y)^{1/2}$	12,78	-
Razón tensiones fluencia	R_y	1,50	-
Razón tensiones últimas	R_t	1,20	-
Módulo de elasticidad	E	2040,00	tonf/cm ²
Largo diagonales	L	135,00	cm
Área	A	12,16	cm ²
Radio de giro u-u	r_u	3,06	cm
Radio de giro v-v	r_v	1,56	cm
Factor para esbeltez	K	1,00	-
Tensión pandeo elástico	$F_e = \pi^2 \cdot E / (K \cdot L / r)^2$	2,69	tonf/cm ²
Tensión fluencia esperada	$F_{ye} = F_y \cdot R_y$	3,80	tonf/cm ²
Tensión pandeo flexural	Si $F_{ye}/F_e > 2,25 \rightarrow F_{cr} = 0,877 \cdot F_e$ Si $F_{ye}/F_e \leq 2,25 \rightarrow F_{cr} = F_{ye} \cdot 0,658^{(F_{ye}/F_e)}$	2,10	tonf/cm ²
Tracción fluencia esperada	$P_y = F_y \cdot R_y \cdot A$	46,15	tonf
Tracción última esperada	$P_u = F_u \cdot R_t \cdot A$	59,54	tonf
60% Tracción fluencia esperada	$0.6P_y$	27,69	tonf
Compresión esperada	$P_n = F_{cr} \cdot A$	25,56	tonf
Compresión residual	$P_r = 0,2 \cdot P_n$	5,11	tonf

Como se mencionó anteriormente, el tipo de histéresis a utilizar corresponde a un modelo de pivote (Dowell et al, 1998), en el cual se introducen factores que controlan la degradación de rigidez y resistencia de las diagonales ante ciclos de carga y descarga:

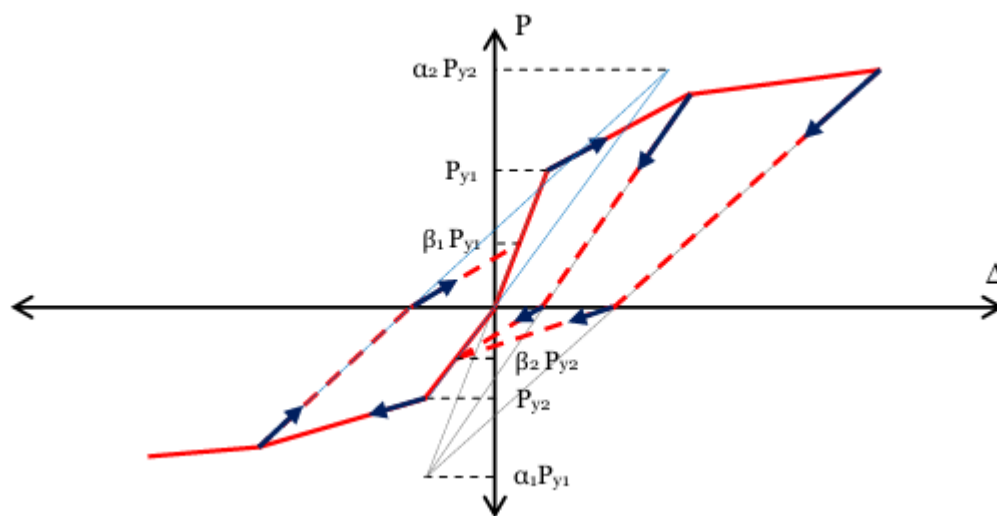


Figura III-6: Curva histérica tipo pivote

Los valores adoptados para los parámetros son los utilizados por Urzúa (2015):

Parámetro	Descripción	Valor
α_1	Coefficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.	100
α_2	Coefficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.	0,5
β_1	Coefficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva.	0,1
β_2	Coefficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa	1

IV. REGISTROS SÍSMICOS

Se escoge un total de 60 registros sísmicos, de los cuales:

- 30 de ellos corresponden a una demanda con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, llamados también sismo de diseño o SDI.
- Los otros 30 corresponden a una demanda con probabilidad de excedencia de 5% en 50 años, llamados también sismo máximo o SMP.

De acuerdo con lo indicado en punto 5.10.2.1 de NCh2369:2023: “se deben seleccionar componentes horizontales y verticales de al menos tres registros de aceleración del suelo. Los registros deben ser magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquellos que controlan el espectro objetivo”.

También, el mismo punto indica que: “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 o máximo indicado en 5.4.3, según corresponda, en el rango de períodos entre $0.2T$ y $1.5T$, donde T es el período fundamental de la estructura en la dirección de análisis. En cada registro se debe aplicar el mismo factor de escala a sus tres componentes”.

Cada uno de estos registros fue escalado para alcanzar cada nivel de amenaza según se requiera, por medio de los siguientes factores:

- Factor de escala 1 o FE1, corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de períodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango.
- Factor de escala 2 o FE2, en el rango de períodos de interés ($0.2T$ a $1.5T$), las ordenadas espectrales ya escalas por FE1, deben ser como mínimo el espectro objetivo. El FE2 corresponde al máximo factor estimado de entre todos los períodos para dar cumplimiento a este requisito.

El Factor de Escala Final, o FEF, corresponde a $FEF = FE1 \cdot FE2$.

Los registros seleccionados y su factor de escala se presentan a continuación:

Tabla IV-1: Registros sísmicos compatibles con sismo de diseño o SDI

Registro	Nombre	Fecha	Magnitud Mw	FEF
THNL-r1_475	CURICO	27-02-2010	8,8	1,33
THNL-r2_475	TALCA	27-02-2010	8,8	1,34
THNL-r3_475	STGOMAIPU	27-02-2010	8,8	1,24
THNL-r4_475	V18A	23-08-2014	6,4	1,66
THNL-r5_475	STGO01S	03-03-1985	7,9	1,03
THNL-r6_475	C18O	26-09-2015	6,3	1,43
THNL-r7_475	HUALANE	27-02-2010	8,8	1,55
THNL-r8_475	RANC02S	03-03-1985	7,9	1,83
THNL-r9_475	STGOPENALOLEN	27-02-2010	8,8	1,91
THNL-r10_475	MATANZAS	27-02-2010	8,8	1,69
THNL-r11_475	MAUL06S	03-03-1985	7,9	2,17
THNL-r12_475	T13A	03-04-2014	7,6	1,88
THNL-r13_475	MNMCX	01-04-2014	8,2	2,27
THNL-r14_475	VALP10S	03-03-1985	7,9	1,93
THNL-r15_475	MEJILLONESPUERTO	16-12-2007	6,7	1,90
THNL-r16_475	GO07	25-12-2016	7,6	2,19
THNL-r17_475	T03A	01-04-2014	8,2	1,30
THNL-r18_475	C18O	16-09-2015	8,4	1,82
THNL-r19_475	ARICA	23-06-2001	8,4	2,44
THNL-r20_475	STGOPUENTEALTO	27-02-2010	8,8	2,22
THNL-r21_475	T03A	03-04-2014	7,6	2,56
THNL-r22_475	CO03	16-09-2015	8,4	2,60
THNL-r23_475	V05A	24-04-2017	6,9	2,58
THNL-r24_475	POCONCHILEETNA	13-06-2005	7,9	2,16
THNL-r25_475	C20O	16-09-2015	8,4	2,59
THNL-r26_475	GO04	16-09-2015	8,4	2,55
THNL-r27_475	TOCOPILLAPUERTO	14-11-2007	7,7	2,85
THNL-r28_475	VALP02S	03-03-1985	7,9	2,65
THNL-r29_475	C14O	16-09-2015	8,4	2,77
THNL-r30_475	IQUIQUE	13-06-2005	7,9	3,04

Tabla IV-2: Registros sísmicos compatibles con sismo máximo o SMP

Registro	Nombre	Fecha	Magnitud Mw	FEF
THNL-r1 950	STGO01S	03-03-1985	7,9	1,46
THNL-r2 950	C11O	16-09-2015	8,4	1,19
THNL-r3 950	PICA	13-06-2005	7,9	1,29
THNL-r4 950	TALCA	27-02-2010	8,8	1,91
THNL-r5 950	VALP11S	03-03-1985	7,9	0,98
THNL-r6 950	CURICO	27-02-2010	8,8	1,90
THNL-r7 950	C18O	26-09-2015	6,3	2,03
THNL-r8 950	ANGOL	27-02-2010	8,8	1,24
THNL-r9 950	T03A	01-04-2014	8,2	1,85
THNL-r10 950	V18A	23-08-2014	6,4	2,36
THNL-r11 950	STGOMAIPU	27-02-2010	8,8	1,77
THNL-r12 950	PICA	10-09-2008	6,0	1,81
THNL-r13 950	HUALANE	27-02-2010	8,8	2,21
THNL-r14 950	RANC02S	03-03-1985	7,9	2,61
THNL-r15 950	C18O	16-09-2015	8,4	2,59
THNL-r16 950	STGOPENALOLEN	27-02-2010	8,8	2,73
THNL-r17 950	MATANZAS	27-02-2010	8,8	2,41
THNL-r18 950	VALP10S	03-03-1985	7,9	2,75
THNL-r19 950	T13A	03-04-2014	7,6	2,68
THNL-r20 950	MEJILLONESPUERTO	16-12-2007	6,7	2,71
THNL-r21 950	MAUL06S	03-03-1985	7,9	3,09
THNL-r22 950	MNMCX	01-04-2014	8,2	3,23
THNL-r23 950	GO07	25-12-2016	7,6	3,12
THNL-r24 950	POCONCHILEETNA	13-06-2005	7,9	3,07
THNL-r25 950	T03A	03-04-2014	7,6	3,65
THNL-r26 950	ARICA	23-06-2001	8,4	3,48
THNL-r27 950	STGOPUENTEALTO	27-02-2010	8,8	3,16
THNL-r28 950	CO03	16-09-2015	8,4	3,71
THNL-r29 950	V05A	24-04-2017	6,9	3,68
THNL-r30 950	TOCOPILLAPUERTO	14-11-2007	7,7	4,06

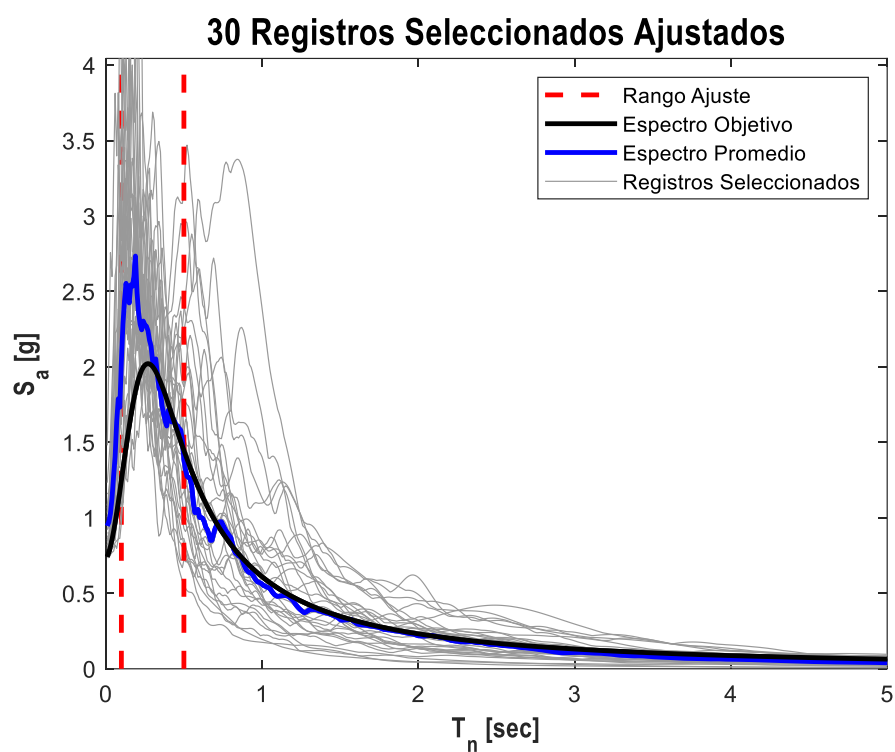


Figura IV-1: Registros ajustados a periodo retorno medio 475 años (SDI)

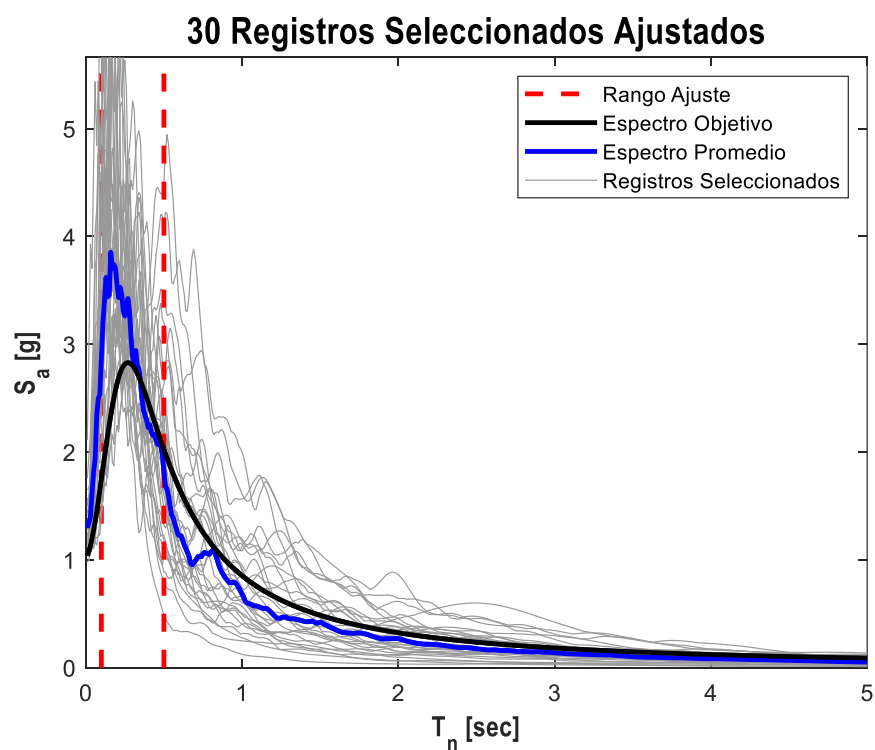


Figura IV-2: Registros ajustados a periodo retorno medio 975 años (SMP)

V. RESULTADOS

V.1 Selección de elementos estructurales

Los elementos por analizar se dividen en aquellos que están controlados por fuerzas, tales como las columnas, y los controlados por deformaciones, correspondientes a arriostramientos verticales y pernos de anclaje.

En el edificio en estudio, se pueden separar elementos por su ubicación y objetivo estructural. Por un lado, se tiene la mesa que da soporte al equipo principal, ubicado al centro de la estructura, y por otro, los elementos que componen los ejes sísmicos resistentes en el perímetro. Si bien toda la estructura se encuentra unida a nivel de una plataforma, se observó que su comportamiento estructural debe ser analizado separadamente. Este detalle de elección es presentado a continuación.

V.1.1 Columnas

Las columnas escogidas corresponden a aquellas con un factor de utilización más exigente al momento del diseño. Se escoge 1 columna de la mesa que da apoyo al equipo, y 2 columnas en el perímetro, una por cada dirección de análisis que forma parte del sistema sismorresistente:

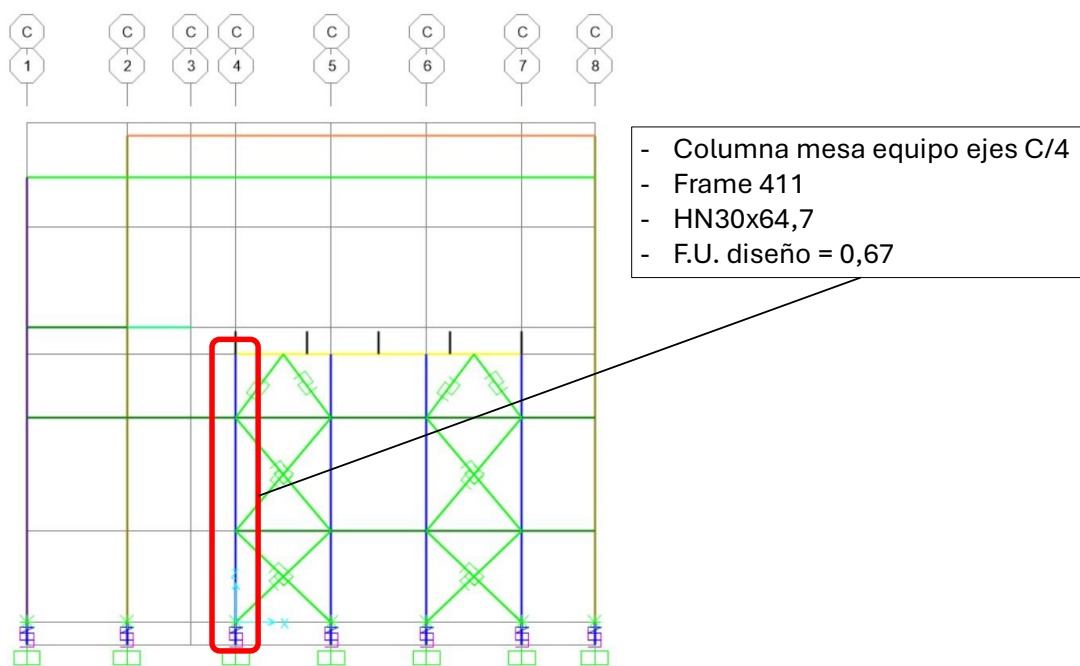


Figura V-1: Columna ejes C/4

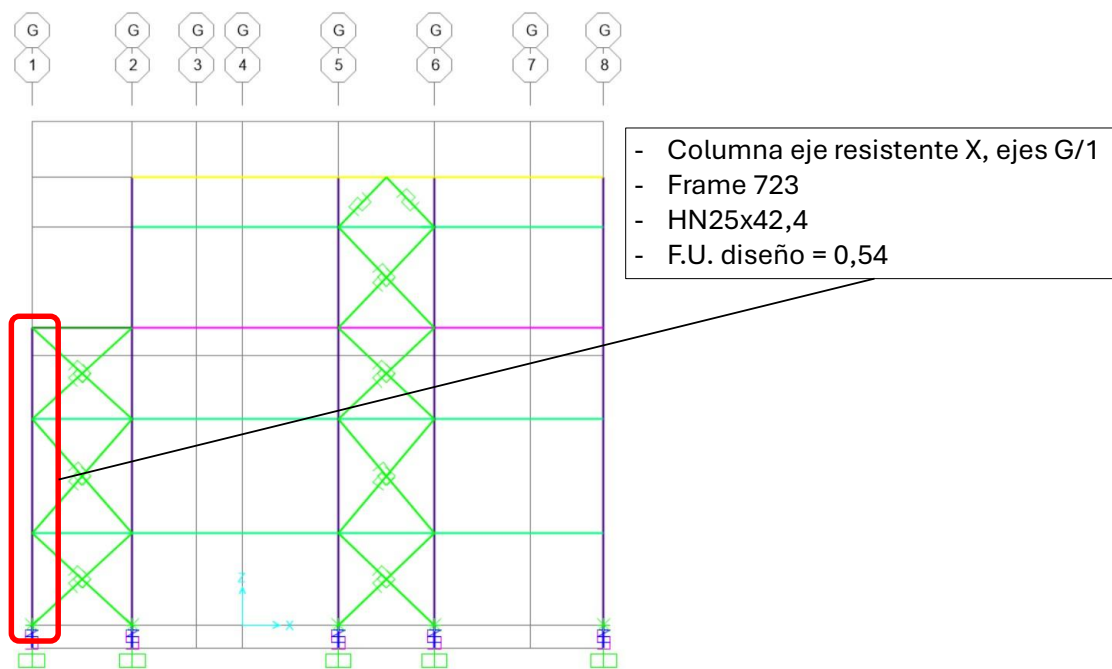


Figura V-2: Columna ejes G/1

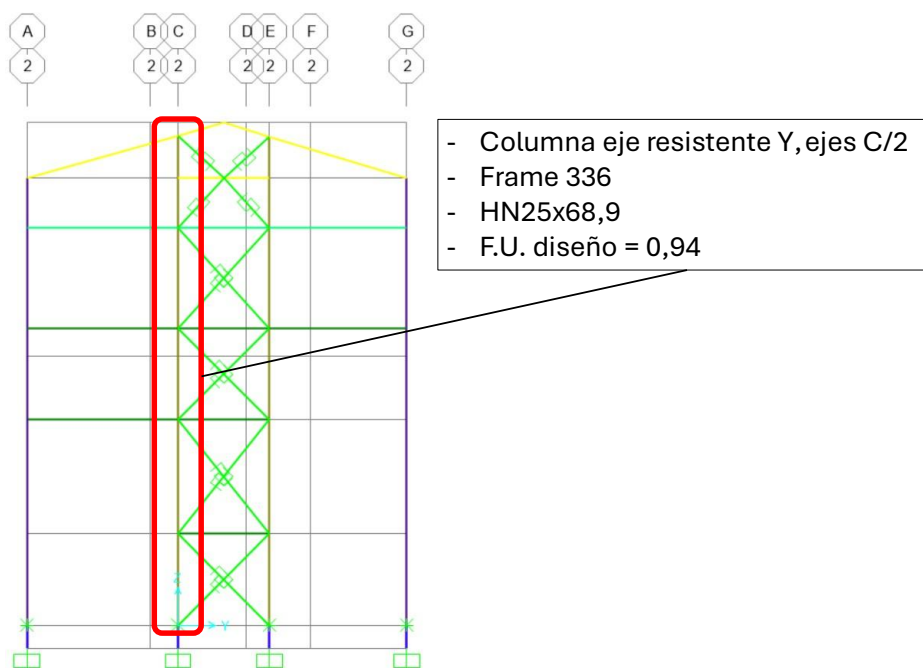


Figura V-3: Columna ejes C/2

V.1.2 Arriostramientos verticales

Se escogen en total 4 arriostramientos: 2 corresponden a cada dirección de análisis para la mesa del equipo, las cuales son diagonales tipo chevrón, y las otros 2 corresponden a las diagonales del perímetro en forma de “X”:

