



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO DE FLOTACIÓN
NEUMÁTICA SEGÚN NCh2369 2023.**

POR

Francisco Javier Fuentealba Bizama

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía

Rodrigo Silva Muñoz

Profesional Supervisor

Víctor Aguilar Vidal

Marzo 2024

Concepción (Chile)

© 2024 Francisco Javier Fuentealba Bizama

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a mis padres, por el apoyo, el cariño recibido y por ser mi principal fuente de motivación. También a mis hermanos por facilitarme la vida los primeros años de universidad cuando llegaba cansado a casa.

A mis amigos Brian, Patricio, Seba y Parrita, por los innumerables trabajos realizados juntos, por ponerme al día siempre, y sobre todo por la compañía y los buenos momentos.

A mis tías Ana y Nena por facilitarme la estadía durante estos años, además del cariño recibido, siempre me sentí como en casa.

Gracias totales.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a SIBER-RISK project: Simulation Based Earthquake Risk and Resilience of Interdependent Systems and Networks ANID/FONDECYT/1170836 por la base de datos entregada de terremotos fuertes ocurridos en territorio nacional.

Al profesor Rodrigo Silva, por permitirme ser uno de sus memoristas, por las consultas realizadas y obviamente los conocimientos entregados en clases a lo largo de estos años.

A los profesores Cristián Urzúa y Miguel Medalla, por su buena disposición y los aprendizajes que he obtenido en este último tiempo con respecto al caso en estudio.

RESUMEN

Los terremotos forman parte de la identidad colectiva del país, pero a diferencia de otros desastres naturales existentes en Chile, existe una cultura sísmica muy alta por parte de la sociedad. La manera en que se enfrentan los potenciales daños de estos es a través de la aplicación de normas sismorresistentes, siendo la NCh 2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” la norma que da los estándares mínimos para el diseño de estructuras de carácter industrial. La primera edición de esta fue en el año 2003, pero con los avances tecnológicos, descubrimientos y las experiencias sísmicas posteriores a su implementación hacen posible la actualización de esta, siguiendo eso sí la misma filosofía de diseño que ha imperado incluso antes de su creación, es decir un diseño basado en la sobrerresistencia y esperando hacer uso lo menos posible de la ductilidad.

En primera instancia se realiza un diseño lineal de la estructura, en el cual se verán reflejados las nuevas disposiciones de la norma, tales como la incorporación de un factor de amplificación para las cargas sísmicas reducidas para los elementos no considerados fusibles, una nueva forma espectral y cambios en los límites de compacidad. Los cambios incorporados en la nueva norma se verán reflejados en aumentos de masas en determinados perfiles, como lo son las columnas sísmicas, diseñadas ahora con sismo amplificado.

Sin embargo, el principal objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de la estructura, en este caso un Edificio de Flotación Neumática, constituido en base a un sistema mixto de marcos arriostrados en el primer nivel y marcos rígidos a partir del segundo nivel. El desempeño se evaluará mediante lo dictado por la norma y se realizará mediante un análisis no lineal de tiempo-historia, donde se considerará la no linealidad de los pernos, arriostramientos y las vigas, mediante rótulas plásticas. Se considerarán 2 niveles de demanda sísmica: nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo posible (SMP).

El desempeño sísmico arrojó una sobrerresistencia levemente por debajo de la proyectada por el diseño lineal. Esto debido a que tanto las columnas, como los arriostramientos fueron diseñados en lo posible con factores de utilización altos, además los pernos de los anclajes principales también están diseñados al límite, por lo que esta situación era esperable. El uso de ductilidad por parte de la estructura demostró ser bajo, un resultado esperado si se tiene en consideración la estructuración de esta, es decir, columnas sísmicas diseñadas para mantenerse en el rango elástico y la existencia de arriostramientos que ayudan a disipar energía únicamente en el primer nivel del edificio.

ABSTRACT

Earthquakes are part of the country's collective identity, but unlike other natural disasters in Chile, there is a very high seismic culture in society. The way potential damages are addressed is through the application of seismic-resistant standards, with NCh 2369 "Seismic Design of Industrial Structures and Installations" being the norm that sets the minimum standards for the design of industrial structures. The first edition was in 2003, but technological advances, discoveries, and seismic experiences since its implementation make it possible to update it, following the same design philosophy that has prevailed even before its creation, namely a design based on over-resistance and aiming to use ductility as little as possible.

Initially, a linear design of the structure is carried out, reflecting the new provisions of the norm, such as the incorporation of an amplification factor for reduced seismic loads for non-fusible elements, a new spectral shape, and changes in compactness limits. The changes incorporated in the new norm will be reflected in increases in masses in certain profiles, such as seismic columns, now designed with amplified seismicity.

However, the main objective of this work is to evaluate the seismic performance of the structure, in this case, a Pneumatic Flotation Building, based on a mixed system of braced frames at the first level and rigid frames from the second level. The performance will be evaluated according to the norm and will be carried out through a nonlinear time-history analysis, where the nonlinearity of bolts, bracings, and beams will be considered using plastic hinges. Two levels of seismic demand will be considered: design level (SDI) and maximum possible seismic level (SMP).

The seismic performance showed an over-resistance slightly below that projected by the linear design. This is because both the columns and the bracings were designed as much as possible with high utilization factors, and the bolts of the main anchors are also designed to the limit, so this situation was expected. The use of ductility by the structure proved to be low, an expected result considering its structure, i.e., seismic columns designed to remain in the elastic range and the existence of bracings that help dissipate energy only at the first level of the building.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes históricos	1
1.2. Motivación.....	3
1.3. Objetivos.....	4
1.3.1. Objetivo general.....	4
1.3.2. Objetivos específicos	4
1.4. Edificio de Flotación Neumática	5
1.5. Organización del trabajo.....	6
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA.....	8
2.1. Diseño de estructuras de acero industriales en Chile.....	8
2.2. Cambios normativos	8
2.2.1. Nuevas Disposiciones	9
2.2.2. Capítulo 5: Análisis sísmico	9
2.2.3. Capítulo 6: Deformaciones sísmicas.....	9
2.2.4. Capítulo 8: Estructuras de acero	10
2.2.5. Capítulo 9: Estructuras de hormigón	11
2.3. Diseño lineal	11
2.3.1. Verificación de resistencia estructural	11
2.3.2. Verificación de serviciabilidad	12
2.4. Análisis no lineal	12
2.4.1. Modelo no lineal de arriostramientos verticales	19
2.4.2. Modelo no lineal de rótulas plásticas para vigas pertenecientes a MRM	23
2.4.3. Modelo no lineal anclaje estructura-fundación.....	25

CAPÍTULO 3. DISEÑO LINEAL	27
3.1. Materiales	27
3.2. Estados de carga	27
3.2.1. Carga muerta.....	27
3.2.2. Carga viva	28
3.2.3. Carga de viento	28
3.2.4. Carga sísmica	28
3.2.5. Resumen cargas.....	31
3.3. Combinaciones de carga	31
3.4. Verificación esbeltez global y local.....	33
3.5. Verificación serviciabilidad.....	33
3.5.1. Verificación deflexiones	33
3.5.2. Verificación drift sísmico.....	34
3.6. Verificación resistencia estructural.....	35
3.7. Detalle anclaje estructura-fundación	36
CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURAS	39
4.1.1. Deformación arriostramientos.....	39
4.1.2. Rotación rotulas plásticas vigas	44
4.1.3. Elongación pernos de anclaje.....	47
4.1.4. Histéresis.....	48
4.1.5. Energía disipada.....	50
4.1.6. Drift sísmico.....	51
4.1.7. Factor de utilización columnas sísmicas	54
4.1.8. Factores de desempeño sísmico	55
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES	60

REFERENCIAS	61
ANEXO A. CARGAS Y SECCIONES ESTRUCTURA.....	64
A.1. Cargas de diseño	64
ANEXO B. VERIFICACIÓN RESISTENCIA	74
B.1. Cargas reducidas.	74
B.2. Cargas sísmicas reducidas amplificadas por 0.7R1.	79
ANEXO C. AMENAZA SÍSMICA.....	84
ANEXO D. MODELAMIENTO NO LINEAL	91
D.1. Arriostramientos verticales	91
D.2. Rótulas plásticas vigas	93
D.3. Pernos de anclaje	95
ANEXO E. REGISTROS SISMICOS.....	96
ANEXO F. CONEXIONES.....	98
F.1. Conexiones	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Falla arriostramiento por bloque de corte. (Montecinos, 2012)	3
Figura 1.2. Rotura pernos de anclajes. (Montecinos, 2012).....	3
Figura 1.3. Falla típica de pedestal. (Montecinos, 2012)	4
Figura 1.4. Pandeo local y global arriostramiento XL. (Montecinos, 2012)	4
Figura 1.5. Vista frontal Edificio de Flotación Neumática.	6
Figura 2.1. Esquema indicativo de cargas de diseño para miembros según comportamiento esperado. (Adaptado de Ortiz, 2023).....	12
Figura 2.2. Bracketed duration en las tres componentes de registro sísmico.	13
Figura 2.3. Definición de función Ramp en software.	15
Figura 2.4. Peso sísmico con caso FNA.....	15
Figura 2.5. Incorporación de registros sísmicos en caso no lineal FNA a partir de cargas gravitacionales.....	16
Figura 2.6. Incorporación de registros sísmicos para caso de carga lineal modal.	16
Figura 2.7. Parámetros de modelación de y criterios de aceptación para diagonales según ASCE 41-17. (Fuente: ASCE, 2017).	18
Figura 2.8. Criterios de aceptación para vigas según ASCE 41-17. (Fuente: ASCE, 2017).	18
Figura 2.9. Zona de rótula plástica en plancha gusset para pandeo de arriostramiento fuera del plano. (Fuente: Astaneh-Asl et al, 2006)	20
Figura 2.10. Curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales. .	21
Figura 2.11. Curva histerética para modelo tipo pivot para arriostramientos verticales.....	22
Figura 2.12. Curva envolvente monotónica paramétrica de la rótula plástica.	23
Figura 2.13. Esquema real pernos de anclaje (izquierda) y esquema a utilizar en software (derecha). (Adaptado de Urzua, 2015).	25
Figura 2.14. Curva envolvente fuerza-deformación para pernos de anclaje. (Urzua, 2015)	26
Figura 3.1. Espectro de diseño norma NCh2369 2023.	30
Figura 3.2. Visualización vigas principales V1 y V2 en plataforma.	34
Figura 3.3. Drift de entrepiso para dirección X.	34
Figura 3.4. Drift de entrepiso para dirección Y.	35
Figura 3.5. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.	35
Figura 3.6. Factores de utilización en columnas para cargas sísmicas reducidas amplificadas por 0.7R1.	36
Figura 3.7. Disposición y nomenclatura de anclajes.....	37
Figura 3.8. Detalle de anclaje típico de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente.	38

Figura 4.1. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos en dirección X para nivel SDI.	40
Figura 4.2. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos en dirección X para nivel SDI.	40
Figura 4.3. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos en dirección X para nivel SMP.	41
Figura 4.4. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos en dirección X para nivel SMP.	41
Figura 4.5. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos en dirección Y para nivel SDI.	42
Figura 4.6. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos en dirección Y para nivel SDI.	43
Figura 4.7. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos en dirección Y para nivel SMP.	43
Figura 4.8. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos en dirección Y para nivel SMP.	44
Figura 4.9. Rotación normalizada de rótulas plásticas para marcos en dirección X para nivel SDI.	45
Figura 4.10. Rotación normalizada de rótulas plásticas para marcos en dirección X para nivel SMP.	45
Figura 4.11. Rotación normalizada de rótulas plásticas para marcos en dirección Y para nivel SDI.	46
Figura 4.12. Rotación normalizada de rótulas plásticas para marcos en dirección Y para nivel SMP.	46
Figura 4.13. Elongación porcentual de pernos según anclajes para nivel SDI.	47
Figura 4.14. Elongación porcentual de pernos según anclajes para nivel SMP.	48
Figura 4.15. Curva de histéresis del arriostramiento ARR_XZ_1 para el Registro 6 del nivel SDI.	49
Figura 4.16. Curva de histéresis del arriostramiento ARR_XZ_1 para el Registro 8 del nivel SMP.	49
Figura 4.17. Curva de histéresis de los pernos A1_PERNOS para el Registro 9 del nivel SDI.	49
Figura 4.18. Curva de histéresis de los pernos A1_PERNOS para el Registro 10 del nivel SMP.	49
Figura 4.19. Energía disipada y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SDI.	50
Figura 4.20. Energía disipada y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SMP.	51
Figura 4.21. Drift de entre piso en dirección X para nivel SDI.	52
Figura 4.22. Drift de entre piso en dirección Y para nivel SDI.	52
Figura 4.23. Drift de entre piso en dirección X para nivel SMP.	53
Figura 4.24. Drift de entre piso en dirección Y para nivel SMP.	53
Figura 4.25. Factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SDI.	54

Figura 4.26. Factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SMP.....	55
Figura 4.27. Factor de modificación de la respuesta por ductilidad para los registros de a nivel SDI.	56
Figura 4.28. Sobrerresistencia para los registros de nivel SDI.	56
Figura 4.29. Factor de reducción de la respuesta para registro de nivel SDI.....	57
Figura 4.30. Factor de modificación de la respuesta por ductilidad para los registros de a nivel SMP.	58
Figura 4.31. Sobrerresistencia para los registros de nivel SMP.....	58
Figura 4.32. Factor de reducción de la respuesta para registro de nivel SMP.	59
Figura A 1. Carga por banco de celdas en [kN].	64
Figura A 2. Carga por filtro de banda en [kN].	64
Figura A 3. Sobrecarga de operación L en [kN/m].	65
Figura A 4. Sobrecarga parrilla piso en [kN/m].....	65
Figura A 5. Carga por barandas en [kN/m].....	66
Figura A 6. Carga por costaneras en [kN/m ²].	66
Figura A 7. Carga por instalaciones en [kN/m ²].	67
Figura A 8. Sobrecarga de techo en [kN/m ²].	67
Figura A 9. Viento en X en [kN/m ²].	68
Figura A 10. Viento en Y en [kN/m ²].	68
Figura A 11. Vista perfiles techumbre.	69
Figura A 12. Elevación Eje 1.	69
Figura A 13. Elevación Eje 2.	70
Figura A 14. Elevación Eje 3.	70
Figura A 15. Elevación Eje D.	71
Figura A 16. Elevación Eje C.	71
Figura A 17. Elevación Eje B.	72
Figura A 18. Elevación Eje A.	72
Figura A 19. Planta Elevación Z=16 m.....	73
Figura A 20. Planta Elevación Z=16.35 m.....	73
Figura B 1. Elevación Eje 1.	74
Figura B 2. Elevación Eje 2.	75
Figura B 3. Elevación Eje 3.	75
Figura B 4. Elevación Eje D.	76
Figura B 5. Elevación Eje C.....	76