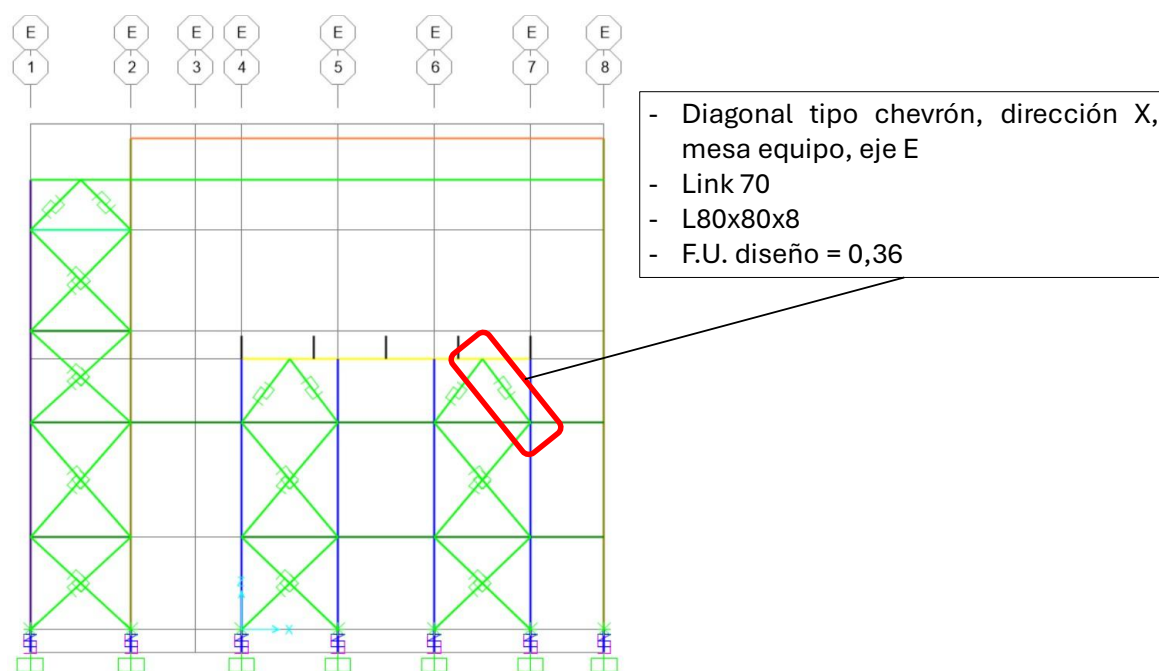


Figura V-4: Diagonal mesa equipo sismo X eje E

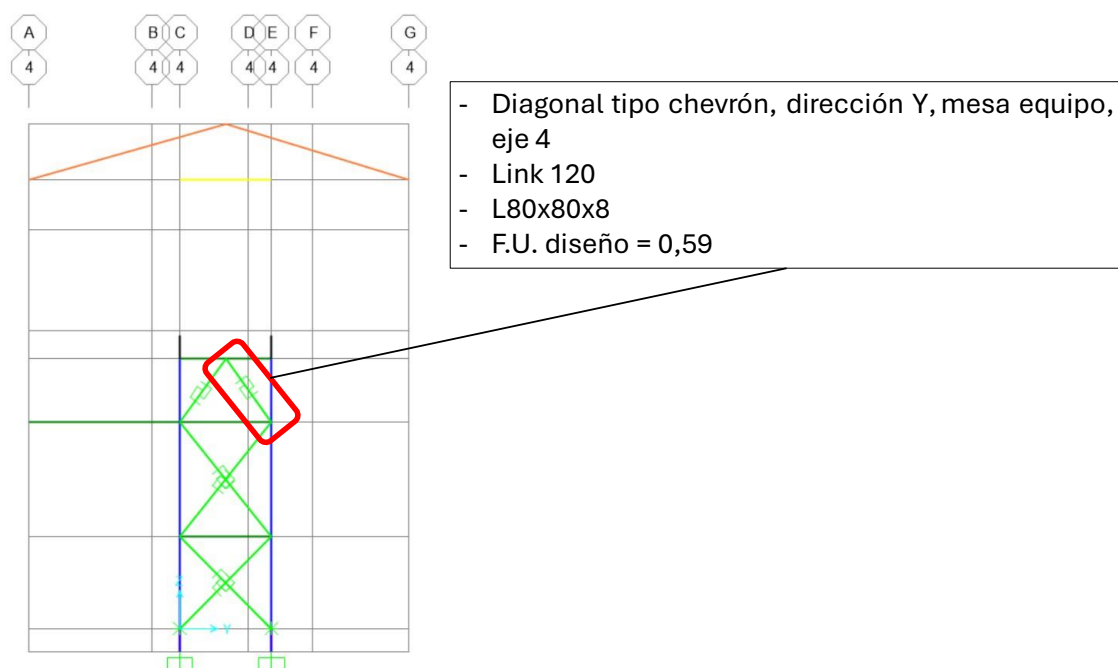


Figura V-5: Diagonal mesa equipo sismo Y eje 4

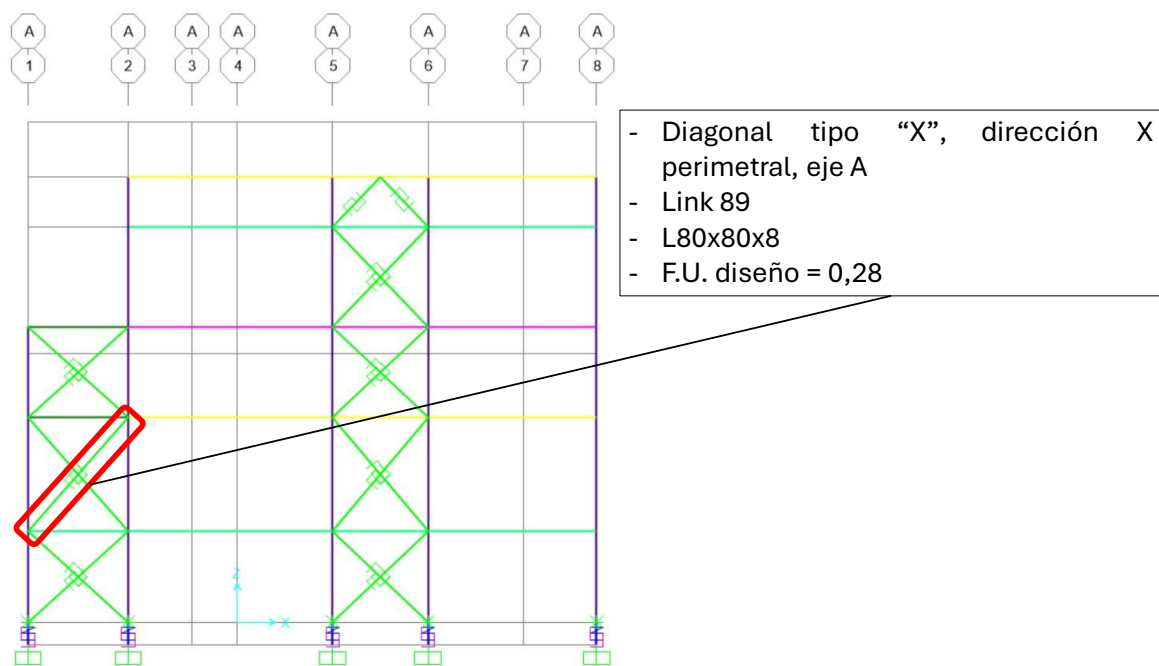


Figura V-6: Diagonal perimetral sismo X eje A

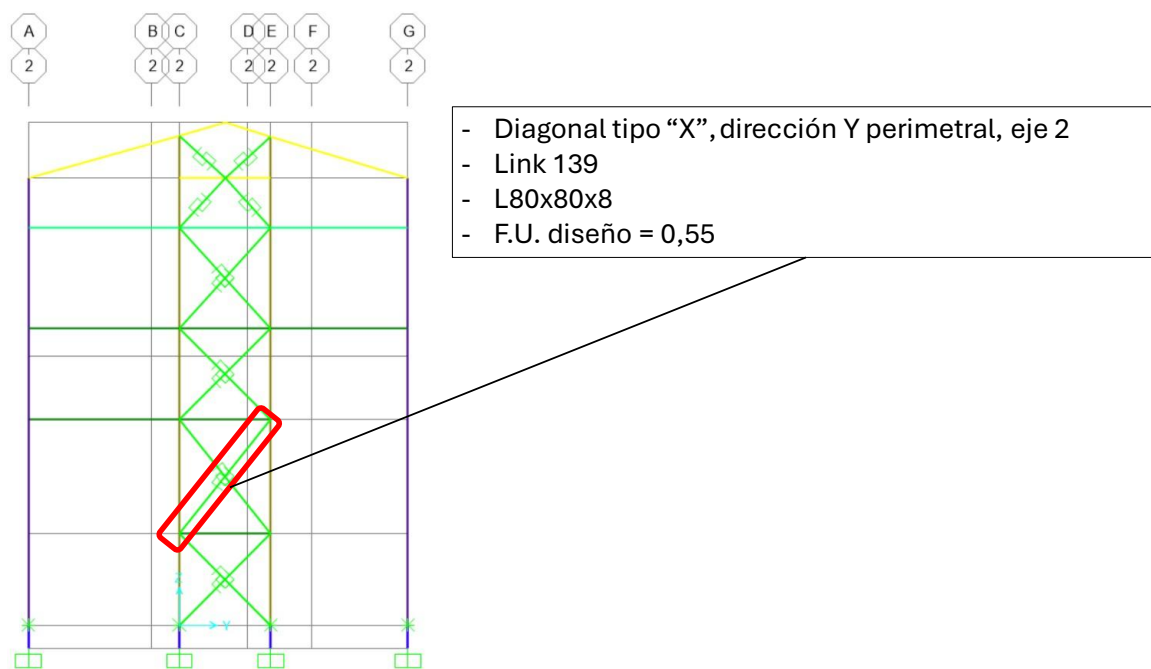


Figura V-7: Diagonal perimetral sismo Y eje 2

V.1.3 Pernos de anclaje

La elección de pernos de anclaje se realiza tomando las reacciones en los nodos de la base con tracciones más altas. Los resultados de las Figura V-8 y Figura V-9 corresponden a las tracciones obtenidas con sismo reducido por $R = 5$:

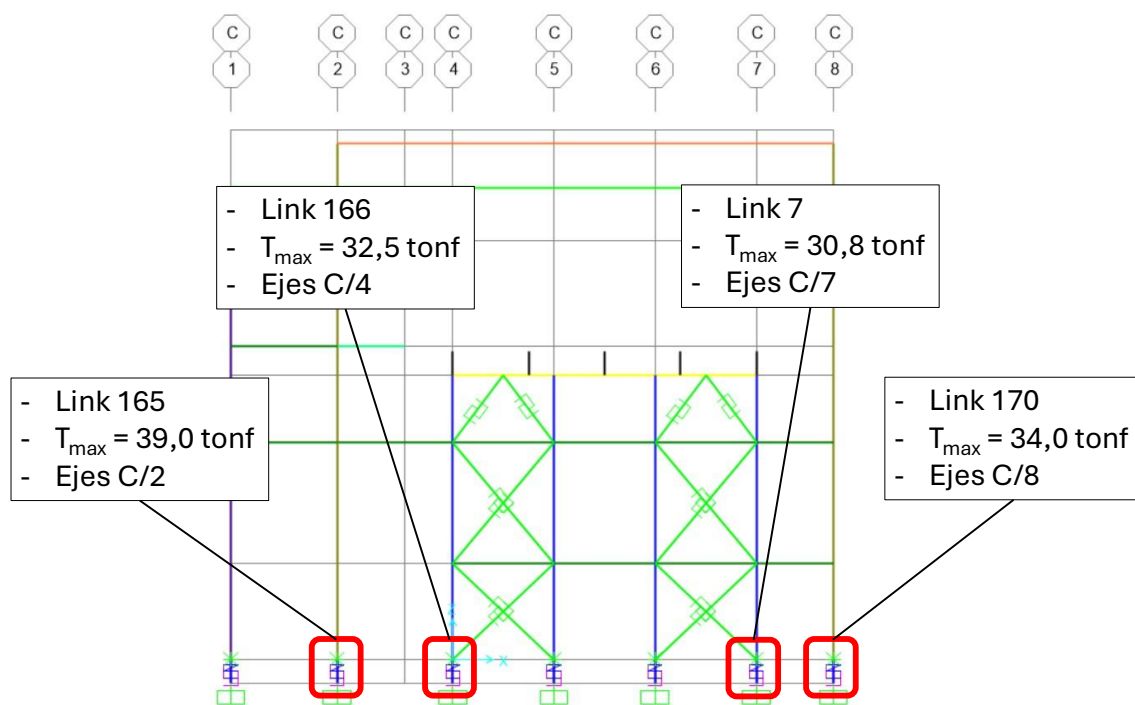


Figura V-8: Pernos análisis eje C

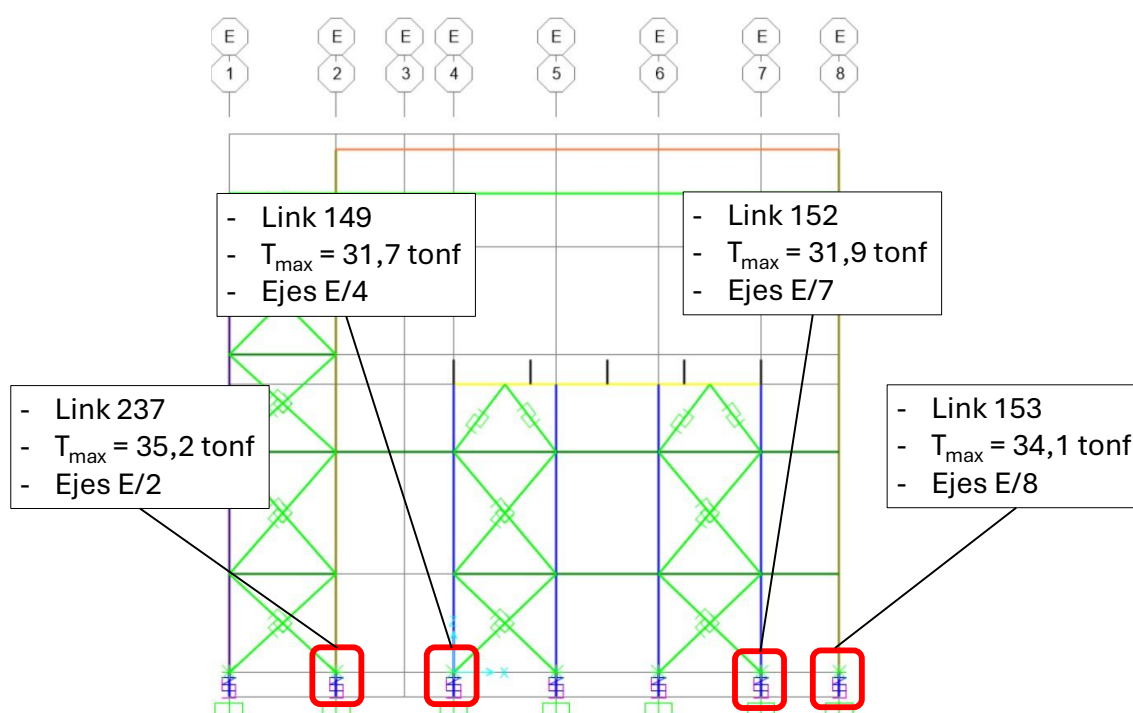


Figura V-9: Pernos análisis eje E

V.2 Criterios de aceptación

De acuerdo con lo indicado en capítulo acápite 5.10.4.4 – Criterios de aceptación para estructuras y equipos de NCh2369:2023, las respuestas registradas en elementos controlados por deformación como lo son arriostramientos y pernos de anclaje deben considerar como mínimo los siguientes límites:

- En análisis con registros sísmicos consistentes con el espectro objetivo a nivel de diseño (SDI) se deben generar deformaciones compatibles con los objetivos de continuidad operacional.
- En análisis con registros sísmicos consistentes con el espectro objetivo a nivel máximo (SMP), se deben generar deformaciones compatibles con los objetivos de protección de vida.

Por otro lado, para elementos controlados por fuerzas, tales como columnas, se deben considerar las capacidades nominales.

De acuerdo con lo que la norma NCh2369:2023 indica en términos de objetivos de desempeño, las incursiones en rango inelástico para sismos SDI puede ser moderadas y no

se exige necesariamente una respuesta elástica o lo que otros códigos como ASCE41-17 definen como ocupación inmediata (IO), sin embargo, es necesario definir límites basados en estudios preliminares recientes para determinar valores máximos asociados a los objetivos de continuidad operacional y protección de vida (LS). Si bien los objetivos de continuidad de operación pueden ser diferentes dependiendo del tipo de industria, para estructuras comunes de categoría II, se acepta daño controlado y reparable, siendo este límite asimilable a utilizar aproximadamente el 50% del límite de protección de vida (LS) establecido por ASCE41-17. En caso de considerar un espectro a nivel máximo o SMP, resulta razonable utilizar directamente los límites establecidos en ASCE41-17 para protección de vida (LS).

V.2.1 Límites de aceptación para arriostramientos

La tabla 9-8 de ASCE41-17 define los límites de aceptación para elementos estructurales trabajando ante carga axial. Para el caso de los arriostramientos verticales tipo ángulo o “L”, se obtiene lo siguiente:

Tabla V-1: Límites deformación plástica tabla 9-8 ASCE41-17

	IO	LS	CP
Sección esbelta en compresión	$0,5 \cdot \Delta c$	$7 \cdot \Delta c$	$9 \cdot \Delta c$
Sección compacta en compresión	$0,5 \cdot \Delta c$	$6 \cdot \Delta c$	$7 \cdot \Delta c$
Sección en tracción	$0,5 \cdot \Delta t$	$8 \cdot \Delta t$	$10 \cdot \Delta t$

Donde,

- IO : Immediate Ocupancy
- LS : Life Safety
- CP : Collapse Prevention.

De acuerdo con ASCE41-17, las secciones clasifican como esbeltas si su esbeltez $\lambda > 4.2\sqrt{E/f_y} = 119.26$, y clasifican como compactas si $\lambda \leq 4.2\sqrt{E/f_y} = 59.63$. En este caso, las diagonales tanto tipo chevrón como arriostramientos en “X”, tienen una esbeltez $\lambda \cong$

100, por lo que se debe realizar una interpolación entre los valores para compresión indicados en la Tabla V-1:

Tabla V-2: Límites deformación plástica en compresión para perfiles L de edificio

	IO = $0,5 \cdot \Delta c$ [mm]	LS = $6,5 \cdot \Delta c$ [mm]	CP = $8 \cdot \Delta c$ [mm]
Diagonal tipo chevrón	0.65	8.45	10.40
Diagonal tipo "X"	1.33	17.23	21.20

Tabla V-3: Límites deformación plástica en tracción para perfiles L de edificio

	IO = $0,5 \cdot \Delta t$ [mm]	LS = $8 \cdot \Delta t$ [mm]	CP = $10 \cdot \Delta t$ [mm]
Diagonal tipo chevrón	1.49	19.37	23.84
Diagonal tipo "X"	2.89	37.51	46.16

De las tablas anteriores, se obtienen los límites para sismos SDI y SMP que definen en la norma NCh2369:2023:

Tabla V-4: Límites deformación plástica arriostramientos NCh2369:2023

Tipo diagonal	Esfuerzo axial	Sismo SDI (50% LS)	Sismo SMP (100% LS)
Diagonal tipo chevrón	Compresión	$3.25 \cdot \Delta c = 4.23$ mm	$6.5 \cdot \Delta c = 8.45$ mm
	Tracción	$4 \cdot \Delta t = 9.69$ mm	$8 \cdot \Delta t = 17.23$ mm
Diagonal tipo "X"	Compresión	$3.25 \cdot \Delta c = 8.62$ mm	$6.5 \cdot \Delta c = 19.37$ mm
	Tracción	$4 \cdot \Delta t = 18.76$ mm	$8 \cdot \Delta t = 37.51$ mm

V.2.2 Límites de aceptación para pernos de anclaje

Los pernos de anclaje se diseñaron como otro tipo de fuente de disipación de energía mediante su deformación con incursiones en el rango no lineal, por lo que, al igual que las diagonales, son elementos controlados por deformación. En la norma NCh2369:2023 no se establecen cuantitativamente valores límite para esta deformación, por lo que es necesario tomar valores utilizados comúnmente en la práctica chilena.

Dado que la deformación de rotura ocurre para el 20% del largo deformable de los pernos, se considera una deformación máxima de 10% para sismo máximo SMP, mientras que para sismo de diseño SDI, un máximo de 5%:

Tabla V-5: Límites deformación plástica pernos de anclaje

Distribución P.A.	Largo deformable [mm]	% Elongación máxima
4 PA de 1"	450	SMP (10% de L) = 45.0 mm SDI (5% de L) = 22.5 mm

V.2.3 Límites de aceptación para columnas

Las columnas del edificio son elementos controlados por fuerzas, diseñadas basadas en los esfuerzos generados para cada uno de los registros THNL, y comparándolas con las capacidades nominales de las columnas, obteniendo así factores de utilización para cada instante de tiempo, y tomando el mayor de ellos.

Lo indicado en el párrafo anterior es relevante porque las máximas fuerzas que solicitan a las columnas durante los registros sísmicos (fuerza axial, momento, corte, etc), pueden desarrollarse en distintos instantes de tiempo, por lo que una verificación de la relación demanda-capacidad que considere solo la interacción de fuerzas máximas actuando de manera simultánea puede resultar en una condición innecesariamente conservadora.