Figura B 6. Elevación Eje B.....	77
Figura B 7. Elevación Eje A.	77
Figura B 8. Planta Elevación Z=16 m.	78
Figura B 9. Planta Elevación Z=16.35 m.	78
Figura B 10. Elevación Eje 1.	79
Figura B 11. Elevación Eje 2.	80
Figura B 12. Elevación Eje 3.	80
Figura B 13. Elevación Eje D.	81
Figura B 14. Elevación Eje C.....	81
Figura B 15. Elevación Eje B.....	82
Figura B 16. Elevación Eje A.	82
Figura B 17. Planta Elevación Z=16 m.	83
Figura B 18. Planta Elevación Z=16.35 m.	83
Figura C 1. Ubicación Sitio en Estudio (izquierda) y Posicionamiento en Plataforma de Amenaza (derecha). 84	
Figura C 2. Espectros de Amenaza Uniforme.	86
Figura C 3. Razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años.	86
Figura C 4. Registros con menos SSE.	88
Figura C 5. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.	88
Figura C 6. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI y T=1.2 seg.	89
Figura C 7. Registros con menos SSE.	89
Figura C 8. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.	89
Figura C 9. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y T=1.2 seg.....	90
Figura D 1. Nomenclatura de arriostramientos no lineales en los marcos en dirección X	91
Figura D 2. Nomenclatura de arriostramientos no lineales en los marcos en dirección Y.	91
Figura D 3. Curva monótonica de los 2 links de arriostramientos presentes en la modelación.....	92
Figura D 4. Nomenclatura de rótulas plásticas en los marcos en dirección X.	93
Figura D 5. Nomenclatura de rótulas plásticas en los marcos en dirección Y.	93
Figura D 6. Curva monótonica de los 2 links de rótulas plásticas presentes en la modelación.	94
Figura D 8. Curva monótonica de configuración de pernos de anclaje.	95
Figura F 1. Detalle conexión placa base perfil O114.3X4. 98	
Figura F 2. Detalle conexión placa base perfil O133X4.....	99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas de acero ASTM A 36 y hormigón G25.	27
Tabla 3.2. Parámetros sísmicos para análisis modal espectral y estático.	29
Tabla 3.3. Características sísmicas de la estructura.	30
Tabla 3.4. Resumen de las cargas de diseño aplicadas a la estructura.	31
Tabla 3.5. Esbeltez local y global de los perfiles pertenecientes al SSR.	33
Tabla 3.6. Deflexiones para cargas gravitacionales.	33
Tabla 3.7. Fuerzas de diseño para anclajes de columnas.	37
Tabla D 1. Propiedades y asignaciones de links tipo MLP para arriostramientos verticales.	92
Tabla D 2. Propiedades y asignaciones de links tipo MLP para rótulas plásticas.	94
Tabla D 3. Características de grupo de pernos Grupo 4 ϕ 1”.....	95
Tabla E 1. Características de registros sísmicos para nivel SDI asociados a T=1.2 [s].	96
Tabla E 2. Características de registros sísmicos para nivel SMP asociados a T=1.2 [s].	97
Tabla F 1. Capacidades esperadas, cargas de combinaciones con carga reducida amplificada por $0.7R1 \geq 1.0$	98

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes históricos

El hecho de que Chile sea un país altamente sísmico ha permitido a lo largo del tiempo la posibilidad de evidenciar el poder destructivo de los terremotos. Los avances tecnológicos han hecho posible evaluar el comportamiento de las estructuras ante estos eventos, y en consecuencia establecer un marco regulatorio que permita disminuir efectos negativos.

El primer gran terremoto registrado por historiadores en el país data del año 1570 en la ciudad de Concepción, teniendo como efecto la destrucción de la mayor parte de las viviendas cercanas al epicentro. Pensar en establecer regulaciones en esa época no tenía sentido, pero significó un cambio importante en la percepción de los eventos sísmicos para la sociedad civil.

Recién en el año 1936 se oficializa la creación de la Ley General de Urbanismo y Construcción (LGUC) y la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción (OGUC), significando el mayor avance en cuanto a regulación constructiva del país hasta ese instante. Si bien no era el primer instrumento de regulación sísmica creado en el país, según indica Barrientos (2016), la gran novedad de este suceso se veía evidenciada en la implementación de coeficientes sísmicos para el uso de análisis estático en estructuras (MI, 1936).

Posteriormente el terremoto de Chillán en el año 1939, el cual ostenta el récord de víctimas fatales en la historia de Chile, implicaría cambios radicales en la OGUC, destacando la incorporación del método dinámico para el cálculo estructural (MOP, 1949).

En 1944 se crea el Instituto de Investigaciones Tecnológicas y Normalización (INDITECNOR), el cual promocionó la normalización a través del fomento de la investigación y estudios especializados. En 1959, con el objetivo de crear un comité de expertos para actualizar la OGUC, el instituto creó la NCh 433Of72 *Cálculo Antisísmico de Edificios*. Significando un notable avance, puesto que implicaba proclamar la especialización de la disciplina que estudia el comportamiento sísmico, lo que a los pocos años se traducía en la impartición de la carrera de Ingeniería Civil en los principales centros de educación superior del país.

Varias décadas después, con la experiencia acumulada y el desempeño estructural visto en terremotos posteriores, en 2003 se oficializa la primera normativa de diseño sísmico industrial en Chile, la NCh2369. Se basó principalmente en la norma estadounidense *Seismic Provision for Structural*

Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings (AISC, 1999) y en los terremotos de 1960 en Valdivia y 1985 en Valparaíso.

El enfoque de este trabajo hace caso a la actualización de la NCh2369, en honor a los antecedentes y avances de los últimos años. La norma fue publicada en 2023 y las principales modificaciones están inspiradas en el desempeño de las estructuras durante el terremoto del 2010 en el Maule.

1.2. Motivación

El más reciente evento de gran magnitud en la zona ha sido el terremoto del 2010, el cual además de haber producido daños en una importante cantidad de hogares de la zona central, también tuvo efectos negativos en las estructuras del sector industrial, entre ellas plantas de producción de cemento, celulosas, papeleras, siderurgias, bodegas, puertos de carga, entre otros.

Si bien las estructuras vieron afectadas su operabilidad y funcionamiento por un tiempo, los daños producidos por el terremoto en general no fueron severos, teniendo así la gran mayoría de las edificaciones un buen desempeño sísmico.

Montecinos (2012) evidencia algunas de las fallas más vistas en las estructuras industriales para el terremoto del 2010. En la **Figura 1.1** se puede observar una falla de conexión por arrancamiento del bloque de corte, mientras que en la **Figura 1.2** se puede observar una rotura en los pernos de anclaje. También hubo fallas en los pedestales, (véase **Figura 1.3**) una falla típica por corte en el hormigón, esto debido a una deficiente colocación de los refuerzos transversales.

Otra falla relevante y que se repite en el informe de Montecinos es la inestabilidad de los arriostramientos esbeltos, en la **Figura 1.4** se puede visualizar pandeo local y global para unos perfiles XL.



Figura 1.1. Falla arriostramiento por bloque de corte. (Montecinos, 2012)



Figura 1.2. Rotura pernos de anclajes. (Montecinos, 2012)



Figura 1.3. Falla típica de pedestal.
(Montecinos, 2012)



Figura 1.4. Pandeo local y global arriostramiento XL. (Montecinos, 2012)

Por otro lado, una modificación importante en la norma es la actualización del espectro de diseño. Si bien este espectro era adecuado para representar la demanda de corte basal de la estructura, este no representa la naturaleza física del problema, puesto que sólo dependía de las características propias del suelo y no de la respuesta de la estructura.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

El objetivo principal consiste en evaluar mediante un análisis no lineal el desempeño sísmico de un Edificio de Flotación Neumática, el cual está conformado por un sistema mixto de marcos arriostrados en el primer nivel y marcos rígidos a partir del segundo nivel. Para el análisis se utilizarán las disposiciones de la norma NCh2369 2023, considerando la no linealidad en los pernos de anclaje, arriostramientos y rótulas plásticas de vigas asociadas a los marcos rígidos.

1.3.2. Objetivos específicos

- Diseñar un Edificio de Flotación Neumática utilizando las disposiciones de la norma NCh 2369 2023 (INN, 2023).
- Realizar un análisis no lineal de tiempo-historia considerando la no linealidad de los pernos de anclaje y arriostramientos, para dos escenarios de demanda sísmica: nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP).

- Obtener la deformación media de los arriostramientos por nivel para ambos escenarios sísmicos y compararlas con los criterios de aceptación indicados en la norma NCh2369 2023.
- Obtener la rotación media de las rótulas plásticas que componen las vigas por nivel para ambos escenarios sísmicos y compararlas con los criterios de aceptación indicados en la norma.
- Obtener la elongación de los pernos de anclaje para ambos escenarios de demanda sísmica.
- Cuantificar el aporte de energía disipada por los pernos de anclaje, rótulas de vigas y los arriostramientos para ambos escenarios de demanda sísmica.
- Estimar el drift de entrepiso de las estructuras para ambos escenarios de demanda sísmica.
- Estimar el factor de utilización de las columnas para ambos escenarios de demanda sísmica
- Estimar y analizar el factor de reducción de la respuesta por ductilidad R_{μ} , el factor de sobrerresistencia Ω y factor de reducción de la respuesta R de la estructura.

1.4. Edificio de Flotación Neumática

El Edificio de Flotación Neumática corresponde a una estructura perteneciente a SQM emplazada en el Salar de Atacama, Antofagasta. Se cuenta con 4 niveles, el último un nivel de plataforma, concebido para dar soporte a bancos de celda tipo Rougher. Las dimensiones generales de la torre principal son: Largo 11m; Ancho 16m; Alto 24,5m.

La estructura cuenta con un sistema sismorresistente mixto Arriostramientos – Marcos rígidos en ambas direcciones, en donde la estabilidad lateral está dada solo dada por los frontones. Los arriostramientos corresponden a perfiles tubulares dispuestos en X.

Además, el edificio está cerrado con paneles de revestimiento.

En la **Figura 1.5** se presenta la vista tridimensional de la estructura a estudiar.

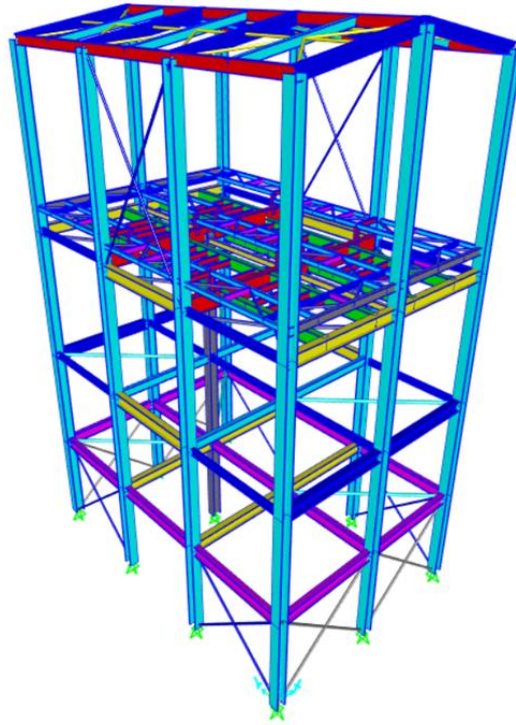


Figura 1.5. Vista frontal Edificio de Flotación Neumática.

1.5. Organización del trabajo

Este trabajo se organiza en 5 cinco capítulos que se describen brevemente a continuación.

El Capítulo 1: Introducción, se indican los antecedentes históricos sobre la normativa antisísmica en el país, seguidos de la motivación de este trabajo, los objetivos generales y específicos y la organización de la memoria.

El Capítulo 2: Marco teórico y metodología, se presenta la filosofía de diseño estructural histórica, seguido de los cambios normativos más relevantes para este trabajo. Luego se presentan los aspectos relevantes del diseño lineal y todos los aspectos del diseño no lineal, entre ellos, la metodología de análisis, factores y valores a analizar y el modelamiento no lineal de pernos de anclaje, rótulas plásticas de vigas y arriostramientos.

El Capítulo 3: Diseño lineal, se presentan todos los antecedentes del diseño lineal, cargas, combinaciones, verificaciones de resistencia y serviciabilidad, y el detalle de la conexión estructura-fundación.

El Capítulo 4: Evaluación Desempeño Estructuras, se presenta la evaluación del desempeño para la estructura a partir de un análisis no lineal dinámico del tiempo historia.

El Capítulo 5: Conclusiones, se presenta las principales observaciones y conclusiones del trabajo junto con las limitaciones y recomendaciones futuras.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA

A continuación, con especial enfoque en el análisis sísmico de estructuras de acero, se presentan los principales cambios que involucra la nueva norma NCh2369 2023 (INN, 2023) con respecto a su antecesora del año 2003.

En conjunto con ello, se presentan los fundamentos más relevantes del diseño lineal, la metodología utilizada para el análisis dinámico no lineal, las verificaciones a realizar y el modelamiento de los elementos no lineales involucrados, en este caso, arriostramientos, rótulas plásticas de vigas correspondientes a marcos de momento y los pernos de anclaje.

2.1. Diseño de estructuras de acero industriales en Chile

Los sistemas estructurales más utilizados en el área industrial en el país, y en el mundo en general, son los Marcos Arriostrados Concéntricamente (MAC) y los Marcos Resistente a Momento (MRM), ambos incluidos en la estructura a analizar de manera combinada.

La filosofía de la nueva norma busca en términos generales proveer de una considerable sobrerresistencia a los elementos que componen la estructura y además asegurar el comportamiento dúctil de estos, en especial de cuyos elementos sean diseñados como fusibles, en este caso de estudio, pernos de anclaje, arriostramientos y vigas perteneciente a marcos de momento. Esta combinación de sobrerresistencia y ductilidad moderada busca asegurar la protección de vida y continuidad de operación en la industria.

2.2. Cambios normativos

Es importante señalar que los principales ajustes a la norma hacen caso más a los avances de los últimos años y la búsqueda de un desempeño estructural más idóneo, en ningún caso es un cambio radical de enfoque, puesto que el comportamiento de las estructuras industriales ante eventos sísmicos en estos últimos 20 años indica que la práctica nacional ha tenido un buen desempeño. La nueva norma, además, tiene un especial énfasis en el entendimiento de esta, modificando puntos que anteriormente tuviesen una confusa interpretación.

En esta sección se hará énfasis en los capítulos 5, 6, 8 y 9, los cuales están involucrados en el estudio de este informe.

2.2.1. Nuevas Disposiciones

La nueva norma, reemplaza los anteriores 11 capítulos existentes por 14 nuevos capítulos, en los que los 10 primeros se mantienen intactos en cuanto a su alcance (no así su contenido). Se añade el capítulo 12 el cual corresponde a estructuras específicas, entre ellos galpones y estructuras de maderas, el capítulo 13 está enfocado en estructuras marítimas y el último capítulo detalla algunas especificaciones para estructuras con sistemas de generación y transmisión de energía eléctrica.

2.2.2. Capítulo 5: Análisis sísmico

A diferencia de la versión anterior de la norma, donde para la demanda sísmica se consideraban casos específicos, en esta actualización la demanda viene dada por combinaciones lineales de sus tres componentes ortogonales (E_x , E_y , E_z), siendo un cambio notorio, puesto que se deberá considerar al menos un porcentaje de la aceleración vertical en todos los casos.