V.3 Desempeño elementos estructurales

V.3.1 Desempeño de arriostramientos

Los valores de deformación para los arriostramientos, tanto para los sets de sismos SDI como SMP se presentan a continuación:

Tabla V-6: Deformaciones máximas [mm] en arriostramientos para sismo SDI

	Link 70 - eje E		Link 89 - eje A		Link 120 - eje 4		Link 139 - eje 2	
Registro	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.
THNL-r1_475	2,08	-3,99	1,29	-1,36	1,33	-8,41	2,39	-1,96
THNL-r2_475	1,60	-3,61	1,26	-1,11	1,31	-6,50	2,40	-2,33
THNL-r3_475	0,87	-1,29	0,87	-0,80	2,38	-15,95	2,64	-8,59
THNL-r4_475	1,88	-2,29	0,89	-1,25	1,33	-9,31	2,79	-4,48
THNL-r5_475	1,35	-3,20	1,08	-1,22	1,32	-8,38	2,18	-1,97
THNL-r6_475	0,88	-0,80	0,69	-0,78	1,51	-8,19	2,28	-5,02
THNL-r7_475	1,11	-3,40	1,29	-1,02	1,65	-9,50	2,42	-5,56
THNL-r8_475	0,85	-1,14	0,83	-0,82	1,24	-7,62	2,07	-2,01
THNL-r9_475	1,95	-3,00	1,17	-1,50	1,18	-11,77	2,73	-3,91
THNL-r10_475	1,26	-1,20	0,87	-1,23	1,41	-10,12	2,66	-4,40
THNL-r11_475	1,70	-2,90	1,07	-1,19	1,33	-9,35	2,54	-4,38
THNL-r12_475	2,09	-1,24	1,00	-1,43	1,14	-7,64	2,12	-1,96
THNL-r13_475	2,06	-3,56	1,27	-1,44	1,35	-7,51	2,24	-2,29
THNL-r14_475	1,69	-1,13	0,82	-1,02	1,26	-6,96	2,17	-1,86
THNL-r15_475	0,77	-1,25	0,83	-0,73	1,20	-8,12	2,05	-1,63
THNL-r16_475	2,80	-3,43	1,38	-1,82	1,32	-8,19	2,63	-2,60
THNL-r17_475	1,23	-3,07	0,99	-1,40	1,34	-6,46	2,18	-2,33
THNL-r18_475	1,52	-1,24	0,93	-1,07	1,31	-6,97	1,95	-2,05
THNL-r19_475	2,47	-2,60	0,97	-1,36	1,46	-9,42	2,35	-4,41
THNL-r20_475	1,82	-1,25	1,08	-1,28	1,69	-13,61	2,56	-5,58
THNL-r21_475	2,22	-5,07	1,67	-1,57	0,87	-1,03	1,81	-1,69
THNL-r22_475	2,41	-4,28	1,55	-1,64	1,28	-3,80	2,08	-2,57
THNL-r23_475	1,72	-1,18	1,00	-1,11	1,31	-7,28	2,30	-2,12
THNL-r24_475	1,15	-3,09	1,15	-1,08	1,26	-5,70	2,40	-1,82
THNL-r25_475	0,98	-2,46	0,89	-0,82	1,34	-7,56	2,17	-1,89
THNL-r26_475	1,95	-3,02	1,14	-1,66	1,95	-12,57	2,44	-5,93
THNL-r27_475	2,26	-3,78	1,29	-1,47	1,34	-6,17	2,33	-2,34
THNL-r28_475	1,36	-1,27	0,83	-1,04	1,34	-7,45	2,18	-1,87
THNL-r29_475	1,21	-2,72	1,12	-1,19	1,30	-7,01	2,34	-2,26
THNL-r30_475	1,27	-1,25	1,09	-1,28	1,32	-1,21	2,13	-4,07

Tabla V-7: Deformaciones máximas [mm] en arriostramientos para sismo SMP

Registro	Link 70 - eje E		Link 89 - eje A		Link 120 - eje 4		Link 139 - eje 2	
	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.
THNL-r1 950	2,87	-5,64	1,67	-1,97	1,29	-13,36	2,69	-2,13
THNL-r2 950	3,23	-6,61	2,33	-2,26	1,31	-7,14	2,42	-1,85
THNL-r3 950	4,24	-8,53	3,75	-2,53	1,29	-1,07	2,17	-2,35
THNL-r4 950	2,07	-6,70	2,09	-1,43	1,39	-8,98	2,51	-4,42
THNL-r5 950	1,71	-4,17	1,31	-1,40	1,80	-17,10	4,74	-5,68
THNL-r6 950	3,14	-5,69	1,95	-2,25	1,98	-12,27	3,92	-7,02
THNL-r7 950	1,21	-1,14	0,99	-1,02	1,73	-12,78	3,90	-6,31
THNL-r8 950	2,13	-3,50	1,42	-1,42	1,23	-7,67	1,99	-2,23
THNL-r9 950	2,20	-4,90	1,41	-2,22	1,39	-6,09	2,29	-4,51
THNL-r10 950	3,79	-4,61	1,99	-2,36	1,39	-8,24	2,67	-5,27
THNL-r11 950	1,56	-4,34	1,34	-1,36	3,26	-20,22	5,22	-14,70
THNL-r12 950	1,58	-3,20	1,15	-1,24	1,26	-6,58	1,72	-1,91
THNL-r13 950	1,91	-5,75	1,82	-1,56	2,24	-13,71	2,67	-7,88
THNL-r14 950	1,79	-3,24	1,22	-1,36	1,34	-8,11	2,41	-4,40
THNL-r15 950	2,66	-3,34	1,29	-1,55	1,35	-9,79	2,49	-2,37
THNL-r16 950	3,28	-6,05	1,93	-2,32	1,51	-14,34	2,91	-4,96
THNL-r17 950	2,58	-5,33	1,87	-2,07	2,07	-15,22	4,08	-7,35
THNL-r18 950	2,02	-3,36	1,33	-1,31	1,33	-9,08	2,59	-4,92
THNL-r19 950	2,77	-3,70	1,46	-2,08	1,36	-8,99	2,23	-4,56
THNL-r20 950	1,09	-3,38	1,26	-0,98	1,31	-10,60	2,49	-2,42
THNL-r21 950	2,93	-6,15	2,03	-2,00	1,54	-10,46	2,62	-5,71
THNL-r22 950	3,12	-6,50	1,78	-2,20	1,48	-9,32	2,63	-5,21
THNL-r23 950	5,32	-6,60	2,26	-4,77	1,87	-20,19	5,14	-6,45
THNL-r24 950	1,80	-4,89	1,75	-1,31	1,34	-9,69	4,02	-4,06
THNL-r25 950	2,88	-7,26	2,35	-2,10	1,29	-1,16	2,11	-2,05
THNL-r26 950	3,44	-4,97	1,60	-2,43	2,06	-10,65	2,57	-6,65
THNL-r27 950	2,27	-4,11	1,53	-1,89	2,46	-22,66	5,33	-8,67
THNL-r28 950	3,71	-5,25	2,34	-2,32	1,59	-10,50	2,64	-6,26
THNL-r29 950	2,46	-4,10	1,41	-1,58	1,31	-8,35	2,29	-2,35
THNL-r30 950	3,30	-6,63	2,06	-2,10	1,36	-8,09	2,46	-4,42

Comparando los valores obtenidos contra los límites de desempeño definidos en V.2.1, se obtienen los siguientes porcentajes de utilización:

Tabla V-8: Porcentajes de utilización arriostramientos sismo SDI

Registro	Link 70 - eje E		Link 89 - eje A		Link 120 - eje 4		Link 139 - eje 2	
	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.
THNL-r1 475	21%	90%	6%	14%	12%	200%	10%	25%
THNL-r2 475	11%	84%	6%	11%	14%	28%	11%	22%
THNL-r3 475	7%	29%	5%	8%	22%	350%	11%	84%
THNL-r4 475	17%	26%	4%	13%	14%	238%	11%	27%
THNL-r5 475	18%	68%	5%	13%	12%	180%	8%	21%
THNL-r6 475	9%	16%	3%	8%	14%	181%	10%	54%
THNL-r7 475	12%	72%	6%	10%	15%	203%	11%	58%
THNL-r8 475	9%	26%	4%	8%	13%	176%	9%	22%
THNL-r9 475	22%	77%	6%	18%	11%	272%	11%	24%
THNL-r10 475	14%	30%	4%	14%	14%	240%	11%	31%
THNL-r11 475	19%	75%	5%	14%	14%	244%	11%	28%
THNL-r12 475	21%	29%	5%	15%	10%	156%	11%	22%
THNL-r13 475	22%	87%	6%	16%	13%	153%	9%	25%
THNL-r14 475	18%	25%	4%	11%	11%	29%	9%	21%
THNL-r15 475	7%	25%	4%	7%	11%	171%	9%	18%
THNL-r16 475	25%	76%	6%	20%	13%	169%	12%	26%
THNL-r17 475	12%	27%	4%	13%	13%	31%	12%	26%
THNL-r18 475	11%	26%	4%	10%	12%	137%	9%	21%
THNL-r19 475	23%	69%	5%	14%	13%	210%	10%	28%
THNL-r20 475	17%	27%	4%	14%	14%	271%	10%	49%
THNL-r21 475	23%	100%	8%	16%	9%	21%	9%	19%
THNL-r22 475	28%	91%	8%	19%	11%	22%	10%	26%
THNL-r23 475	15%	27%	4%	12%	14%	162%	10%	25%
THNL-r24 475	9%	74%	6%	10%	10%	27%	11%	18%
THNL-r25 475	9%	28%	4%	8%	13%	157%	10%	21%
THNL-r26 475	18%	67%	5%	15%	16%	285%	10%	62%
THNL-r27 475	23%	89%	6%	16%	13%	27%	10%	28%
THNL-r28 475	12%	26%	4%	11%	12%	151%	9%	22%
THNL-r29 475	13%	30%	5%	13%	12%	26%	9%	22%
THNL-r30 475	16%	70%	6%	13%	13%	27%	10%	25%

Tabla V-9: Porcentajes de utilización arriostramientos sismo SMP

	Link 70 - eje E		Link 89 - eje A		Link 120 - eje 4		Link 139 - eje 2	
Registro	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.
THNL-r1 950	13%	63%	4%	11%	7%	154%	6%	11%
THNL-r2 950	18%	86%	6%	14%	6%	15%	5%	10%
THNL-r3 950	17%	96%	6%	13%	6%	12%	5%	12%
THNL-r4 950	10%	81%	5%	8%	7%	82%	6%	15%
THNL-r5 950	8%	38%	3%	7%	7%	186%	6%	28%
THNL-r6 950	19%	74%	5%	12%	8%	124%	5%	31%
THNL-r7 950	6%	11%	2%	6%	7%	132%	6%	29%
THNL-r8 950	11%	39%	3%	7%	6%	80%	5%	12%
THNL-r9 950	11%	46%	3%	11%	7%	81%	5%	15%
THNL-r10 950	21%	66%	5%	14%	6%	93%	5%	15%
THNL-r11 950	6%	37%	3%	6%	18%	212%	6%	76%
THNL-r12 950	7%	37%	3%	6%	7%	14%	4%	10%
THNL-r13 950	10%	74%	5%	8%	9%	150%	5%	31%
THNL-r14 950	9%	38%	3%	7%	6%	84%	5%	14%
THNL-r15 950	12%	35%	3%	8%	7%	116%	5%	12%
THNL-r16 950	19%	61%	5%	11%	7%	165%	6%	25%
THNL-r17 950	14%	53%	5%	11%	10%	199%	5%	36%
THNL-r18 950	10%	40%	3%	8%	6%	107%	5%	15%
THNL-r19 950	14%	40%	3%	11%	7%	87%	5%	13%
THNL-r20 950	5%	34%	3%	5%	6%	126%	5%	11%
THNL-r21 950	14%	72%	5%	12%	7%	120%	6%	28%
THNL-r22 950	17%	78%	5%	12%	6%	108%	6%	15%
THNL-r23 950	30%	77%	5%	27%	9%	219%	6%	34%
THNL-r24 950	9%	51%	4%	7%	7%	100%	6%	12%
THNL-r25 950	14%	73%	6%	11%	6%	14%	6%	11%
THNL-r26 950	17%	47%	4%	11%	8%	112%	5%	35%
THNL-r27 950	12%	40%	4%	10%	11%	268%	6%	43%
THNL-r28 950	25%	61%	5%	12%	7%	112%	6%	29%
THNL-r29 950	13%	47%	4%	10%	7%	81%	5%	13%
THNL-r30 950	14%	55%	5%	11%	7%	89%	5%	14%

De los resultados anteriores, se observa que las diagonales correspondientes a los links 70 y 120, que corresponden a las diagonales tipo chevrón de cada dirección de arriostramiento para la mesa del equipo, respectivamente, son las que más incursionan en el rango inelástico en compresión (pandeo). Si bien a primera vista se aprecia que los porcentajes son mayores para el caso de sismos SDI, se debe recordar que estos valores están comparados contra

diferentes límites de aceptación. Recordando lo indicado en V.2.1, para SDI se comparan las deformaciones obtenidas contra el límite de continuidad operacional, definido como el 50% de protección de vida (LS) de ASCE41-17, mientras que para sismos SMP, se compara contra el 100% de LS, por lo que los porcentajes no deben ser directamente comparables. A continuación, se presentan diagramas de caja en los cuales sí se permite realizar una comparación visual de los valores obtenidos, mostrando directamente el límite Δ/Δ_c y los límites para cada caso:

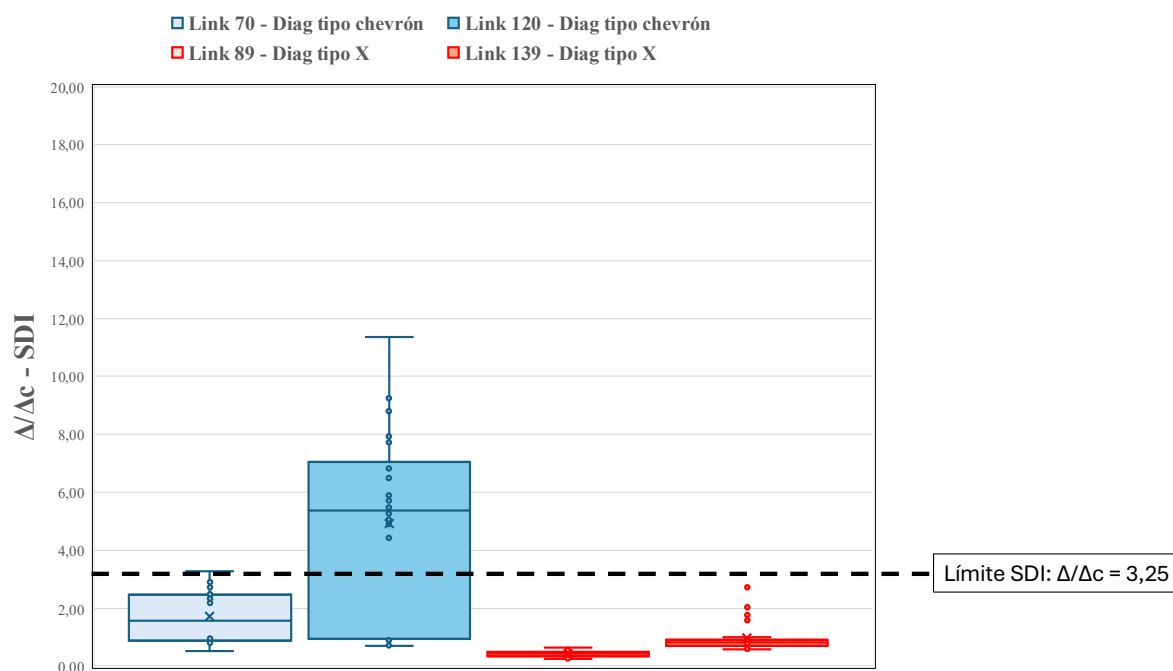


Figura V-10: Deformación y límites de aceptación diagonales sismo SDI

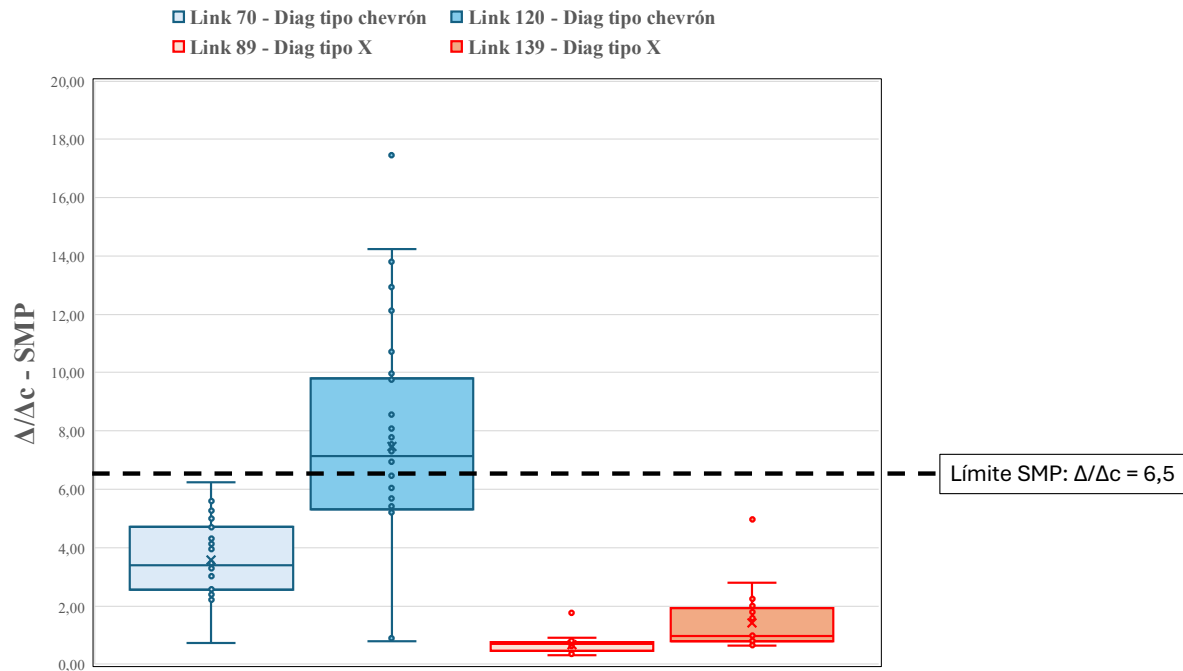


Figura V-11: Deformación y límites de aceptación diagonales sismo SMP

Complementariamente, en las siguientes imágenes se presentan los gráficos de fuerza-deformación para diagonales tipo chevrón de la mesa del equipo en direcciones longitudinal (X) y transversal (Y), para los registros más desfavorables:

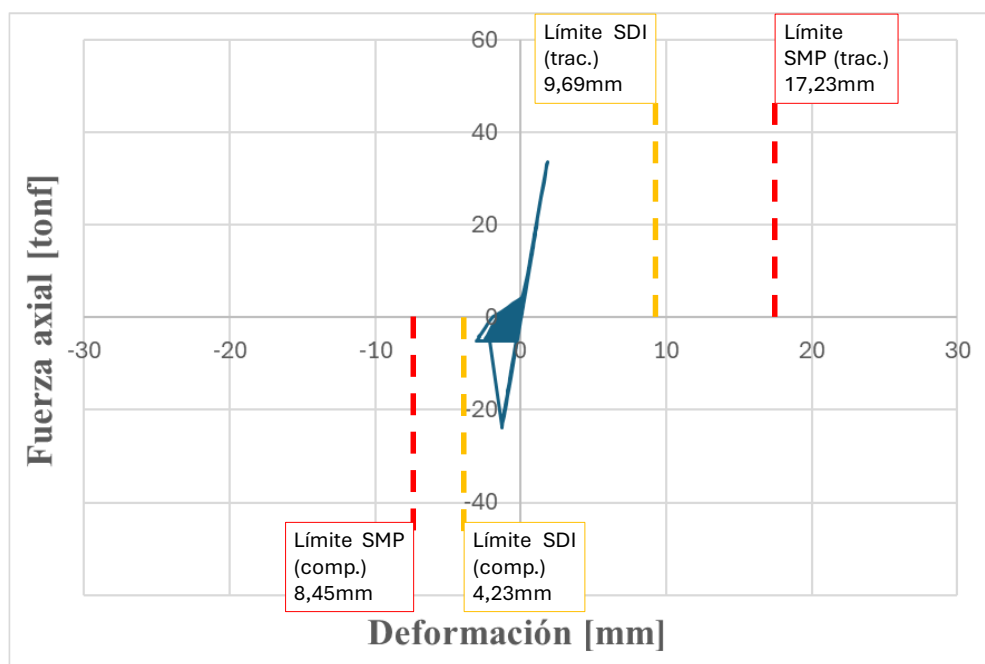


Figura V-12: Curva fuerza-deformación Link 70 registro GO04 (SDI)

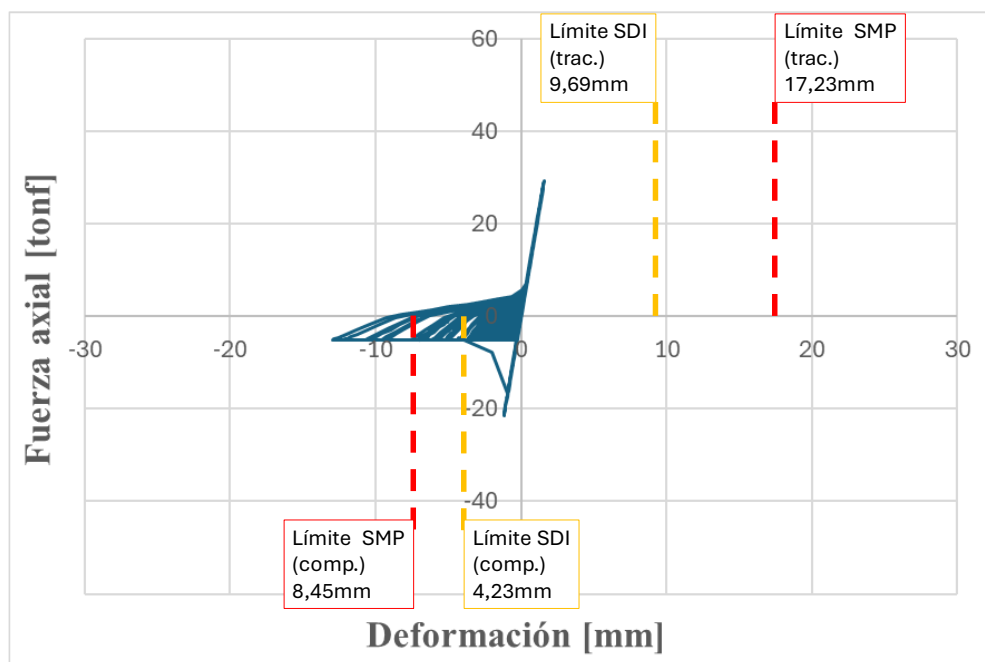


Figura V-13: Curva fuerza-deformación Link 120 registro GO04 (SDI)

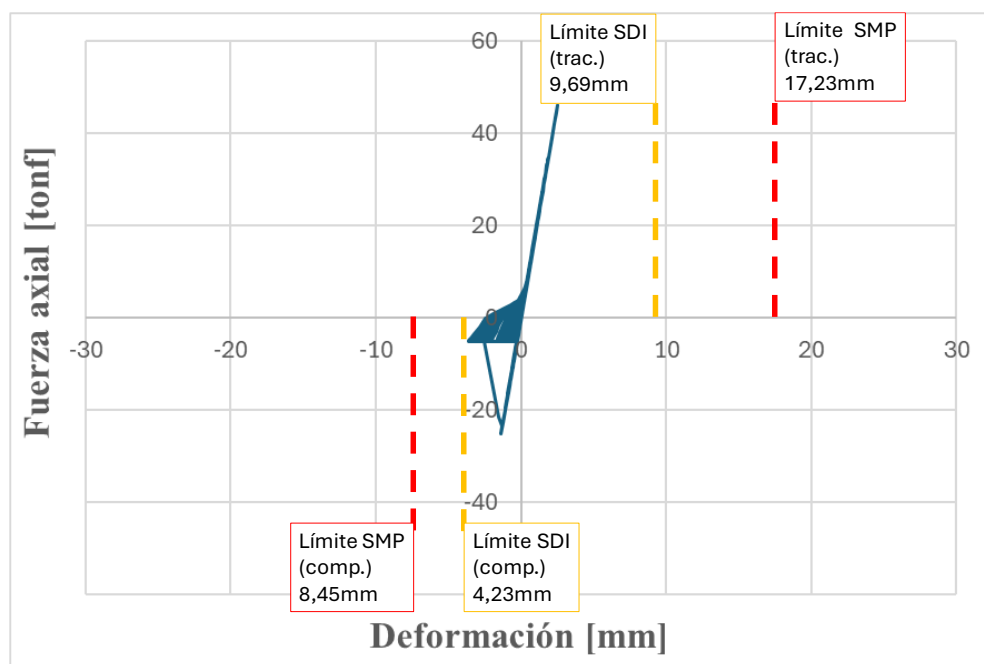


Figura V-14: Curva fuerza-deformación Link 70 registro STGOPUENTEALTO (SMP)

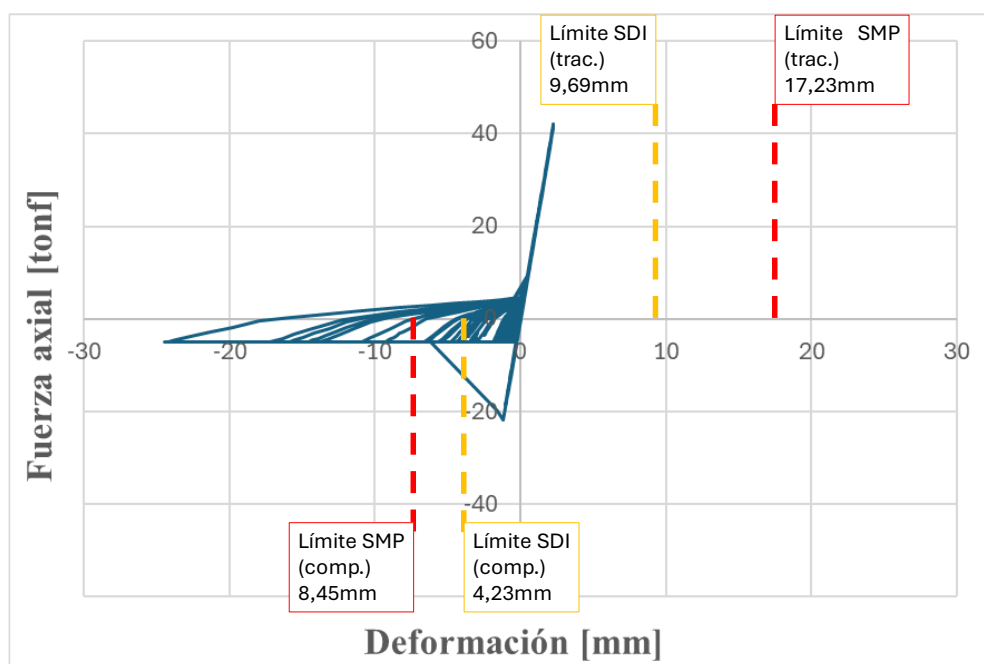


Figura V-15: Curva fuerza-deformación Link 120 registro STGOPUENTEALTO (SMP)

Se aprecia que, para el caso de arriostramientos en “X” del perímetro de la estructura, el comportamiento en compresión cumple con los rangos establecidos en los criterios de

aceptación para diagonales. Sin embargo, para el caso de arriostramientos tipo chevrón, la diagonal representada por el Link 120, presenta deformaciones en compresión bastante superiores al límite, desarrollando un comportamiento, en términos medios, más atribuible al objetivo de protección de vida que continuidad operacional para SDI.

Para estudiar de mejor manera este caso, en las siguientes gráficas se presentan las deformaciones máximas de todas las diagonales tipo chevrón correspondientes a la mesa del equipo, con el fin de estudiar su comportamiento no únicamente de una sola representante, sino que del grupo completo.

Las diagonales a analizar se representan por los siguientes elementos “link”:

- Links 63, 64, 69, 70, 107, 108, 109 y 110 son las diagonales tipo chevrón de la mesa del equipo orientadas en la dirección X.
- Links 119, 120, 125 y 126 son las diagonales tipo chevrón de la mesa del equipo orientadas en la dirección Y.

El resultado de la deformación en compresión con respecto a la deformación de pandeo para sismos SDI y SMP se presenta a continuación:

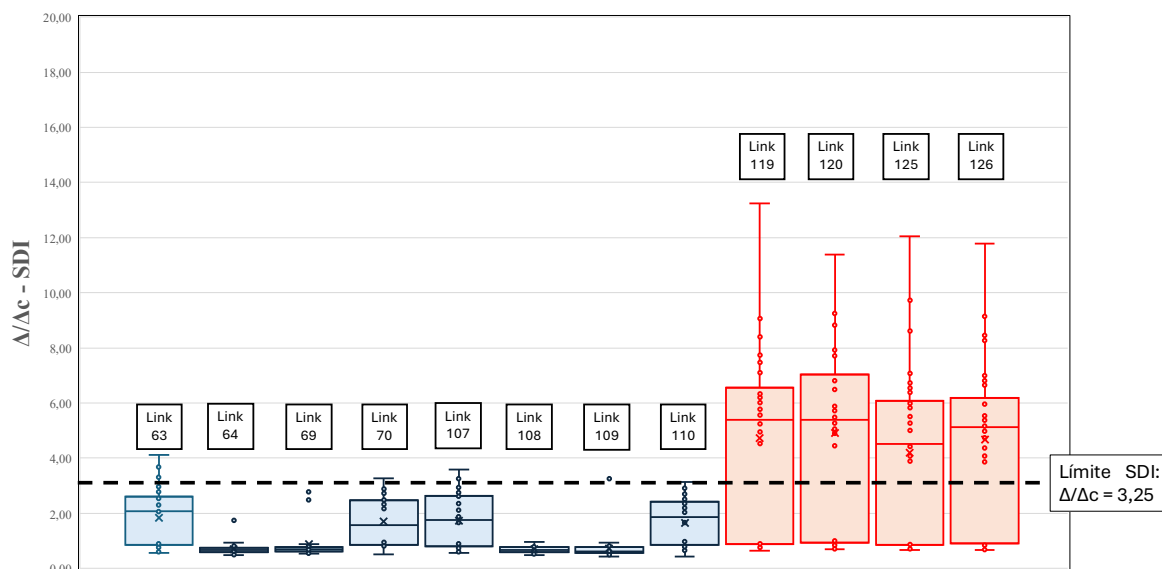


Figura V-16: Deformación y límites de aceptación diagonales chevrón mesa equipo sismo SDI

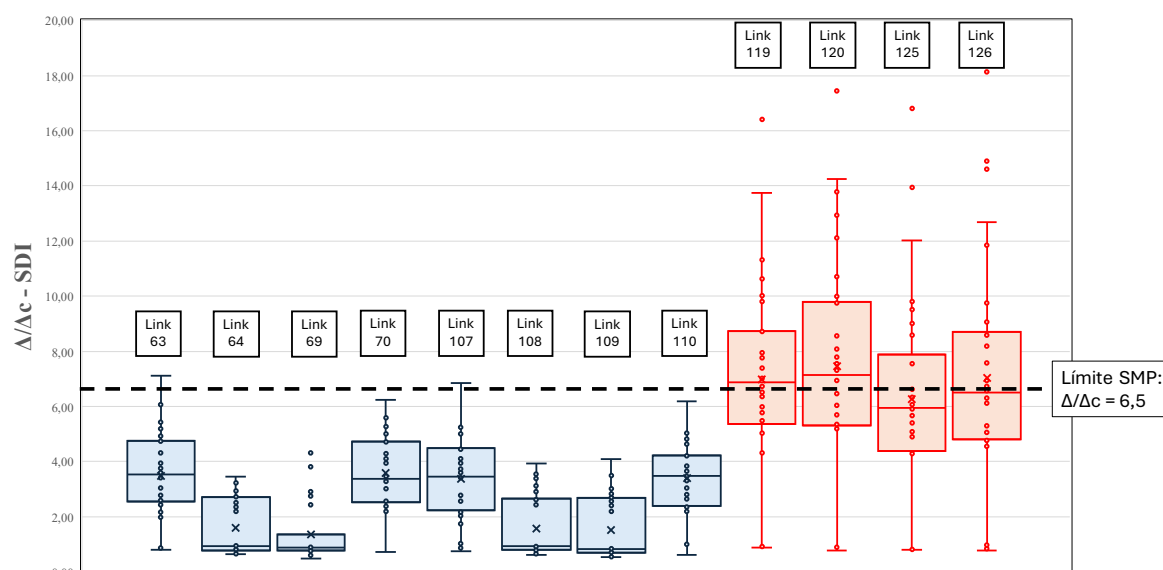


Figura V-17: Deformación y límites de aceptación diagonales chevrón mesa equipo sismo SMP

De las figuras anteriores, se observa que los links 119, 120, 125 y 126 presentan deformaciones mayores a los límites de aceptación tanto para sismos SDI como SMP, todas estas diagonales pertenecen al sistema sismorresistente en la dirección Y, en la cual se ha visto a lo largo de este trabajo que es la más exigida en cuanto a FU. Por otro lado, el otro set de diagonales, pertenecientes al sistema sismorresistente en la dirección X, cumple en general con los criterios.

V.3.2 Desempeño de pernos de anclaje

Tal como se indicó en V.1.3, los pernos que se analizan son aquellos con más fuerzas de tracción para el espectro sísmico de NCh2369:2023, correspondiente a las bases de columna en las esquinas de la mesa del equipo y perimetralmente en aquellas columnas que forman parte del sistema sismorresistente en dirección Y.

Las máximas deformaciones de tracción en los pernos de anclaje tanto para sismos SDI como SMP:

Tabla V-10: Elongación pernos de anclaje [mm] sismo SDI

Registro	Link 148	Link 149	Link 152	Link 153	Link 165	Link 166	Link 169	Link 170
THNL-r1_475	2,18	2,02	2,66	0,80	5,23	2,00	3,98	0,81
THNL-r2_475	1,34	2,57	1,88	0,77	4,52	2,87	2,94	0,73
THNL-r3_475	7,00	1,29	4,24	15,36	16,62	3,51	1,32	15,76
THNL-r4_475	0,78	3,57	1,29	2,54	6,95	0,94	3,72	0,81
THNL-r5_475	1,04	2,26	2,30	0,81	4,51	2,15	1,48	3,01
THNL-r6_475	0,60	2,20	0,62	1,79	4,30	0,77	1,09	1,40
THNL-r7_475	2,47	3,05	2,75	7,43	4,88	5,76	2,67	3,72
THNL-r8_475	1,01	0,82	0,96	0,81	4,55	1,55	0,83	1,69
THNL-r9_475	4,32	2,88	3,43	2,40	9,50	2,71	3,39	4,93
THNL-r10_475	2,96	2,09	2,51	3,65	8,50	2,22	3,92	5,47
THNL-r11_475	2,26	1,54	2,58	2,66	9,25	1,95	3,05	2,43
THNL-r12_475	0,73	3,04	2,49	0,68	1,06	1,25	0,79	0,62
THNL-r13_475	1,44	3,18	2,35	0,80	2,37	3,64	3,41	0,79
THNL-r14_475	0,77	2,32	2,30	0,65	2,16	2,71	1,64	1,43
THNL-r15_475	0,73	1,54	1,22	0,61	0,83	0,73	0,71	0,56
THNL-r16_475	2,03	3,25	1,82	0,92	2,83	2,12	2,77	1,20
THNL-r17_475	0,70	2,53	1,58	0,64	1,96	3,30	2,18	0,62
THNL-r18_475	0,54	2,05	0,65	0,61	1,28	0,83	0,82	0,73
THNL-r19_475	1,74	2,82	3,11	1,23	4,97	2,36	1,20	3,33
THNL-r20_475	2,31	1,06	2,07	4,18	8,39	2,41	1,91	7,05
THNL-r21_475	0,56	2,80	1,10	0,57	0,63	2,48	1,89	0,46
THNL-r22_475	1,00	6,28	3,04	0,65	1,40	3,91	4,57	0,58
THNL-r23_475	0,86	3,16	3,25	0,70	3,31	3,42	1,76	1,24
THNL-r24_475	1,32	2,57	3,22	0,66	1,36	1,17	2,10	0,50
THNL-r25_475	0,82	0,87	1,73	0,74	2,63	0,99	1,02	0,78
THNL-r26_475	8,44	4,35	8,13	12,60	14,45	3,29	2,99	12,02
THNL-r27_475	0,70	4,12	2,34	0,67	3,68	3,25	4,93	0,73
THNL-r28_475	1,01	1,33	1,82	0,75	2,49	0,83	2,26	0,72
THNL-r29_475	1,99	2,96	2,21	0,80	3,39	1,40	3,23	0,82
THNL-r30_475	0,95	3,20	2,77	0,75	3,08	4,38	2,72	0,76

Tabla V-11: Elongación pernos de anclaje [mm] sismo SMP

Registro	Link 148	Link 149	Link 152	Link 153	Link 165	Link 166	Link 169	Link 170
THNL-r1 950	3,48	3,31	6,16	2,91	12,14	4,68	5,23	8,15
THNL-r2 950	1,99	6,61	6,74	0,81	4,04	5,62	5,58	0,76
THNL-r3 950	1,29	6,61	4,14	1,22	2,78	5,57	4,27	0,76
THNL-r4 950	4,88	2,53	5,81	3,80	5,45	5,09	3,87	3,05
THNL-r5 950	3,10	3,16	3,73	6,67	18,77	5,04	3,12	14,72
THNL-r6 950	7,08	5,41	5,50	10,17	10,71	5,55	3,83	8,63
THNL-r7 950	1,28	3,82	0,77	3,80	10,03	0,89	1,46	6,97
THNL-r8 950	0,80	4,01	2,62	0,74	3,40	4,29	3,05	2,20
THNL-r9 950	2,29	4,53	1,61	1,15	3,92	4,59	2,44	0,80
THNL-r10 950	1,10	5,70	5,07	2,35	9,86	4,24	6,42	3,17
THNL-r11 950	9,44	5,43	4,51	29,76	23,22	4,39	0,89	24,79
THNL-r12 950	0,78	2,37	0,98	0,76	2,26	2,05	1,19	2,82
THNL-r13 950	8,72	5,95	6,27	10,50	17,26	8,71	8,21	12,30
THNL-r14 950	2,82	3,52	2,96	4,53	3,35	3,82	3,44	1,75
THNL-r15 950	0,76	3,92	2,01	1,02	3,49	1,98	3,71	1,71
THNL-r16 950	8,18	7,26	6,84	7,24	13,99	5,80	5,32	6,56
THNL-r17 950	9,75	7,13	7,85	16,60	22,20	8,59	7,81	22,25
THNL-r18 950	3,19	5,08	5,69	0,76	8,08	4,25	4,27	2,70
THNL-r19 950	3,42	4,39	5,86	3,21	2,68	2,42	2,12	0,73
THNL-r20 950	4,25	3,96	2,60	1,95	6,56	2,59	0,92	1,71
THNL-r21 950	4,20	4,28	6,23	3,59	12,58	5,36	5,65	4,18
THNL-r22 950	3,82	4,53	5,20	2,38	8,22	6,36	7,17	6,10
THNL-r23 950	9,26	7,70	4,68	10,06	26,13	8,90	6,21	27,08
THNL-r24 950	0,89	7,17	3,84	0,89	4,90	4,04	3,20	1,33
THNL-r25 950	0,77	5,35	2,92	0,83	0,78	5,51	3,72	0,63
THNL-r26 950	5,63	3,34	6,91	8,94	8,04	6,33	3,33	6,04
THNL-r27 950	10,96	4,34	6,38	17,70	31,23	4,31	3,16	33,03
THNL-r28 950	5,58	10,14	4,34	6,70	7,59	4,92	6,01	4,78
THNL-r29 950	3,54	3,92	6,30	0,78	6,60	6,01	3,09	2,35
THNL-r30 950	2,23	5,98	5,39	0,82	6,39	4,40	4,63	0,91

A continuación, se presentan gráficas con las deformaciones máximas de cada registro, para el set de pernos tanto de la mesa del equipo como de las columnas perimetrales.