Las nuevas formas espectrales consideran un nivel de amenaza consistente con un periodo de retorno medio de 475 años para una razón de amortiguamiento crítico de 5%. Para la generación de estos espectros se trabaja con la clasificación de suelos actualizada y con el fin de facilitar su interpretación, tanto el factor de modificación de respuesta R , como el amortiguamiento crítico horizontal ξ , se disponen en una tabla única. Además, para periodos cortos ($<0.25s$) el coeficiente sísmico máximo indicado en la versión anterior pasa a ser el coeficiente sísmico máximo en esta actualización.

2.2.3. Capítulo 6: Deformaciones sísmicas

El principal cambio con respecto a esta verificación es que ahora se puede realizar directamente con el espectro elástico de referencia. Además, se establece un límite máximo para el cual se puede considerar una excepción de los límites clásicos de drift sísmico para aquellas estructuras o niveles en los cuales no se vea comprometida la continuidad de operación. Se permite considerar el límite igual al doble del límite que se expresa en la norma.

2.2.4. Capítulo 8: Estructuras de acero

Anteriormente, la norma consideraba el uso de las *Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings* (AISC, 1999) y alternativamente se permitía el uso las disposiciones de su capítulo 8 y del anexo B. Esto generaba un conflicto en la filosofía, ya que los estadounidenses orientan su diseño para proveer una alta ductilidad, con valores de R grandes, lo que implica un detallamiento más exigente. Para otro tipo de tipologías, no cubiertas por el capítulo 8 se puede utilizar el AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2016) con un valor máximo de $R=5$ y de $\xi=5$ [%], para así no tener estructuras excesivamente dúctiles o flexibles.

Ahora se reconoce que los elementos destinados a disipar energía (fusibles sísmicos), son los únicos en los que se debe esperar el desarrollo de deformaciones inelásticas. Entonces los elementos fusibles deben diseñarse utilizando cargas sísmicas reducidas por el factor R , en este caso pernos de anclaje y arriostramientos verticales. Por otro lado, los elementos que no se espera ni se desea que salgan de rango elástico deben ser diseñados para cargas mayores, para lo cual se utiliza un factor de amplificación general de las cargas sísmicas reducidas amplificadas por un factor $0.7R1 \geq 1.0$, donde $R1$ es el factor de modificación efectivo de la estructura. Este factor de amplificación en análogo a diseñar los elementos no fusibles con un factor de $R=1.5$, lo que es representativo de un nivel de demanda fundamentalmente elástico. Si bien este concepto de diseño basado en sobrerresistencia ya estaba incorporado en algunas disposiciones de la norma anterior, amplificando las cargas sísmicas reducidas por valores de $0.5R$, $0.7R$, 1.5 , 2 , etc., la actualización ha estandarizado el criterio de diseño por sobrerresistencia estableciendo un valor único para todos los casos en que dicho criterio deba ser aplicado.

La norma anterior requería el diseño por sobrerresistencia para las columnas únicamente para el caso de marcos rígidos con compresión predominante y limitaba las exigencias en arriostramientos verticales de marcos arriostrados concéntricamente a un máximo de un 80 [%] de utilización. Como bien indica Peña & Urzúa (2019), esta limitación podía conducir a diseños donde las columnas estuvieran más ajustadas que las diagonales, lo cual empeoraba si los arriostramientos se definían por criterios de compacidad local y esbeltez global en lugar de resistencia. Esto llevaba a que la primera falla fuera un pandeo en compresión de la columna, provocando el colapso de la estructura y la reducción de fuerza sísmica esperada del diseño. Ahora se exige que las columnas se diseñen con cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R1 \geq 1.0$, ya que son elementos controlados por fuerza no fusibles. Además, se elimina el requisito del 80 [%] de utilización para las columnas.

2.2.5. Capítulo 9: Estructuras de hormigón

De este capítulo se destaca la incorporación de requisitos específicos para pedestales de bases de columnas, los cuales tienen como objetivo evitar que los pedestales sean tratados como elemento fusible y así se permita que los pernos se anclaje puedan plastificar y disipar energía.

2.3. Diseño lineal

Para realizar el diseño lineal se deben verificar la resistencia estructural de los elementos involucrados y la serviciabilidad de la estructura.

2.3.1. Verificación de resistencia estructural

Las verificaciones de resistencia estructural se realizan según la NCh427/1 Of.2016, *Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios* (INN, 2016), utilizando el método de Factores de carga y resistencia (LRFD), e incluye el diseño de los miembros estructurales y la conexión columna-pedestal. Además, se deben satisfacer las relaciones ancho/espesor de los perfiles y los criterios de esbeltez global, para así poder asegurar un pandeo global estable. Para lograr el comportamiento deseado, cada miembro se diseña con cargas específicas según su objetivo particular dentro de la estructura.

A continuación, se indican las cargas con las que se tienen que diseñar los miembros de la estructura:

- Las columnas sísmicas se deben diseñar con cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$, debido a que se espera que estas no disipen energía y además que permitan a las diagonales que disipen energía de manera estable.
- Las diagonales, las vigas de los marcos resistentes a momento y los pernos de anclajes, debido a que son fusibles sísmicos se deben diseñar con las cargas sísmicas reducidas por R.
- Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar en tracción y compresión para la capacidad esperada de las diagonales, pero no mayor a la proveniente de las cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R_1 > 1.0$.
- La silla de anclaje y los atiesadores de la silla se diseñan con la capacidad esperada en tracción de los pernos de anclaje, para así asegurar un comportamiento elástico de estas y así permitir que los pernos de anclaje puedan disipar energía.
- El resto de los miembros se debe diseñar con las cargas sísmicas reducidas por R.

En la **Figura 2.1** se presentan gráficamente las cargas con las que se tienen que diseñar los miembros de la estructura.

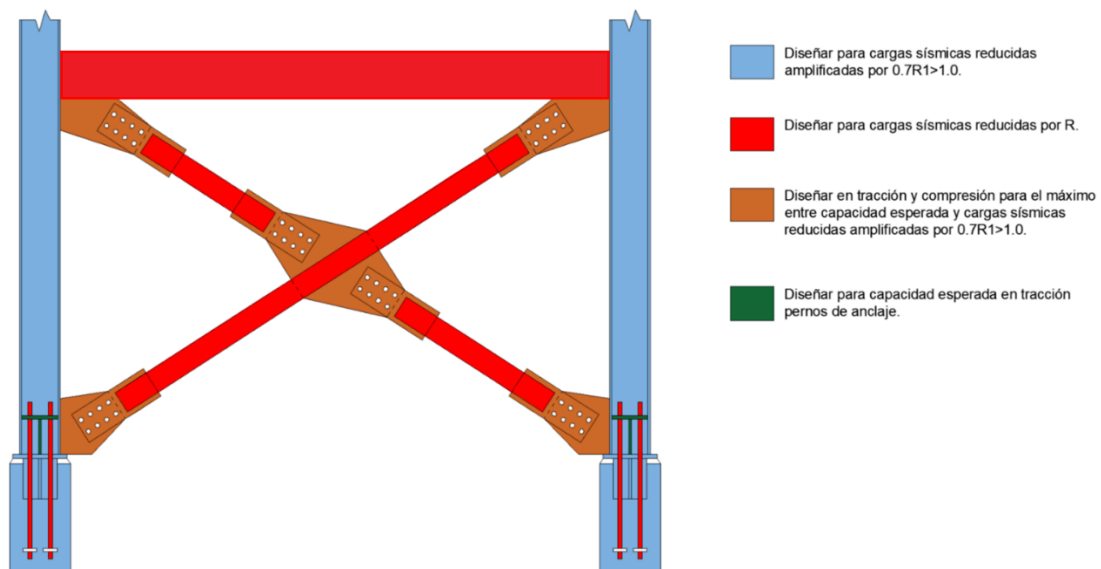


Figura 2.1. Esquema indicativo de cargas de diseño para miembros según comportamiento esperado. (Adaptado de Ortiz, 2023)

2.3.2. Verificación de serviciabilidad

Las verificaciones de serviciabilidad consideran la determinación de las deflexiones de los miembros resistentes por cargas gravitacionales L y D+L, y el drift lateral debido a las cargas sísmicas evaluadas con el espectro de referencia elástico.