Para la comparación entre sismos, se toma el set de pernos más exigido para cada caso. Se escoge el link 149, correspondiente a la mesa del equipo, y el link 165, correspondiente al perímetro de la estructura:

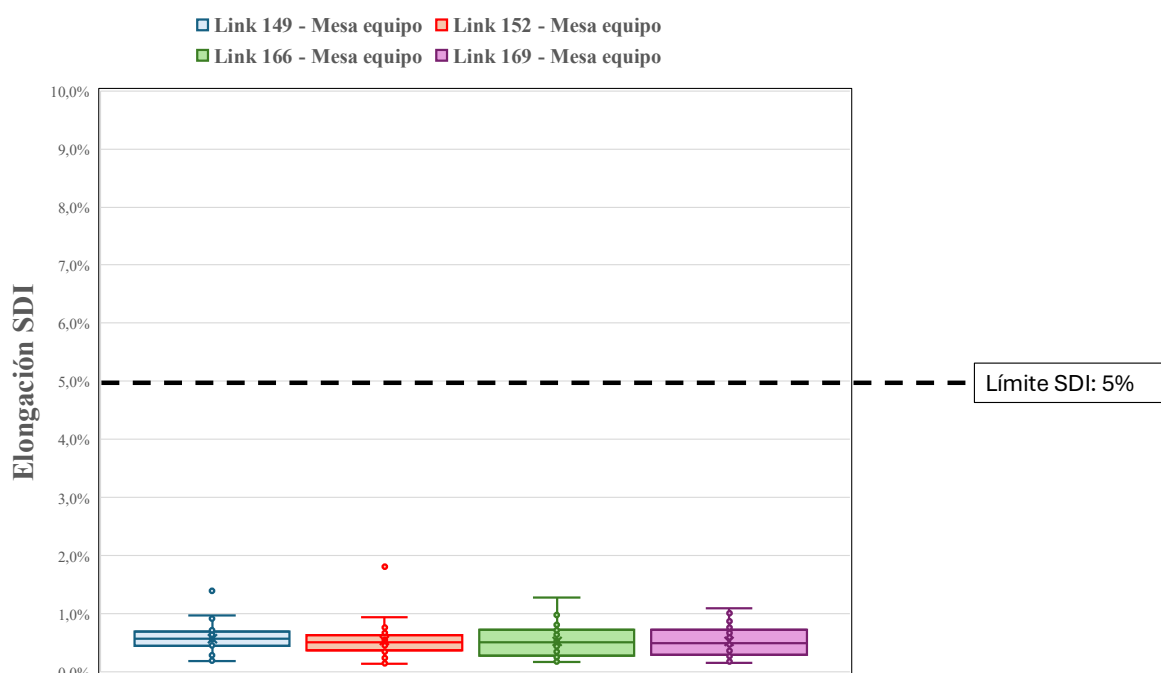


Figura V-18: Porcentaje elongación y límites de aceptación pernos de anclaje mesa de equipo sismo SDI

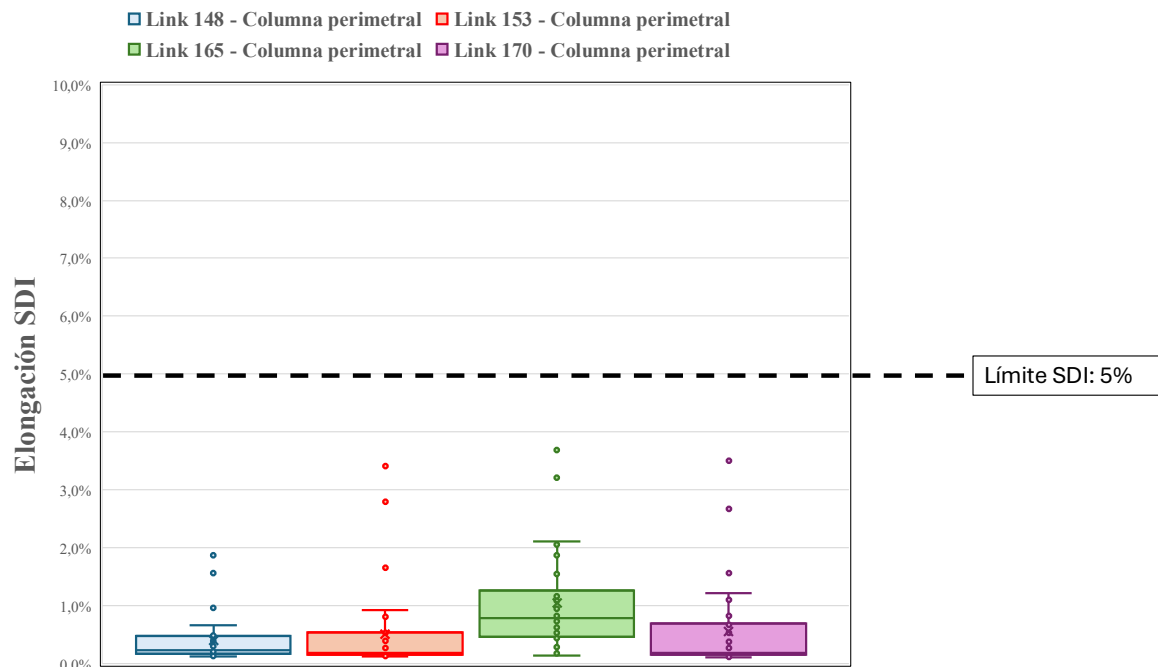


Figura V-19: Porcentaje elongación y límites de aceptación pernos de anclaje de columnas perimetrales sismo SDI

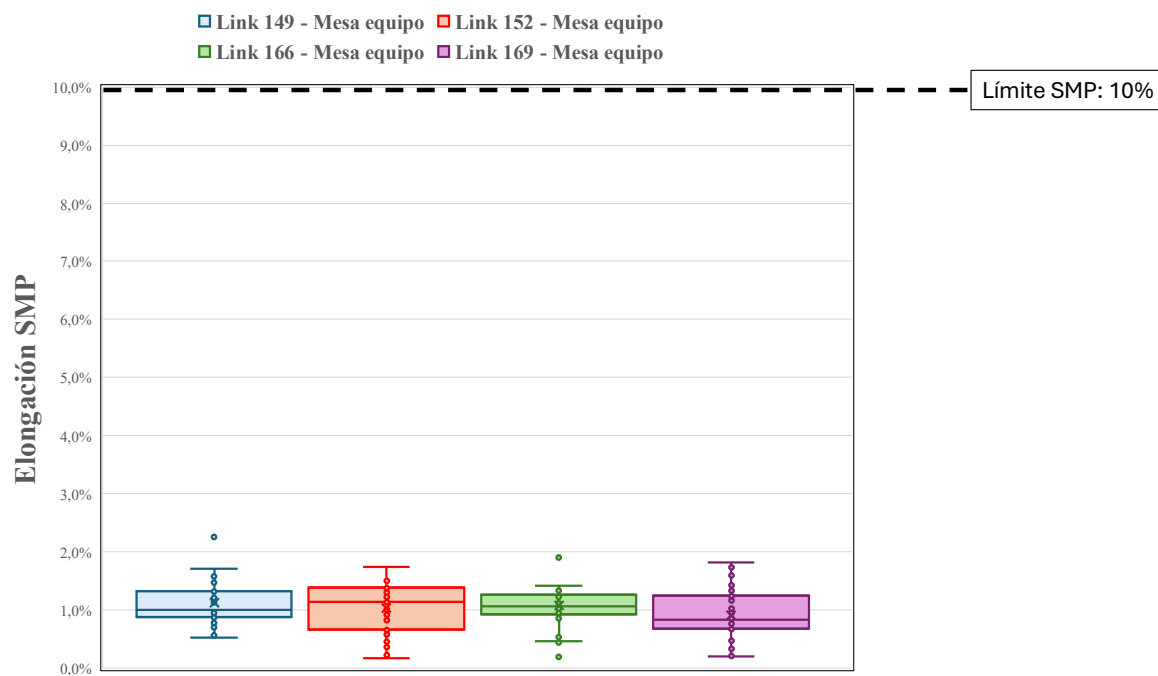


Figura V-20: Porcentaje elongación y límites de aceptación pernos de anclaje mesa de equipo sismo SMP

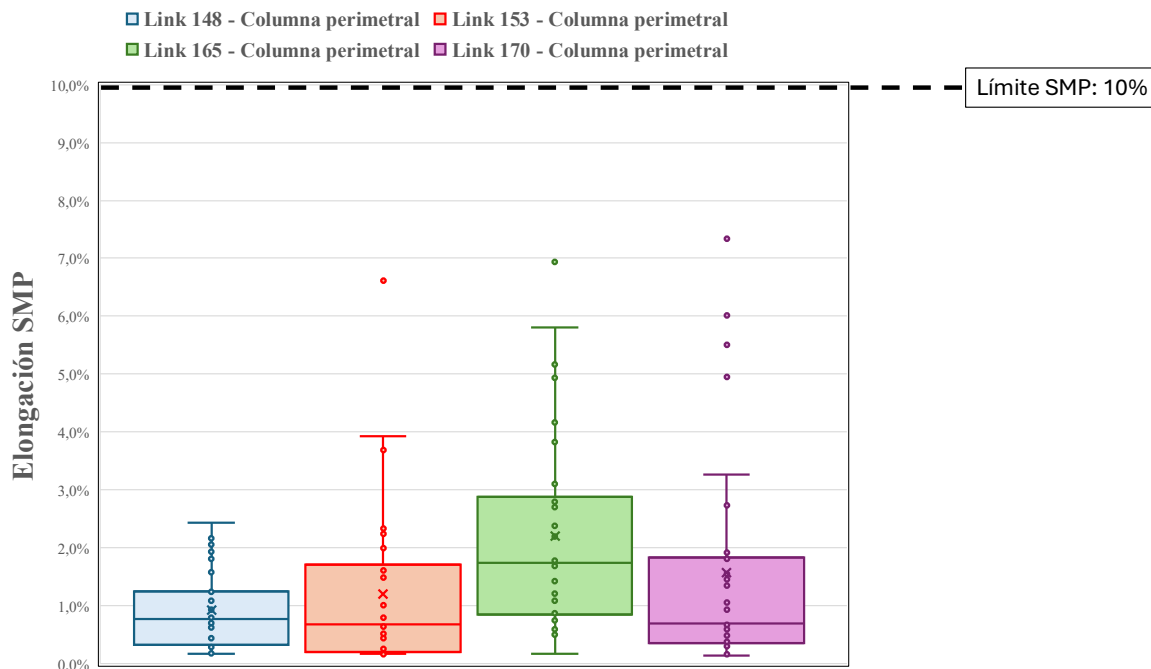


Figura V-21: Porcentaje elongación y límites de aceptación pernos de anclaje de columnas perimetrales sismo SMP

Complementariamente, en las siguientes imágenes se presentan los gráficos de fuerza-deformación para los Links 165 y 166, pertenecientes al perímetro del edificio y a la mesa del equipo, respectivamente, para los registros más desfavorables:

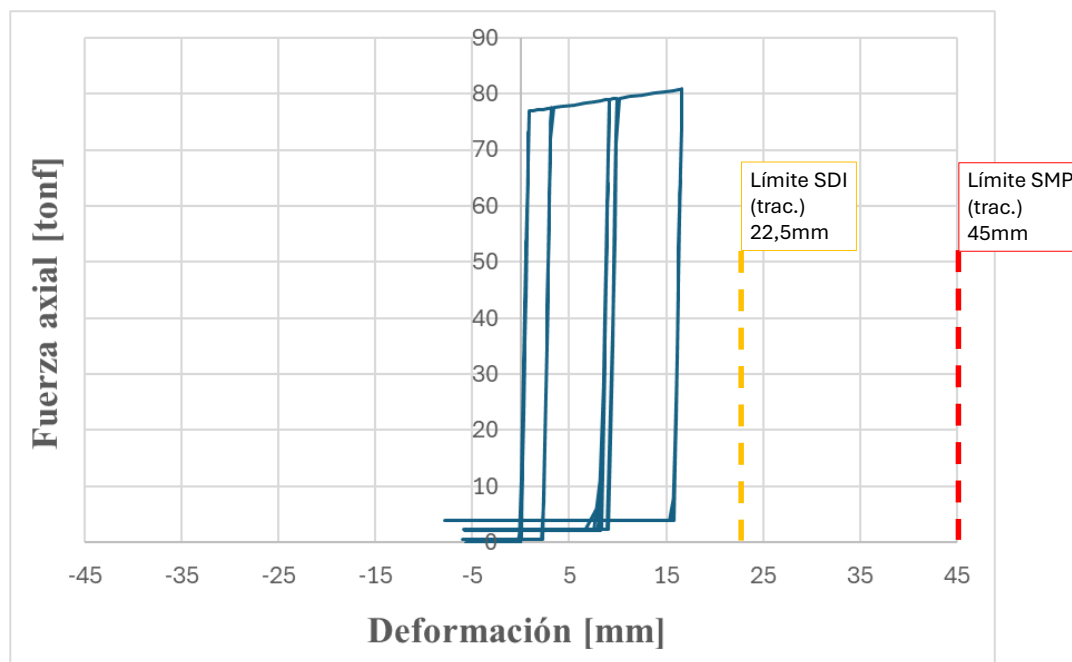


Figura V-22: Curva fuerza-deformación Link 165 registro STGOMAIPU (SDI)

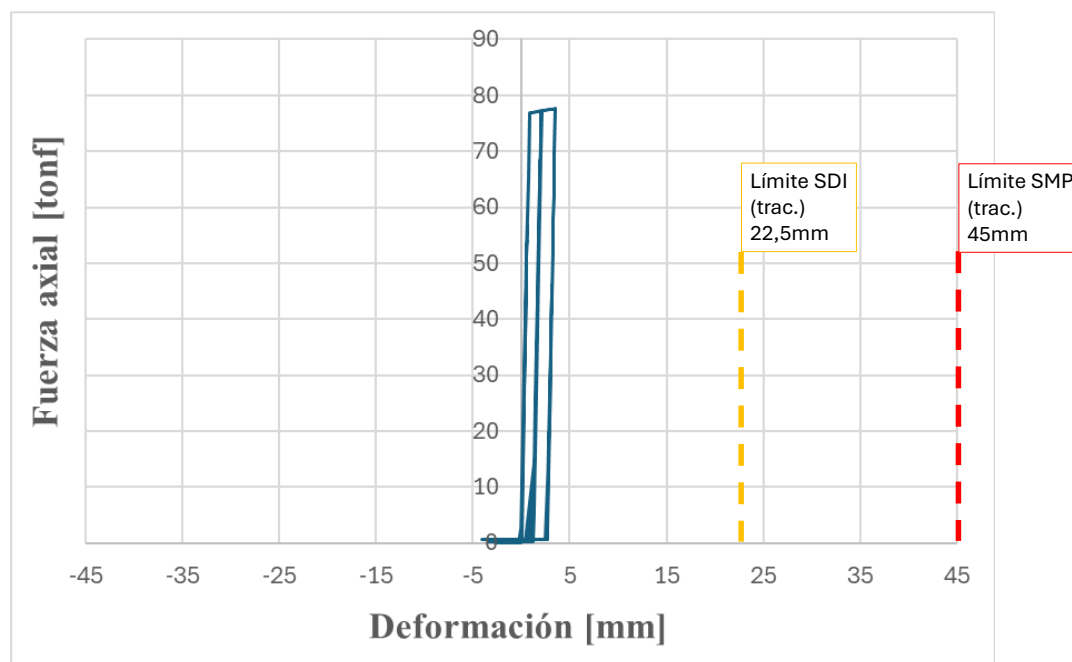


Figura V-23: Curva fuerza-deformación Link 166 registro STGOMAIPU (SDI)

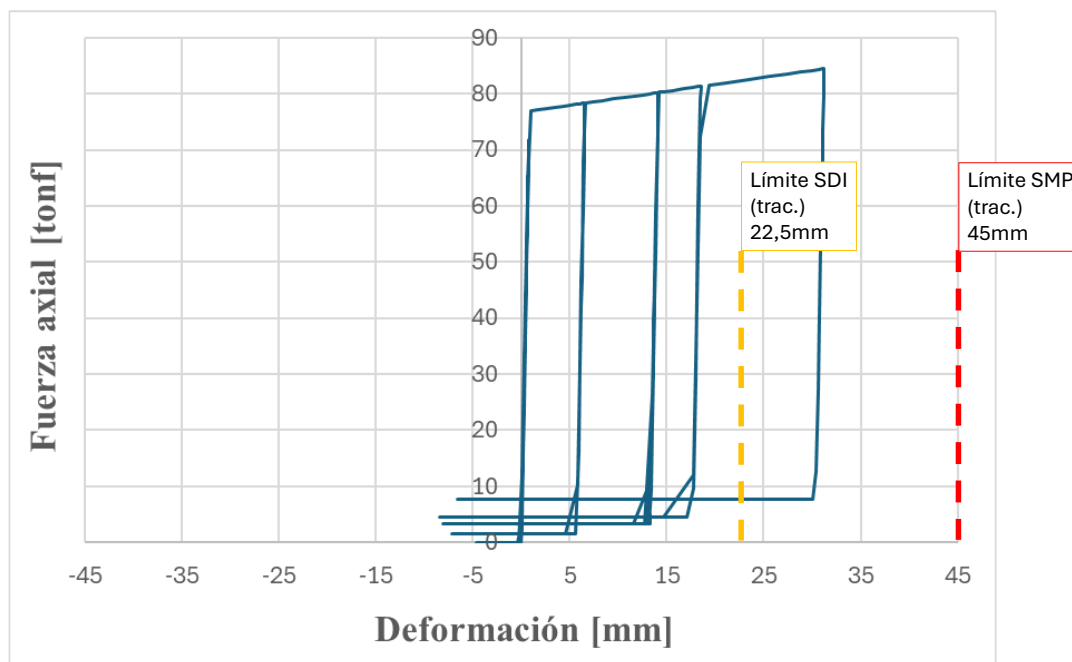


Figura V-24: Curva fuerza-deformación Link 165 registro STGOPENUEALTO (SMP)

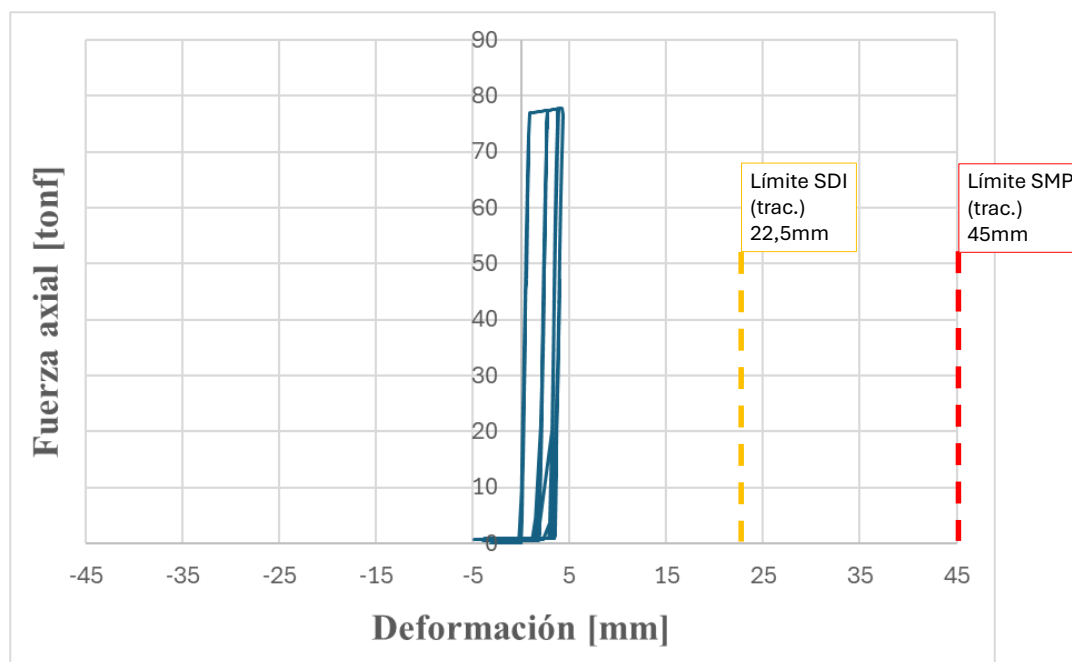


Figura V-25: Curva fuerza-deformación Link 166 registro STGOPENUEALTO (SMP)

Se observa que, para los casos más exigentes en cuanto a sollicitación de pernos de anclaje, todos los registros analizados cumplen con los límites de aceptación definidos en este documento, siendo mayores estos para el caso de las columnas perimetrales del eje resistente Y. Lo anterior es consistente con los factores de utilización obtenidos tanto en columnas como diagonales de estos ejes en la fase de diseño, siendo la zona más exigida en cuanto a porcentaje de utilización.

V.3.3 Desempeño columnas

Las columnas escogidas para el análisis son las siguientes:

- Frame 441 : Columna mesa de equipo, ejes C/4, $FU_{\text{diseño}} = 0,67$.
- Frame 723 : Columna eje sísmico resistente X, eje G, $FU_{\text{diseño}} = 0,54$.
- Frame 336 : Columna eje sísmico resistente Y, eje 2, $FU_{\text{diseño}} = 0,94$.

Los factores de utilización provenientes de los registros sísmicos, tanto SDI como SMP se presentan a continuación:

Tabla V-12: Factores de utilización de columnas para sismo SDI

	Frame 336	Frame 411	Frame 723
THNL-r1_475	0,59	0,45	0,62
THNL-r2_475	0,58	0,40	0,41
THNL-r3_475	0,92	0,68	0,39
THNL-r4_475	0,72	0,32	0,43
THNL-r5_475	0,47	0,41	0,56
THNL-r6_475	0,73	0,34	0,39
THNL-r7_475	0,70	0,48	0,46
THNL-r8_475	0,53	0,44	0,38
THNL-r9_475	0,64	0,52	0,62
THNL-r10_475	0,68	0,45	0,55
THNL-r11_475	0,70	0,50	0,53
THNL-r12_475	0,42	0,45	0,64
THNL-r13_475	0,56	0,41	0,60
THNL-r14_475	0,44	0,40	0,41

	Frame 336	Frame 411	Frame 723
THNL-r15_475	0,43	0,35	0,32
THNL-r16_475	0,58	0,43	0,63
THNL-r17_475	0,43	0,45	0,58
THNL-r18_475	0,41	0,34	0,49
THNL-r19_475	0,61	0,50	0,66
THNL-r20_475	0,68	0,49	0,54
THNL-r21_475	0,42	0,41	0,68
THNL-r22_475	0,48	0,44	0,67
THNL-r23_475	0,50	0,45	0,45
THNL-r24_475	0,39	0,45	0,48
THNL-r25_475	0,48	0,45	0,35
THNL-r26_475	0,80	0,83	0,72
THNL-r27_475	0,50	0,38	0,63
THNL-r28_475	0,53	0,41	0,43
THNL-r29_475	0,52	0,42	0,46
THNL-r30_475	0,55	0,48	0,60

Tabla V-13: Factores de utilización de columnas para sismo SMP

	Frame 336	Frame 411	Frame 723
THNL-r1_950	0,53	0,57	0,71
THNL-r2_950	0,50	0,63	0,81
THNL-r3_950	0,56	0,54	0,92
THNL-r4_950	0,64	0,55	0,75
THNL-r5_950	0,82	0,58	0,59
THNL-r6_950	0,81	0,61	0,84
THNL-r7_950	0,84	0,41	0,56
THNL-r8_950	0,51	0,42	0,66
THNL-r9_950	0,57	0,53	0,81
THNL-r10_950	0,78	0,58	0,77
THNL-r11_950	1,13	0,74	0,41
THNL-r12_950	0,48	0,40	0,67
THNL-r13_950	0,83	0,74	0,73
THNL-r14_950	0,69	0,49	0,60
THNL-r15_950	0,57	0,39	0,65
THNL-r16_950	0,74	0,78	0,96
THNL-r17_950	0,89	0,73	0,66
THNL-r18_950	0,64	0,59	0,65
THNL-r19_950	0,56	0,69	0,88
THNL-r20_950	0,56	0,51	0,41

	Frame 336	Frame 411	Frame 723
THNL-r21 950	0,83	0,59	0,80
THNL-r22 950	0,60	0,53	0,96
THNL-r23 950	0,85	0,68	0,97
THNL-r24 950	0,55	0,45	0,56
THNL-r25 950	0,54	0,48	0,81
THNL-r26 950	0,80	0,72	0,77
THNL-r27 950	0,96	0,77	0,72
THNL-r28 950	0,66	0,63	0,92
THNL-r29 950	0,47	0,75	0,70
THNL-r30 950	0,64	0,63	0,81

En promedio, para los sismos SDI y SMP, los factores de utilización para las columnas indicadas con respecto a lo obtenido de los registros son:

Tabla V-14: Comparación entre factores de utilización para columnas

	Frame 336	Frame 411	Frame 723
FU promedio SDI	0,57	0,45	0,52
FU promedio SMP	0,69	0,59	0,74
FU diseño	0,94	0,67	0,54

Y graficando en “boxplot”, se aprecia gráficamente los FU para cada caso:

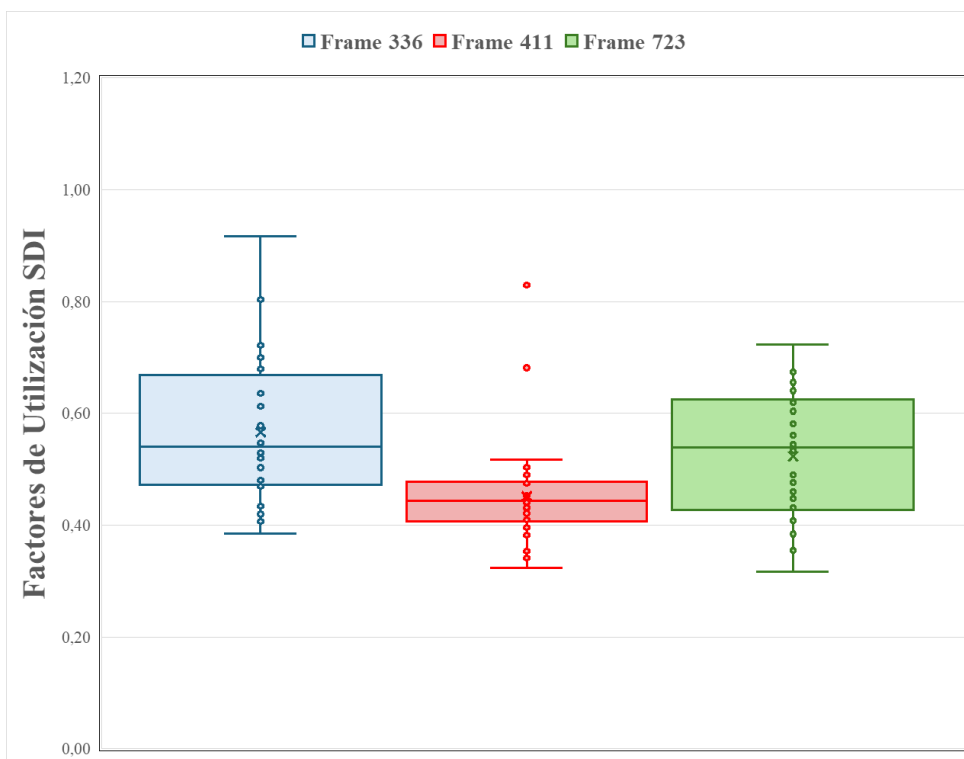


Figura V-26: Factores de utilización columnas para sismos SDI

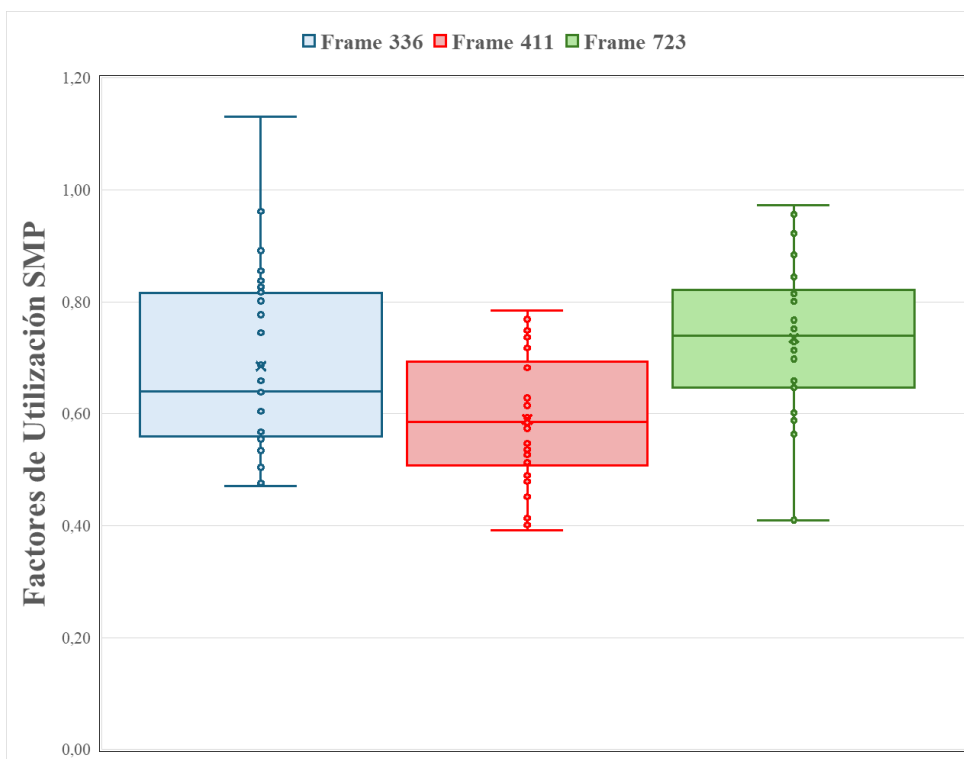


Figura V-27: Factores de utilización columnas para sismos SMP

Para estas columnas, se observa que los factores de utilización para sismo de diseño SDI, se encuentran aproximadamente entre 0.3 y 0.6, mientras que para sismo SMP, el rango aproximado está entre 0.4 y 1.0. A pesar de que existen registros para los cuales se obtiene un FU mayor que 1, el gran porcentaje de casos valida el diseño con los requerimientos de NCh2369:2023, demostrando que el diseño por fuerzas amplificadas es capaz de asegurar un comportamiento elástico en columnas.

VI. CONCLUSIONES

Este trabajo tuvo como objetivo evaluar el desempeño de una estructura industrial minera, diseñada según los lineamientos de la norma NCh2369:2023.

Una vez finalizado el diseño estructural, se sometió la estructura a un conjunto de 60 registros sísmicos reales, seleccionados para ser representativos del sitio de emplazamiento. De estos registros, 30 de ellos correspondieron a un sismo de diseño (SDI), el cual tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, y los otros 30 a sismos máximos (SMP), con probabilidad de excedencia del 5% en 50 años. Estos análisis fueron realizados considerando propiedades no lineales de los elementos en los que se desea exista incursión inelástica para disipar energía (pernos de anclaje y diagonales verticales).

VI.1 Desempeño columnas

Las columnas, al ser elementos controlados por fuerzas, fueron diseñadas utilizando el espectro sísmico amplificado, buscando que su comportamiento permaneciera en el rango elástico. Los análisis no lineales demostraron que los factores de utilización fueron menores a 1.0, logrando el objetivo de protección de estos elementos críticos. Lo anterior, confirma que el enfoque de diseño aplicado fue adecuado para proteger los elementos principales de la estructura, incluso ante sismos de alta intensidad (SMP)

VI.2 Desempeño pernos de anclaje

Los pernos de anclaje fueron diseñados como elementos fusibles, con el objetivo de disipar energía sísmica a través de deformaciones inelásticas y proteger los elementos estructurales principales como columnas y vigas. Los resultados indican que todos los pernos se mantuvieron dentro de los límites de deformación establecidos para ambos niveles de amenaza sísmica, cumpliendo esta función.

VI.3 Desempeño diagonales verticales

Con respecto a los arriostramientos verticales, el análisis demostró que la mayoría de las diagonales se comportaron adecuadamente frente a ambos niveles de amenaza, específicamente, las diagonales perimetrales en ambas direcciones y las diagonales de la mesa que soporta al equipo mecánico en la dirección longitudinal cumplieron los límites de deformación en compresión establecidos.

Sin embargo, las diagonales orientadas en la dirección transversal de la estructura de mesa del equipo mostraron, en un nivel, deformaciones que superan los límites de continuidad operacional para el caso de sismo de diseño y de protección de vida para el caso de sismo máximo. Esta sobredemanda puede deberse a una menor cantidad de diagonales en esa dirección para tomar las fuerzas sísmicas, generando concentración de esfuerzos en dichos elementos. Una posible solución para evitar este efecto es tener una distribución estructural más equilibrada y redundante, especialmente en zonas en las que se concentran las mayores masas, tales como el equipo mecánico. Por otra parte, si bien la solución propuesta es lo ideal, muchas veces no es posible agregar diagonales o elementos estructurales por las exigencias propias de los proyectos, tales como espacios de circulación, espacios libres para operación de equipos, entre otros.

VI.4 General

Este trabajo permite concluir que el enfoque de diseño propuesto por la NCh2369:2023 permite proteger elementos principales como vigas y columnas mediante otros elementos fusible que disipan energía sísmica. La estructura evaluada cumplió con los objetivos de desempeño para ambos niveles de amenaza, logrando una respuesta en su mayoría adecuada. El análisis también demuestra que, aunque la norma proporcione una base y un enfoque de diseño correcto, aspectos como la distribución más simétrica de elementos fusible, especialmente en zonas de concentración de masa, son también fundamentales para lograr un buen desempeño estructural

BIBLIOGRAFIA

INN – Instituto Nacional de Normalización (2023) *NCh2369Of.2023: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Santiago, Chile.

INN – Instituto Nacional de Normalización (2009) *NCh1537Of.2009: Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso*. Santiago, Chile.

INN – Instituto Nacional de Normalización (2010) *NCh3171:2010: Disposiciones generales y combinaciones de cargas*. Santiago, Chile.

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

AISC – American Institute of Steel Construction (2016) *Seismic provisions for structural steel buildings and commentary AISC 360-16*. Chicago, IL, USA.

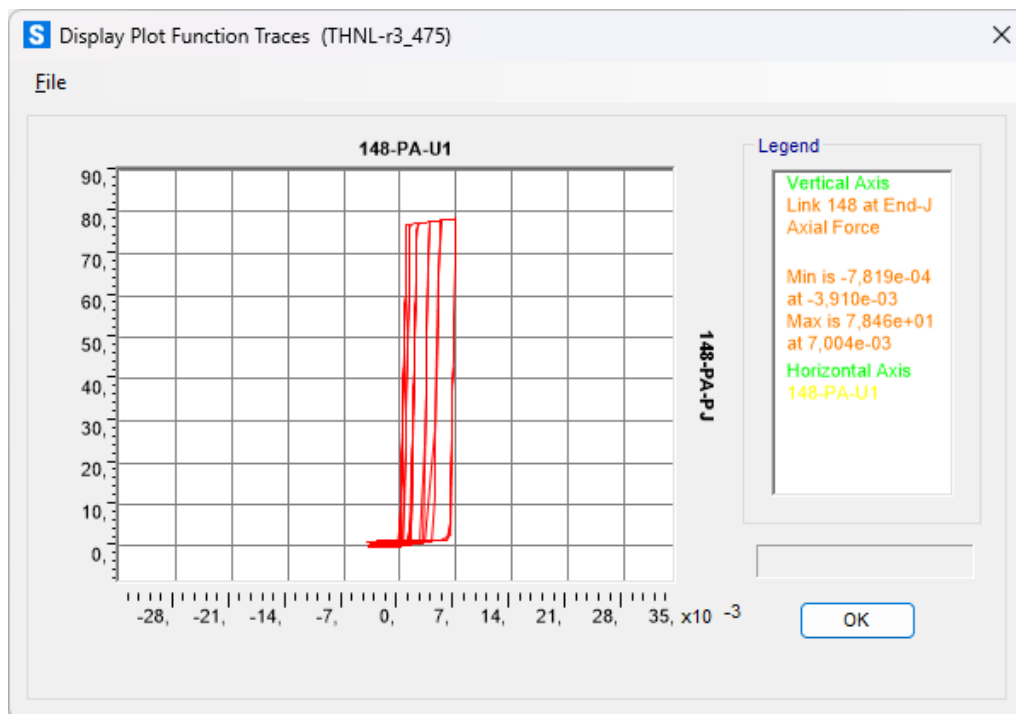
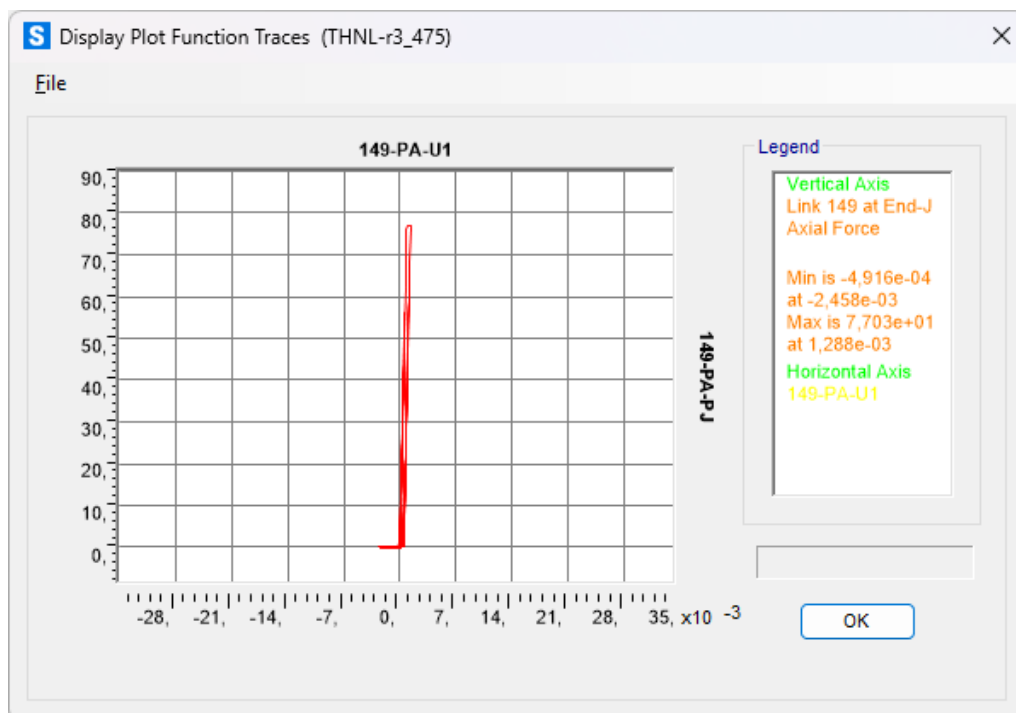
ASCE – American Society of Civil Engineers (2017) *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE 41-17*. Chicago, IL, USA.

MEDALLA, M., URZÚA, C., SILVA, R. (2023) *Marcos arriostrados NCh2369:2023 – Evaluación de Desempeño*. Viña del Mar, Chile.

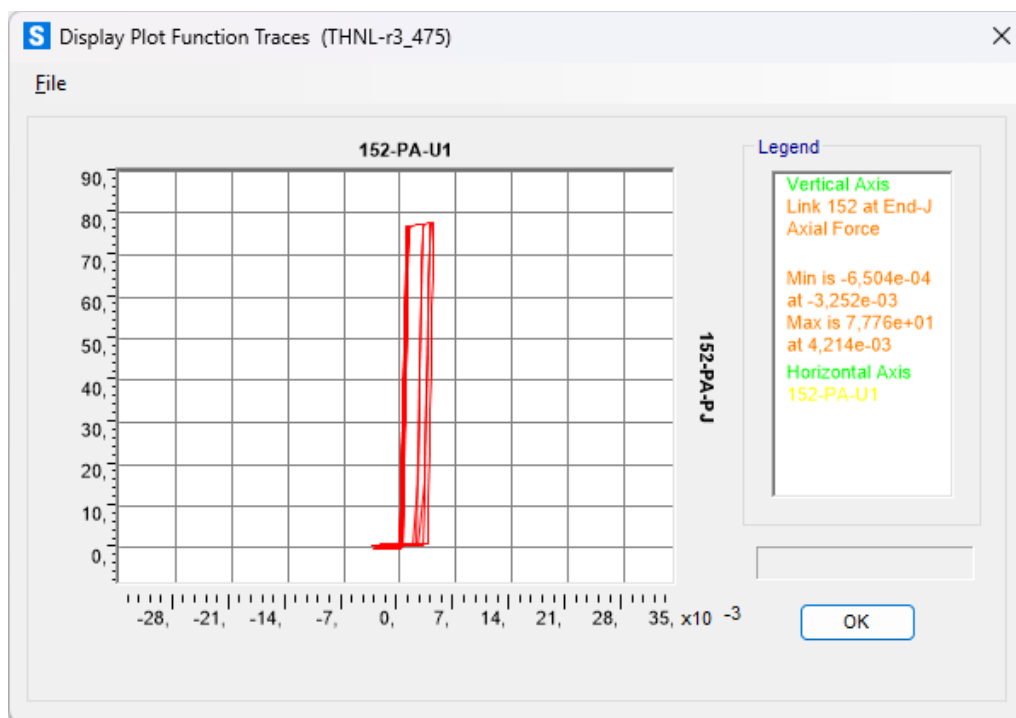
URZÚA, C. (2015) *Comparación del desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC*. Santiago, Chile.

ROJO, M. (2023) *Evaluación de los requisitos de la sección de análisis especiales de NCh2369:2023 en un edificio de minería no metálica*. Santiago, Chile.

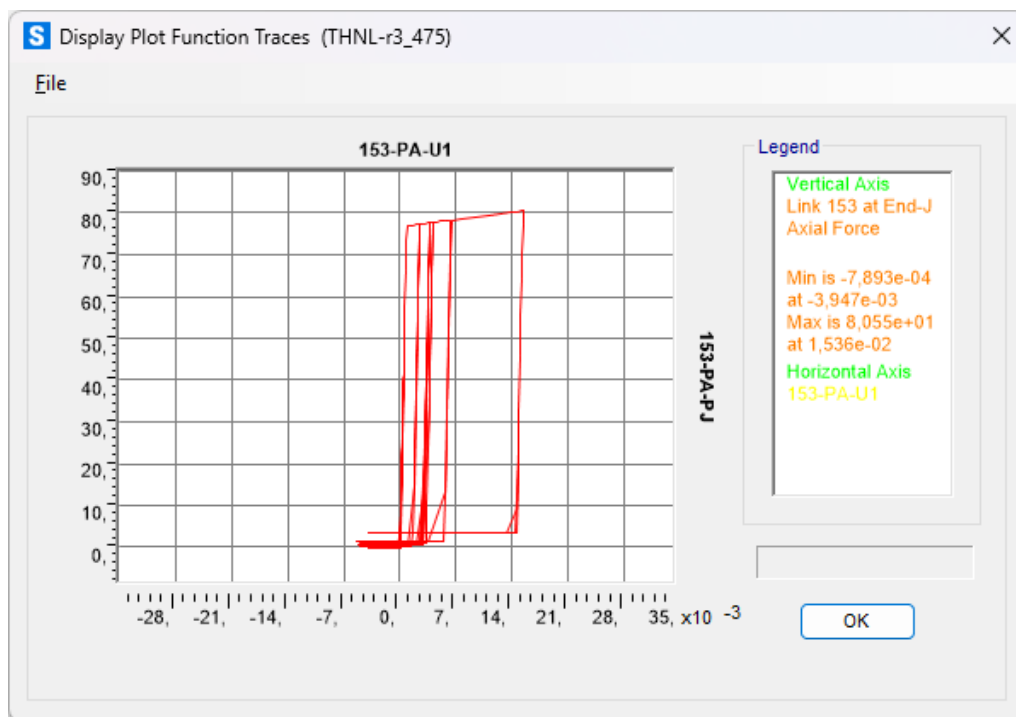
ANEXOS

ANEXO A: CURVAS HISTERÉTICAS PERNOS DE ANCLAJE**Link 148 – Registro Sismo de Diseño STGOMAIPU****Link 149 – Registro Sismo de Diseño STGOMAIPU**

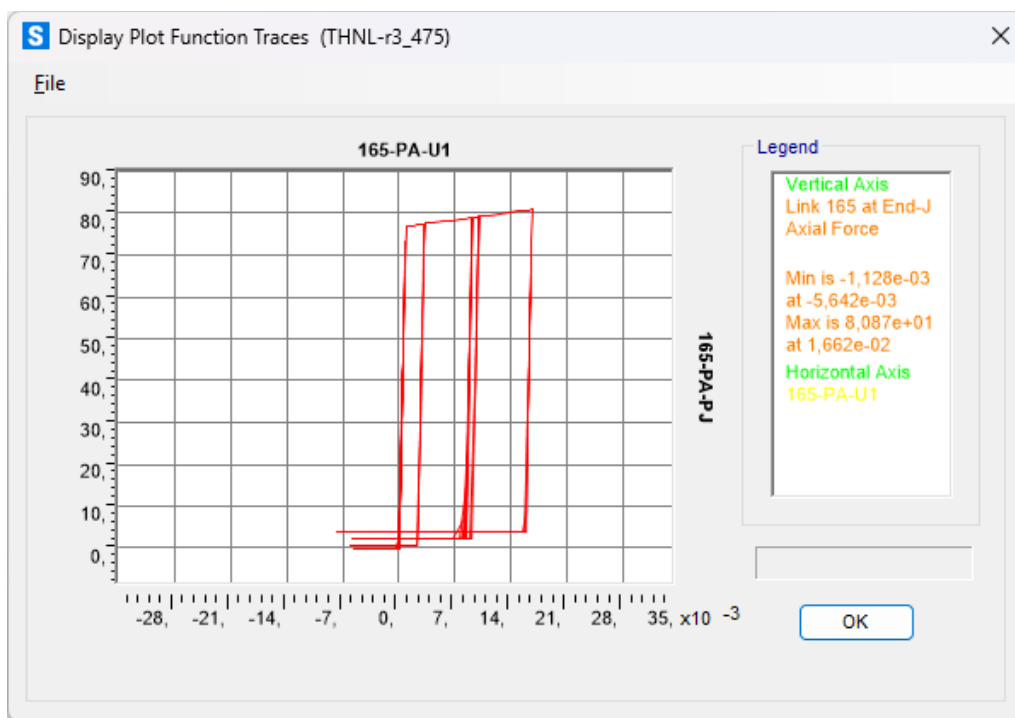
Link 152 – Registro Sismo de Diseño STGOMAIPU