2.4. Análisis no lineal

Para evaluar el desempeño sísmico de la estructura se desarrollan análisis dinámicos no lineal y lineal del tipo tiempo-historia.

Se considera una selección de un único periodo fundamental de vibración 1.2 [s] (periodo que en ambas direcciones colecta aproximadamente el 80% de la masa modal), esto dado que el rango de ajuste es capaz de capturar de buena manera a las segundas formas modales (que en cada dirección corresponden al 9% de la masa modal). Con esto para cada nivel de amenaza se seleccionan y ajustan un set de 11 registros para cada periodo fundamental, uno consistente con el espectro objetivo a nivel de diseño SDI, en el que se considera un 10 [%] de probabilidad de excedencia en 50 años (475 años de periodo de retorno medio) y el otro consistente con el espectro objetivo a nivel máximo SMP,

considerando un 10 [%] de excedencia en 100 años (975 años de periodo de retorno medio). Los registros se seleccionan y ajustan, para representar un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento estructural, el cual se ha definido como la ubicación de la Siderúrgica de Huachipato, en la Región del Biobío. La selección se realiza utilizando la metodología de escalamiento espectral de ASCE 7-16 *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE, 2017), considerando un espectro objetivo del tipo media condicionada. El procedimiento completo se presenta en el **ANEXO C** y los registros utilizados y sus propiedades se presentan en el **ANEXO E**.

A modo de agilizar el análisis no lineal los registros sísmicos se acortan y se considera solo la bracketed duration o duración acotada (Bolt, 1999), la cual se define como el intervalo de tiempo entre el primer y el último instante de tiempo en que se cruza por una aceleración 0.05 [g]. Esta elección se justifica debido a que gran parte de la energía se genera en una ventana temporal acotada del registro, y además, parte del registro corresponde a ruido y replicas que no corresponden a la parte principal del sismo. En la **Figura 2.2** se presenta la duración acotada de las tres componentes de un registro utilizado para el análisis. En caso de que las duraciones acotadas sean diferentes en cada dirección, se utiliza la duración más larga de todas.

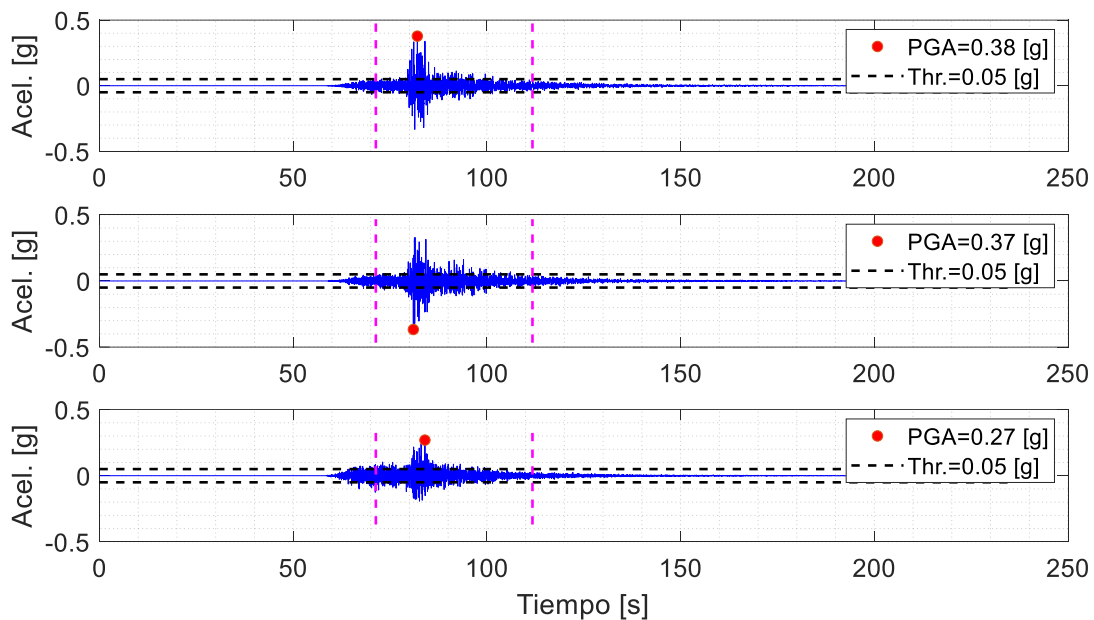


Figura 2.2. Bracketed duration en las tres componentes de registro sísmico.

Cabe destacar que en el modelo estructural no se ha considerado la fricción a nivel de material ni la fricción en los miembros estructurales, tampoco las conexiones y la interacción suelo-estructura, por lo tanto, se ha decidido utilizar un amortiguamiento viscoso igual al 3 [%].

Para realizar los análisis, se incluyen en el modelo los arriostramientos, pernos de anclaje y pedestal de hormigón utilizando elementos del tipo Link, con propiedades lineales y no lineales, los cuales se detallarán en secciones posteriores. Además, como se va a realizar un análisis de desempeño, se consideran las propiedades esperadas de los materiales, y para la verificación del diseño de columnas se utiliza un factor de minoración de carga $\phi=1$ para todos los estados límites.

El análisis utilizado es el no lineal modal tiempo historia, en particular el método Fast Nonlinear Analysis (FNA), que viene incorporado en el software estructural SAP2000 (CSI,2017). Este método es particularmente eficiente cuando una estructura es esencialmente lineal elástica y presenta un número limitado de elementos no lineales predefinidos, en este caso los pernos de anclaje y los arriostramientos verticales. El análisis modal se realiza por medio de los vectores de Ritz en el cual se consideran los 50 primeros modos, cuyos vectores iniciales corresponden a las cargas gravitacionales, muerta D y viva L, los links que tienen masas concentradas en sus extremos y por último aceleraciones en tres direcciones ortogonales. El peso sísmico con el que se realiza en análisis modal es el siguiente

$$D + 0.25L \quad (2.1)$$

Debido a que un análisis FNA solo puede continuar desde otro análisis FNA, las cargas gravitacionales previo al análisis dinámico, se deben aplicar de manera quasi-estática con un gran amortiguamiento para así no excitar el comportamiento dinámico. Para realizar esto, primero se debe definir una función tiempo historia tipo Ramp, la cual aumenta linealmente desde cero hasta uno en un intervalo de tiempo largo comparado al primer modo de vibración de la estructura, y se mantiene constante por un intervalo de tiempo igual anterior, como se puede apreciar en la **Figura 2.3**. Luego se define un caso FNA, en el cual se aplican los patrones de carga gravitacionales usando la función Ramp, definida anteriormente, usando un paso de tiempo pequeño, asegurando que el tiempo total es por lo menos dos veces el tiempo definido en la función Ramp, y utilizando un gran amortiguamiento modal, en este caso 0.999 (véase **Figura 2.4**).

Posteriormente, a partir del caso FNA definido anteriormente, se define un nuevo caso FNA, que incorpora los tres registros sísmicos ortogonales de un mismo evento, los cuales se incorporan como

función tiempo-historia, y se multiplican por el respectivo factor de escalamiento, según indica el estudio de amenaza sísmica (véase **Figura 2.5**).