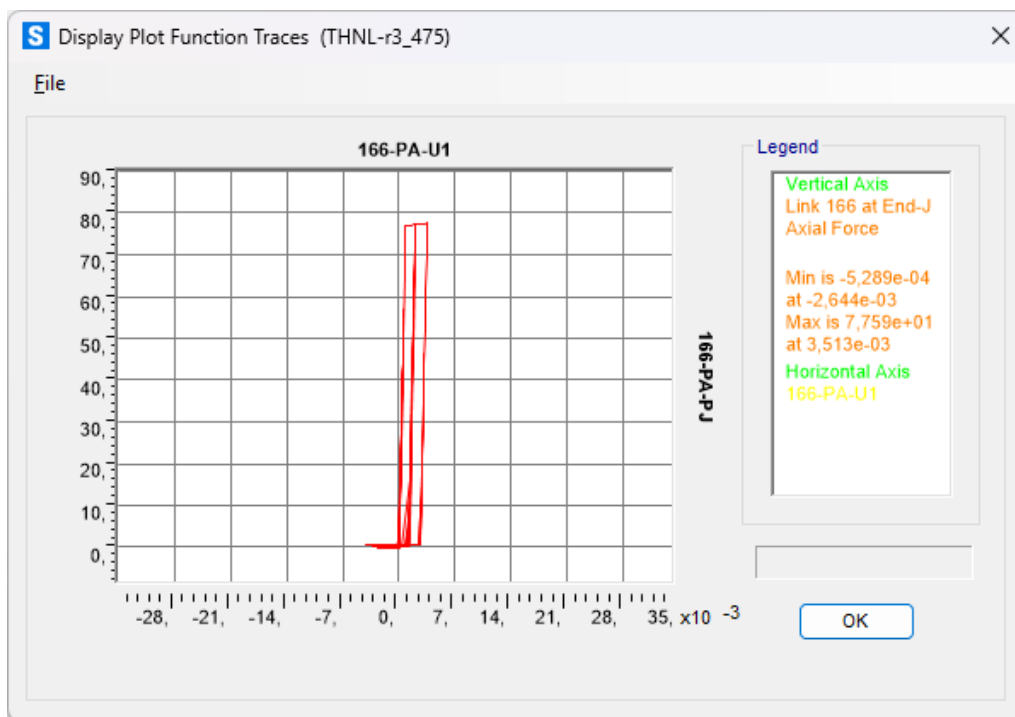
Link 153 – Registro Sismo de Diseño STGOMAIPU



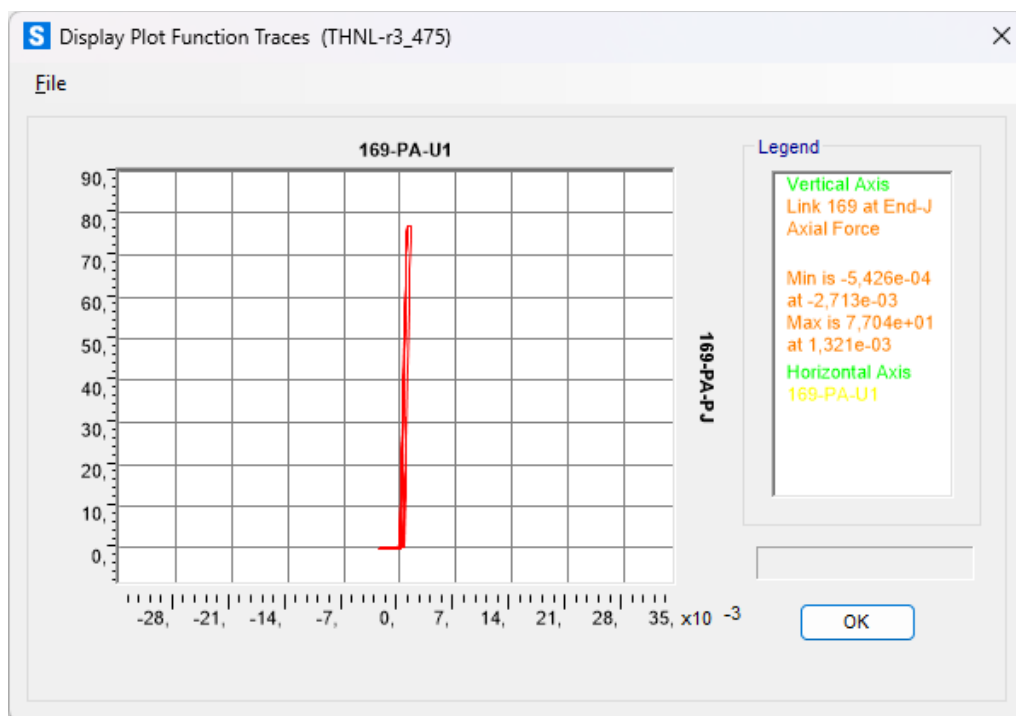
Link 165 – Registro Sismo de Diseño STGOMAIPU



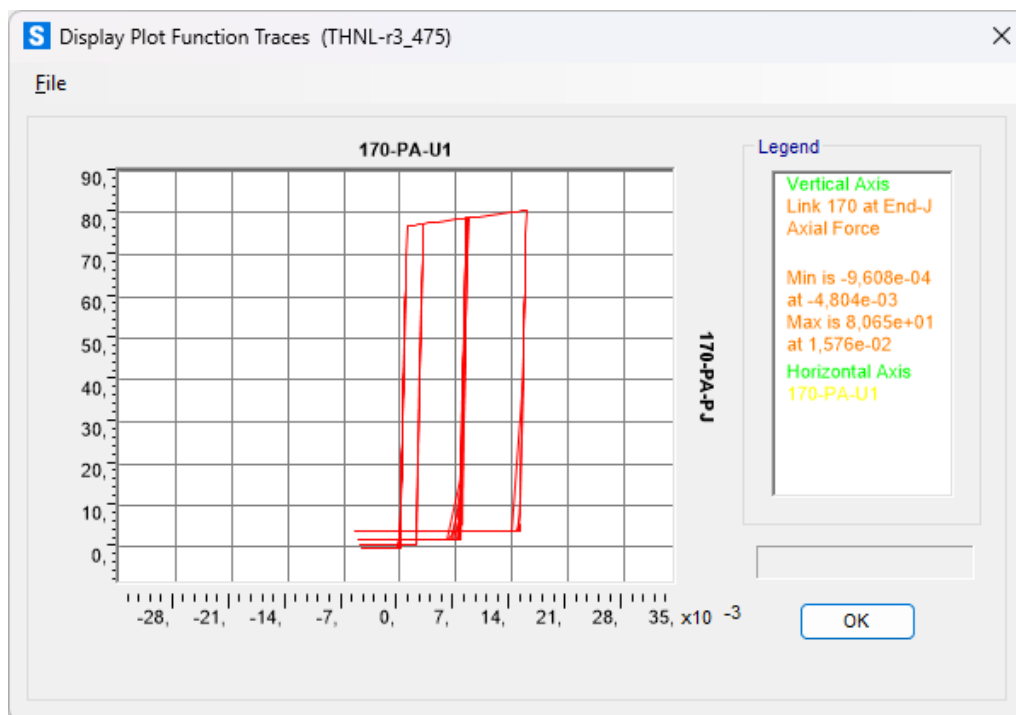
Link 166 – Registro Sismo de Diseño STGOMAIPU



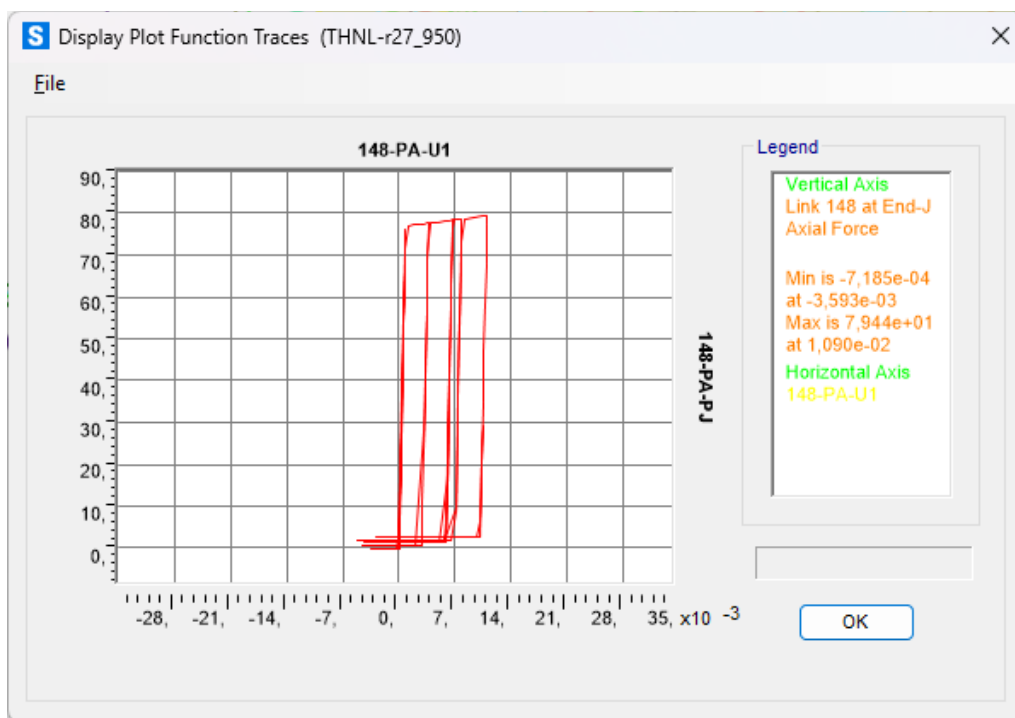
Link 169 – Registro Sismo de Diseño STGOMAIPU



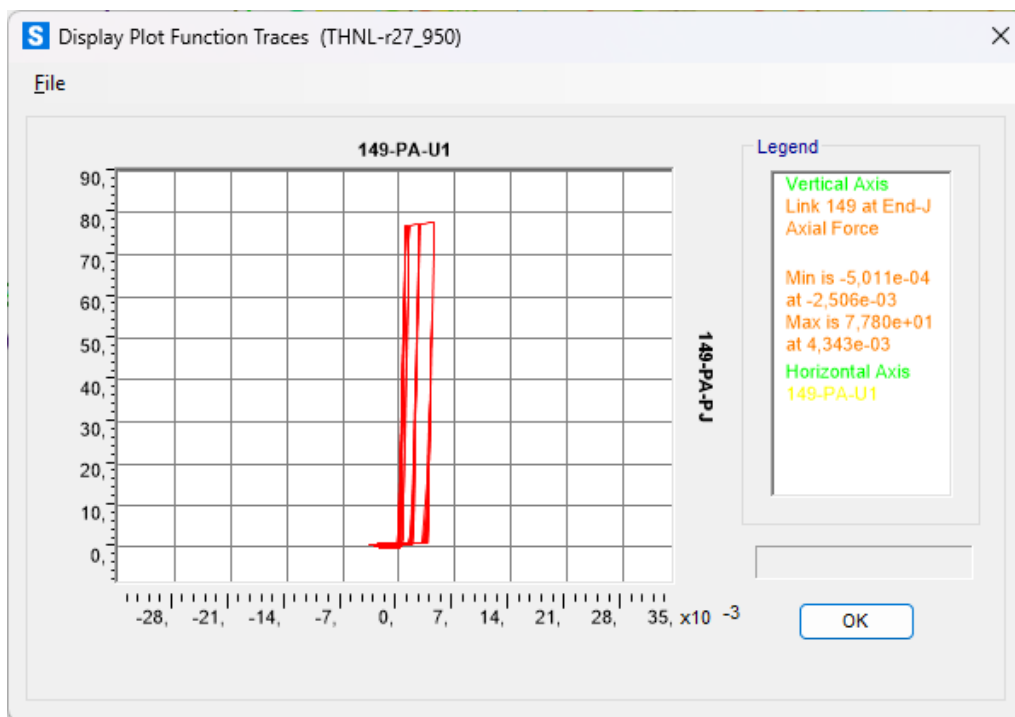
Link 170 – Registro Sismo de Diseño STGOMAIPU



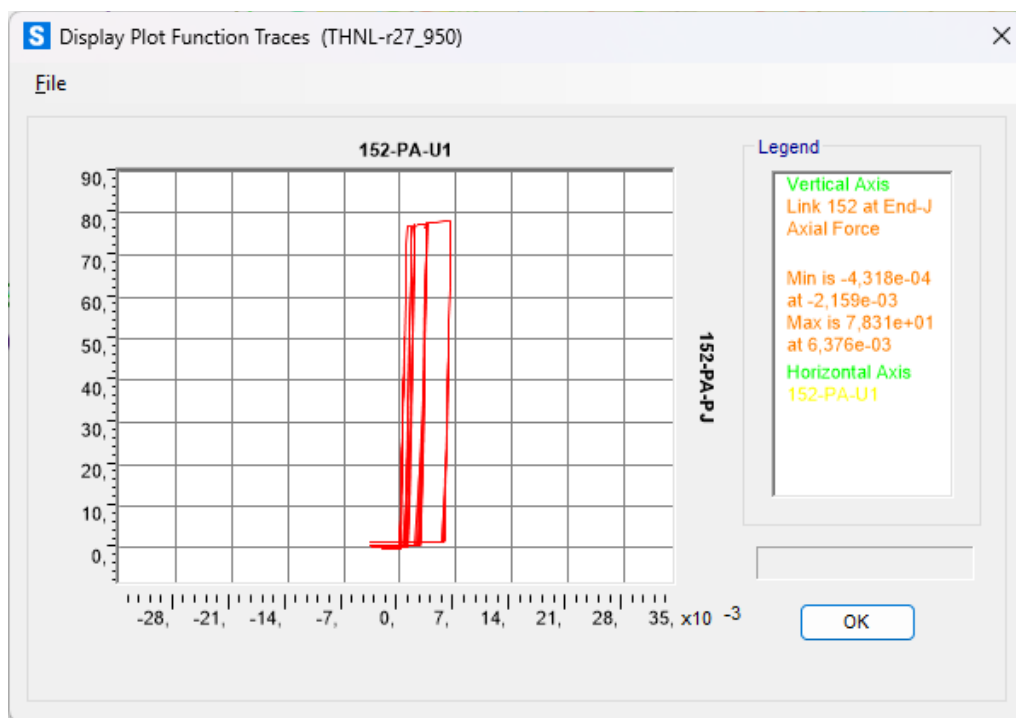
Link 148 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO



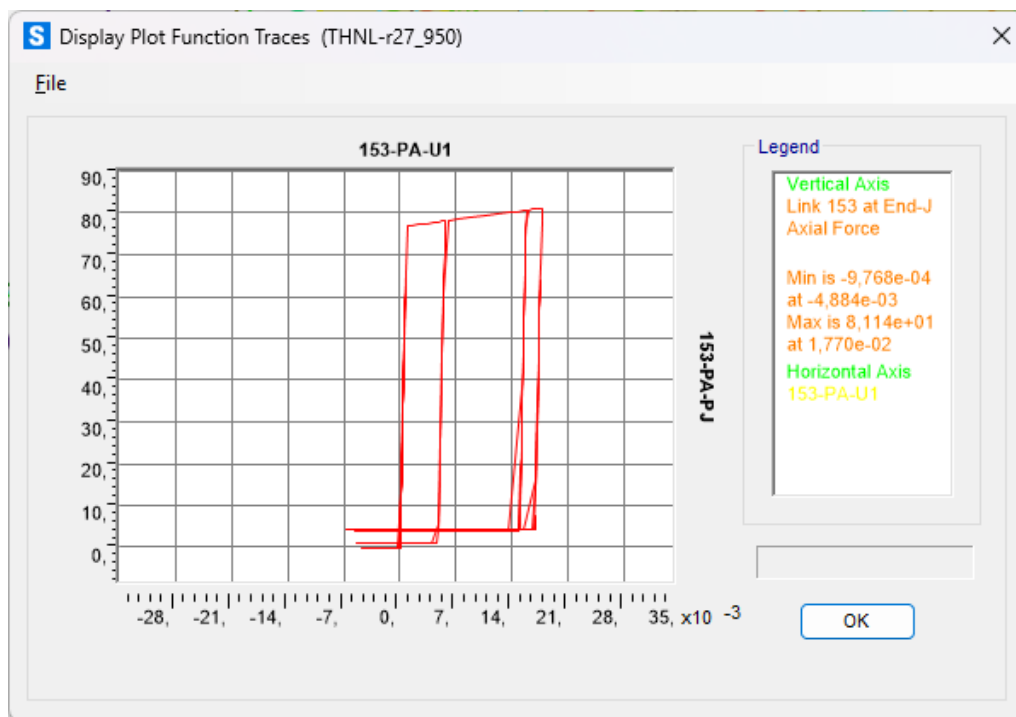
Link 149 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO



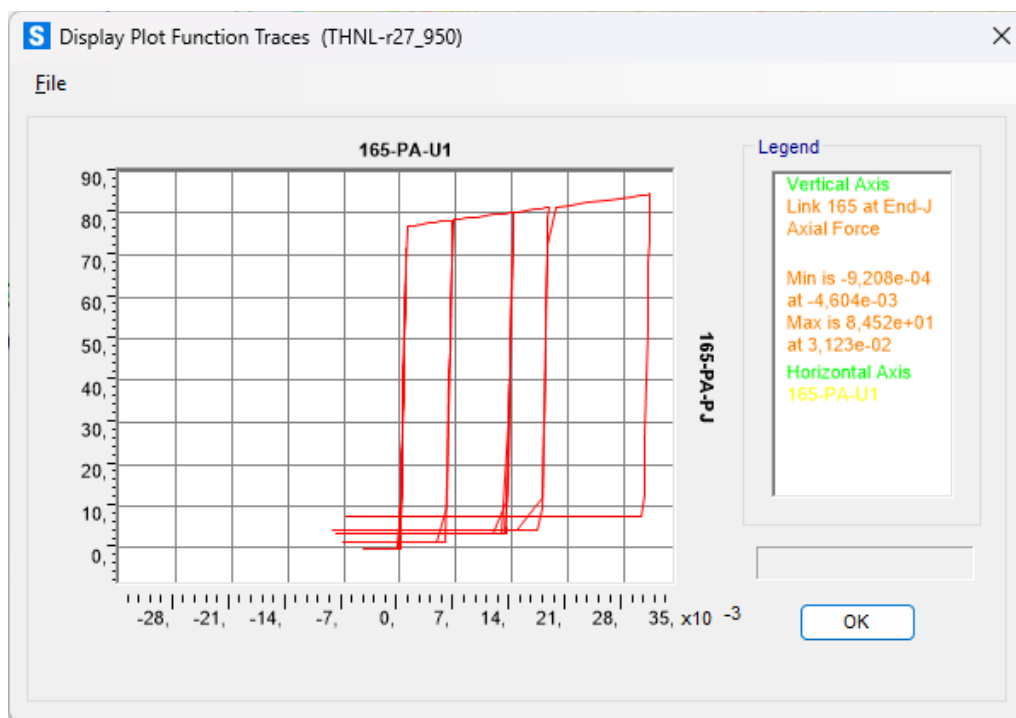
Link 152 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO



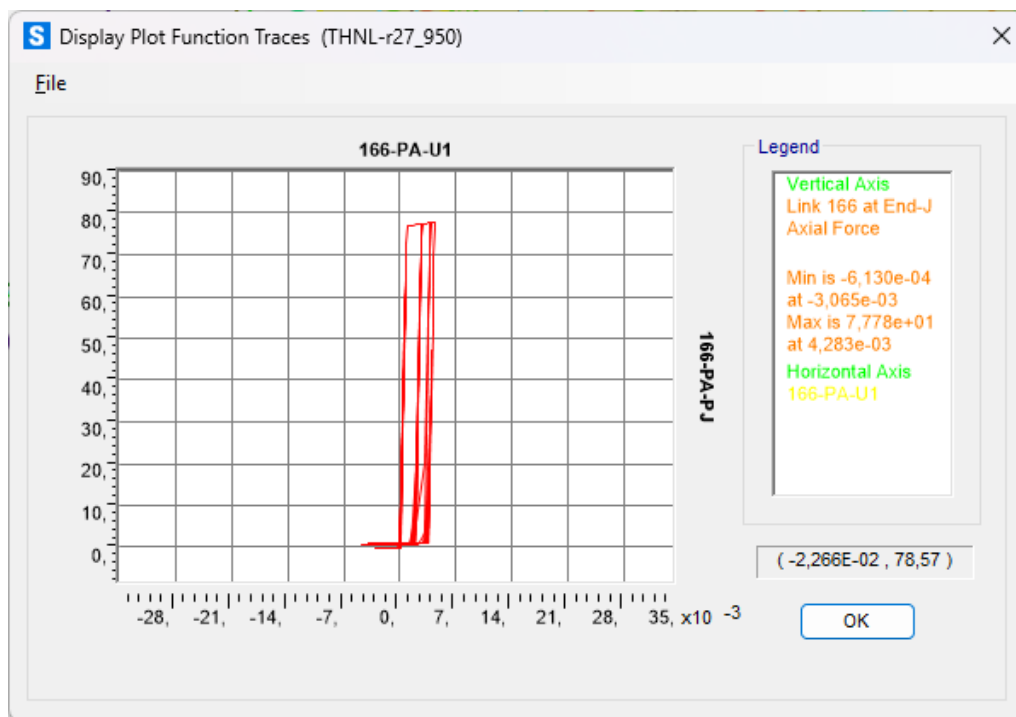
Link 153 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO