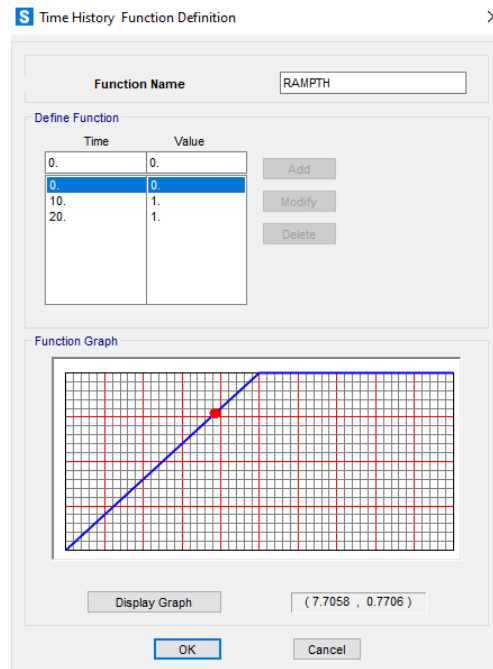


Figura 2.3. Definición de función Ramp en software.

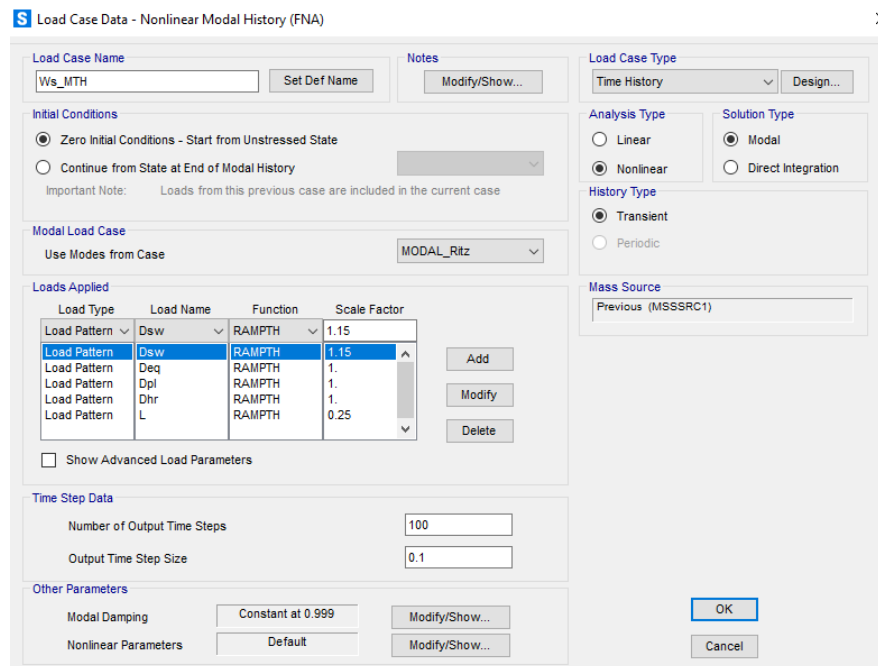


Figura 2.4. Peso sísmico con caso FNA.

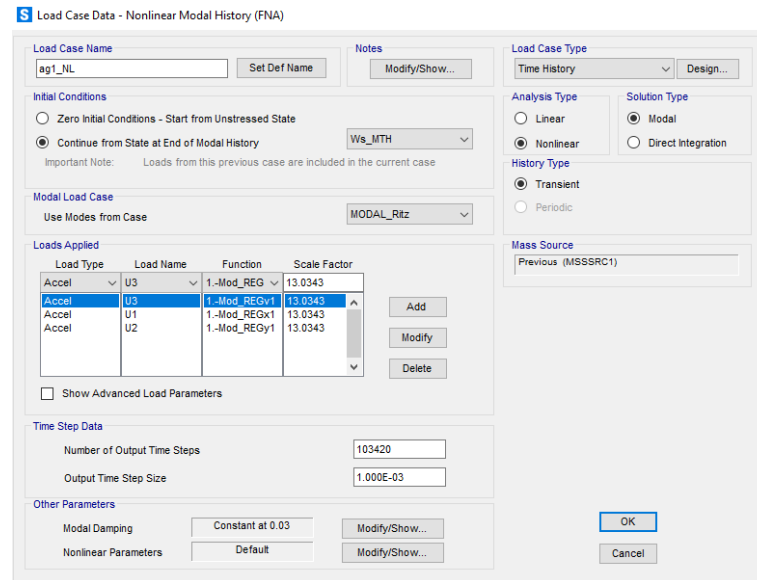


Figura 2.5. Incorporación de registros sísmicos en caso no lineal FNA a partir de cargas gravitacionales.

Para el análisis lineal transiente se asumen condiciones iniciales cero, lo que significa que la estructura tiene cero desplazamiento, cero velocidad, todos los elementos no están esforzados y no hay historia de deformación no lineal (CSI, 2017). Entonces, solo es necesario incorporar los registros ortogonales de los eventos sísmicos, de la misma manera que se hizo con el segundo caso FNA (véase **Figura 2.6**). En este caso el paso de tiempo utilizado es de 0.001 [s].

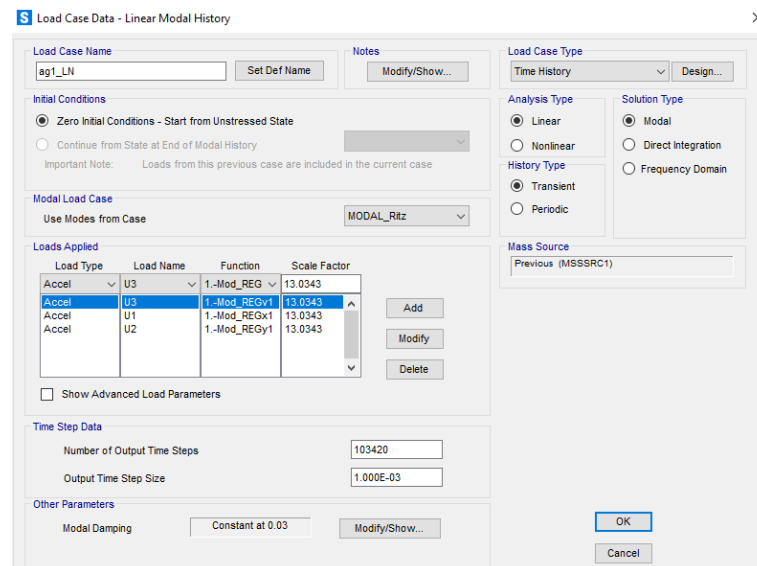


Figura 2.6. Incorporación de registros sísmicos para caso de carga lineal modal.

A partir de los análisis se obtienen los siguientes resultados: factor de reducción de respuesta por ductilidad (R_μ), factor de sobrerresistencia (Ω), factor de reducción de la respuesta (R), elongación de los pernos de anclaje, deformación axial de los arriostramientos, energía porcentual disipada por parte de los pernos, arriostramientos y amortiguamiento viscoso, drift de entrepiso y factor de utilización de las columnas sísmicas.

El factor de modificación de la respuesta por ductilidad, R_μ , se define como la razón entre el corte basal obtenidos en el análisis lineal y el corte basal obtenido para el análisis no lineal

$$R_\mu = \frac{V_{\text{lineal}}}{V_{\text{no lineal}}} \quad (2.2)$$

El factor de sobrerresistencia, Ω , se define como la razón entre el corte basal obtenido en el análisis no lineal y corte basal de diseño

$$\Omega = \frac{V_{\text{no lineal}}}{V_{\text{diseño}}} \quad (2.3)$$

El factor de modificación de la respuesta, R , se define como la multiplicación entre el factor de modificación de la respuesta por ductilidad y el factor de sobrerresistencia

$$R = R_\mu \cdot \Omega \quad (2.4)$$

La deformación axial de los arriostramientos verticales se compara con los criterios de aceptación que se indican en el capítulo 5 de la NCh2369 2023. Estos límites se consideran como un 50 [%] del límite para seguridad de la vida (LS) establecido en la Tabla 9.8 del ASCE 41-17 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE, 2017) para nivel SDI (véase **Figura 2.7**). Para el nivel SMP se utiliza directamente el límite para seguridad de vida (LS) establecido por ASCE 41-17. Cabe destacar, que estos límites varían si el arriostramiento clasifica como robusto o esbelto según el ASCE 41-17, y también difieren entre compresión y tracción. En el **ANEXO D** se indican los límites para cada uno de los arriostramientos verticales.