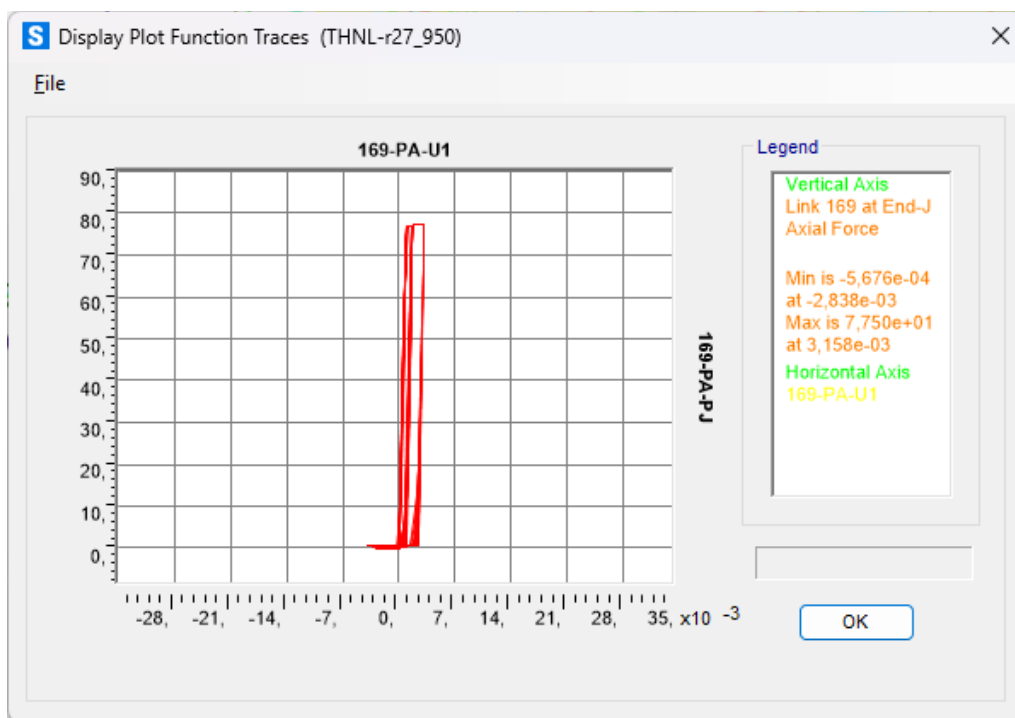
Link 165 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO



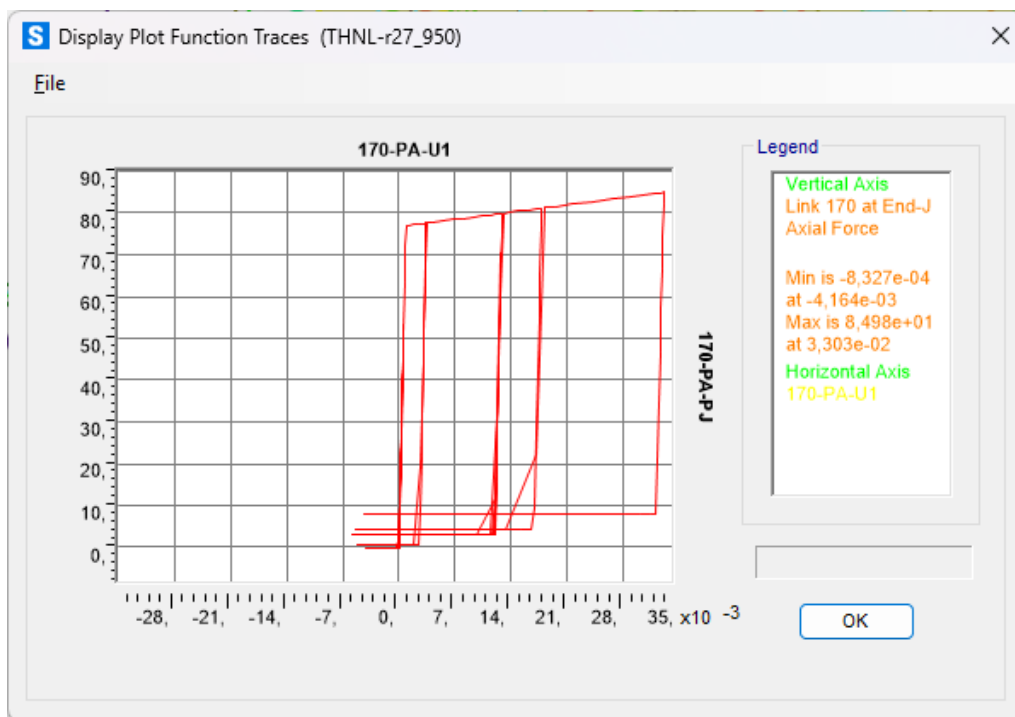
Link 166 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO

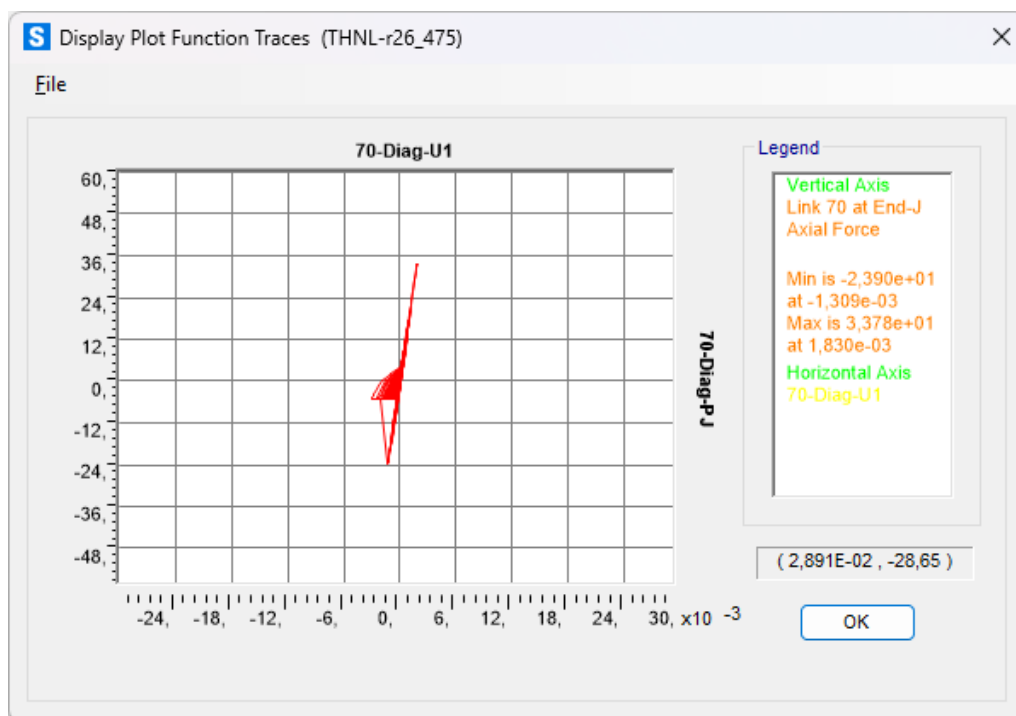
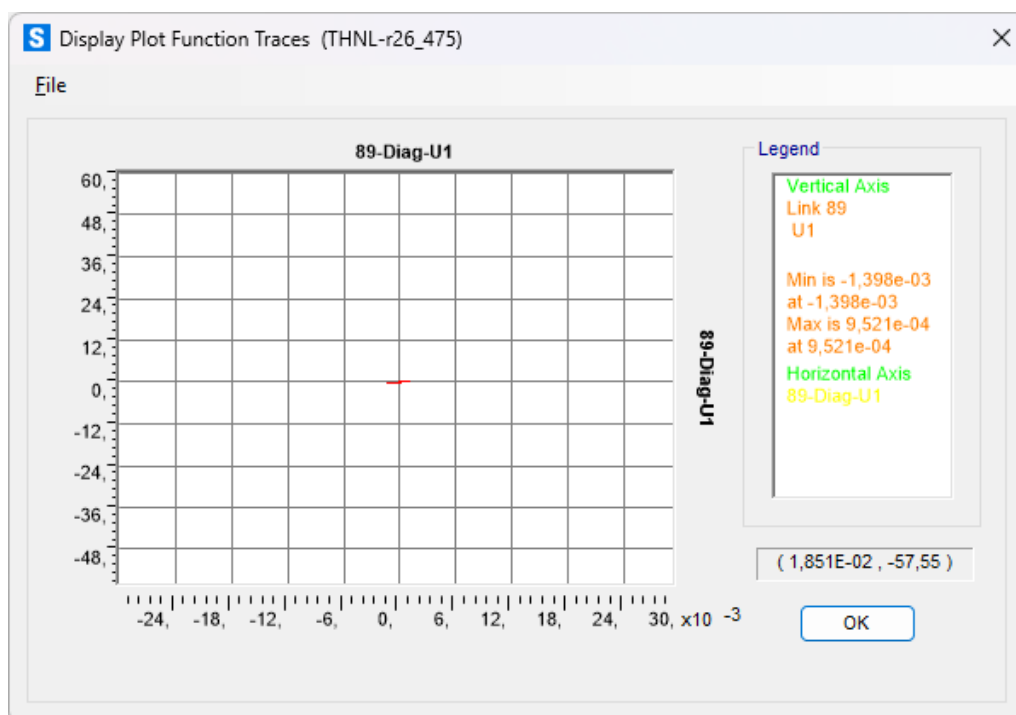


Link 169 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO

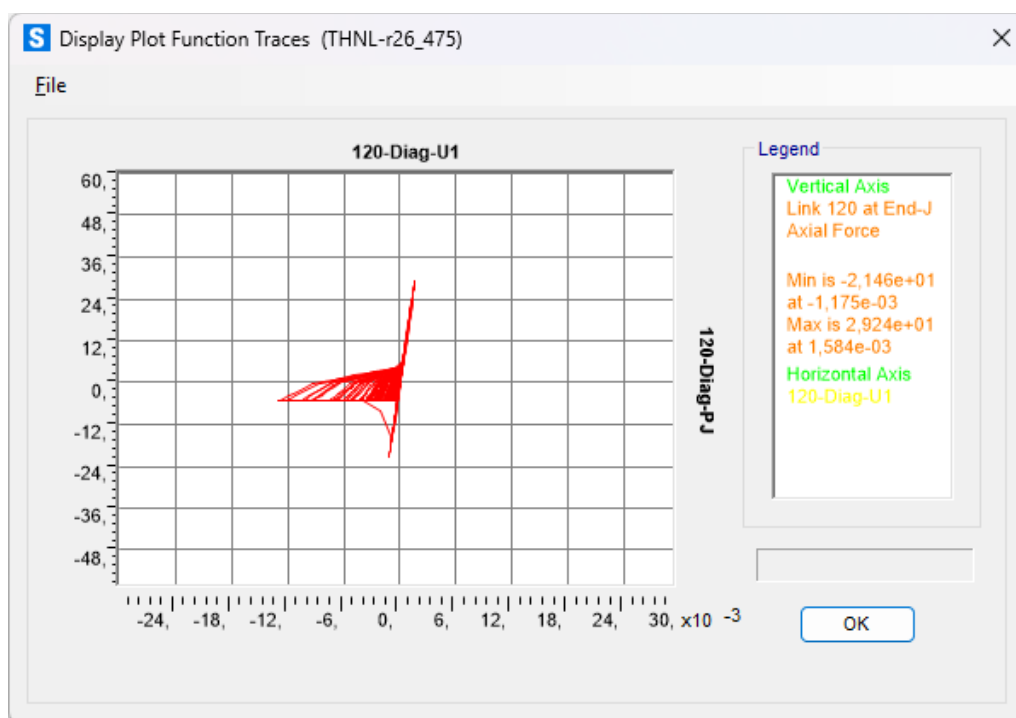


Link 170 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO

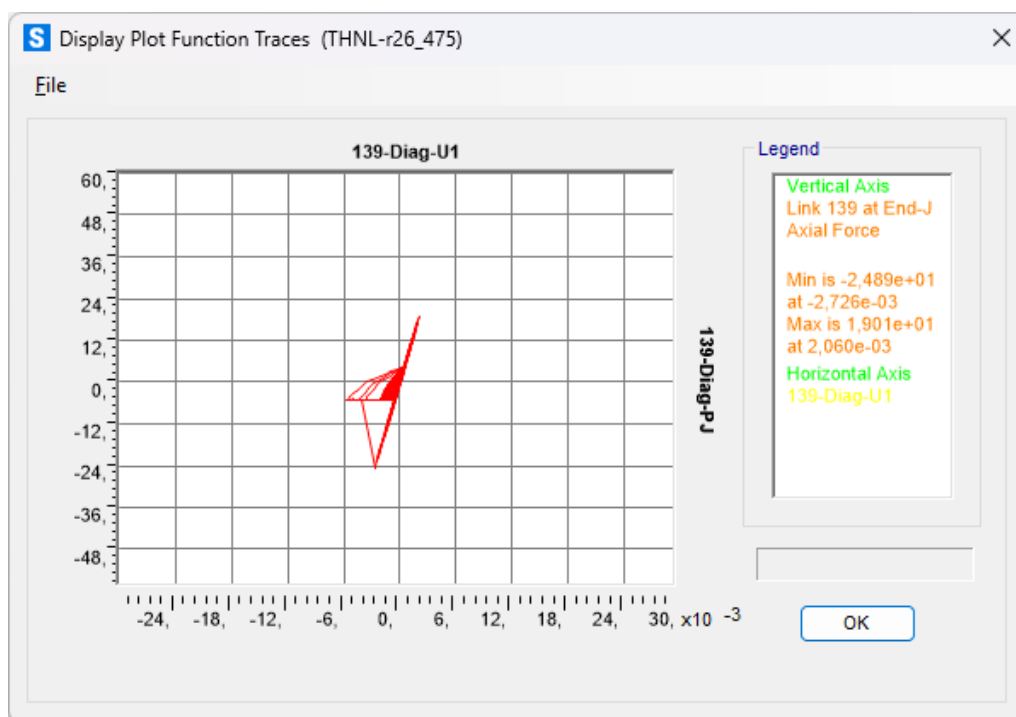


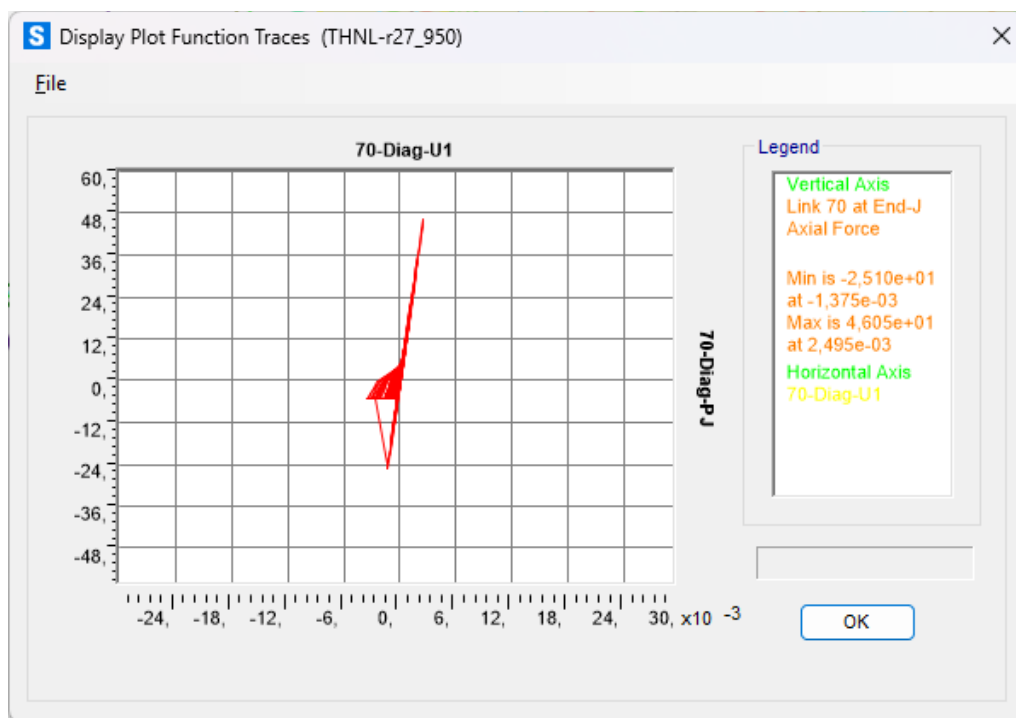
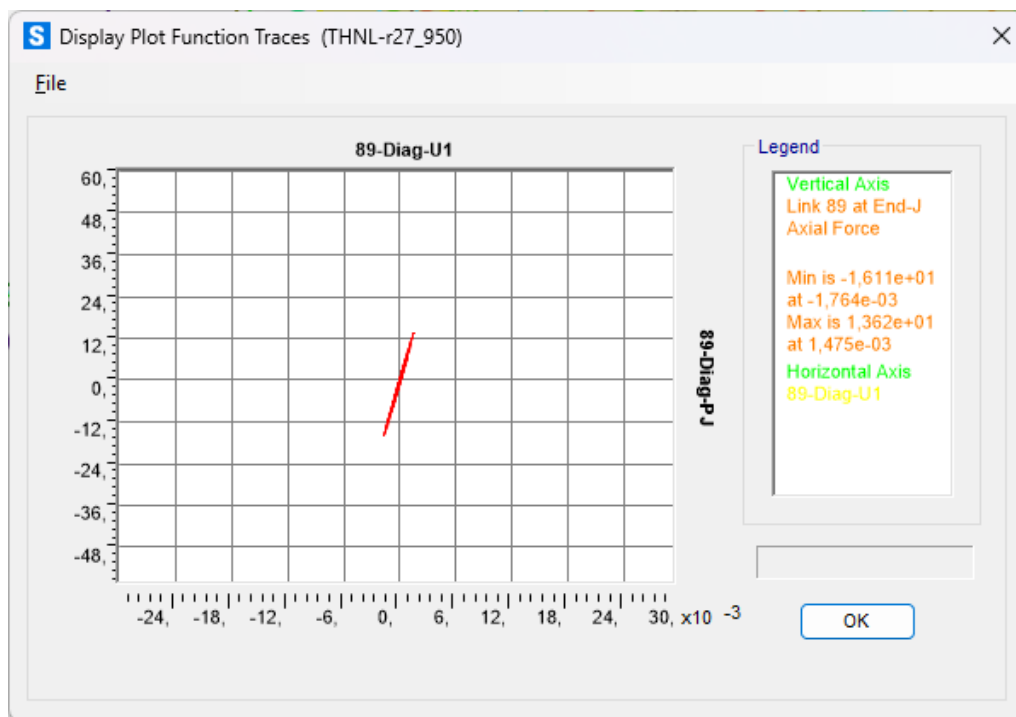
ANEXO B: CURVAS HISTERÉTICAS DIAGONALES VERTICALES**Link 70 – Registro Sismo de Diseño GO04****Link 89 – Registro Sismo de Diseño GO04**

Link 120 – Registro Sismo de Diseño GO04

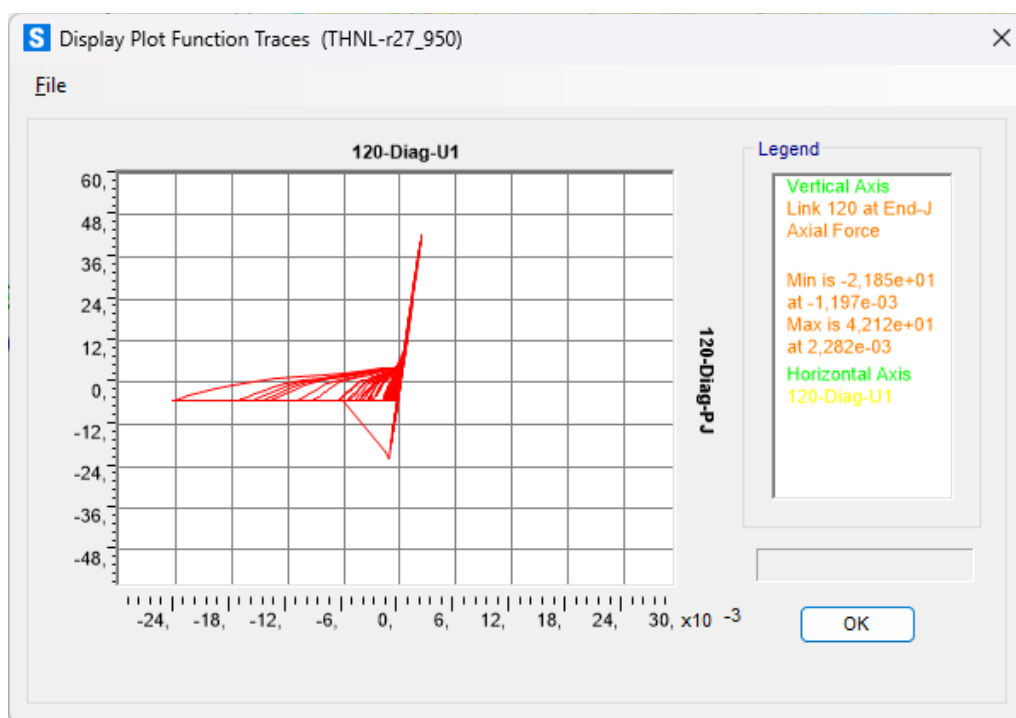


Link 139 – Registro Sismo de Diseño GO04



Link 70 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO**Link 89 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO**

Link 120 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO



Link 139 – Registro Sismo Máximo STGOPUENTEALTO