De manera idéntica se compara la rotación plástica de vigas pertenecientes a marcos de momento. Según lo indica la tabla 9-7.1 ASCE 41-17 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE, 2017). (véase **Figura 2.8**). En **ANEXO D** se indican los límites para cada una de las vigas involucradas.

Table 9-8. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation	Residual Strength Ratio	Plastic Deformation	Plastic Deformation		
				IO	LS	CP
<i>a</i>	<i>B</i>	<i>c</i>				
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. <i>W</i> , <i>I</i> , 2 <i>L</i> in-plane ^c , 2 <i>C</i> in-plane ^c	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2. 2 <i>L</i> out-of-plane ^c , 2 <i>C</i> out-of-plane ^c	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
4. Single angle	0.5Δ _c	12Δ _c	0.3	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
b. Stocky ^d $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. <i>W</i> , <i>I</i> , 2 <i>L</i> in-plane ^c , 2 <i>C</i> in-plane ^c	1Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2. 2 <i>L</i> out-of-plane ^c , 2 <i>C</i> out-of-plane ^c	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
c. Intermediate Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.						
Braces in Tension (except EBF braces)^{e-g}						
1. <i>W</i>	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2. 2 <i>L</i>	9Δ _T	12Δ _T	0.6	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
3. HSS	9Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
4. Pipe	8Δ _T	9Δ _T	0.6	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
5. Single angle	10Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
Columns in tension (except EBF Columns)^e	5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
Buckling-Restrained Braces^{h-j}	13.3Δ _y	13.3Δ _y	1.0	3.0Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

Figura 2.7. Parámetros de modelación de y criterios de aceptación para diagonales según ASCE 41-17. (Fuente: ASCE, 2017).

Table 9-7.1. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions

Modeling Parameters	Acceptance Criteria			
	Plastic rotation angle (radians) Performance Level			
	IO	LS	CP	
Plastic rotation angle <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual strength ratio <i>c</i>				
Beams				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	<i>a</i> = 90 _y <i>b</i> = 110 _y <i>c</i> = 0.6	0.25 ^a	<i>a</i>	<i>b</i>
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	<i>a</i> = 40 _y <i>b</i> = 60 _y <i>c</i> = 0.2	0.25 ^a	0.75 ^a	<i>a</i>
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				

Figura 2.8. Criterios de aceptación para vigas según ASCE 41-17. (Fuente: ASCE, 2017).

2.4.1. Modelo no lineal de arriostramientos verticales

Los arriostramientos verticales se modelan utilizando elementos no lineales tipo Link Multilinear Plastic MLP. La respuesta de estos elementos se define por medio de una curva envolvente fuerza-deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez. En el **ANEXO D** se presentan las curvas envolventes y los límites para cada uno de los arriostramientos verticales.

El tramo en tracción de la envolvente se define según ASCE 41-17, donde post plastificación la curva presenta una degradación de la resistencia y posteriormente una fractura. Los parámetros para modelar el tramo en tracción se presentan en la **Figura 2.7**. En compresión se considera que la rigidez se mantiene lineal hasta alcanzar la capacidad nominal de pandeo, estimada según el capítulo E de la NCh427/1 Of.2016. La transición desde la carga de pandeo a la carga residual post pandeo se modela como un decaimiento exponencial, cuyo orden fue calibrado por Urzúa (2015) según los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov (Black et al., 1986) a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones.

El largo considerado de los arriostramientos es el largo entre líneas de plastificación, la estructura solo cuenta con arriostramientos con cajones circulares dispuestos en X, por lo que se considera entre la línea de pernos más alejadas de cada una de las conexiones extremas del miembro. Con el fin de ser más preciso se considera el largo entre el inicio del arriostramiento y el punto de cruce, como se puede ver en la **Figura 2.9**, multiplicando por 2 este valor para representar ambos tramos.

Las conexiones deben ser capaces de tolerar y acomodar los giros que se generan en el extremo de la diagonal al momento del pandeo fuera del plano. Para lograr esto, es necesario proporcionar un adecuado detallamiento que permita la formación de una rotula plástica en el gusset. Como indica Astenah-Asl et al. (2016), para planchas gusset recortadas compactas, un buen detalle implica una longitud de desarrollo de rotula plástica igual a dos veces el espesor de la plancha gusset. Esta medida se toma desde el límite de la línea de plastificación hasta el cruce de una línea perpendicular al eje del arriostramiento que pasa por puntos duros en la viga o columna, como se puede apreciar en la **Figura 2.9**.

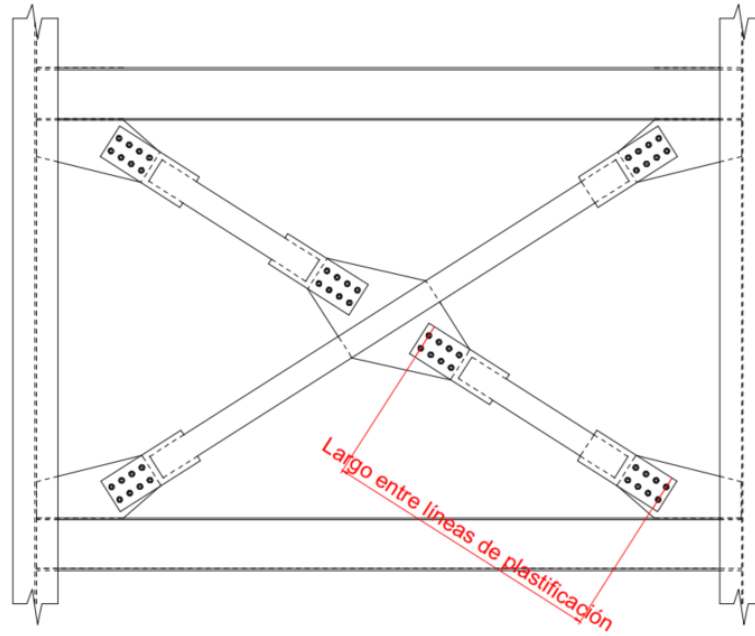


Figura 2.9. Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos dispuestos en X. (Ortiz 2023)

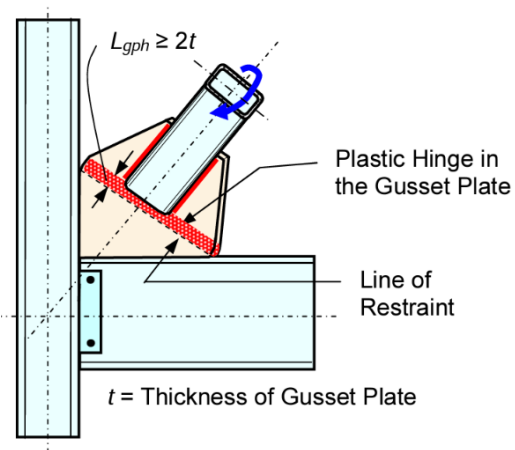


Figura 2.9. Zona de rótula plástica en plancha gusset para pandeo de arriostramiento fuera del plano. (Fuente: Astaneh-Asl et al, 2006)

En la **Figura 2.10** se muestra la curva monotónica utilizada en este trabajo.

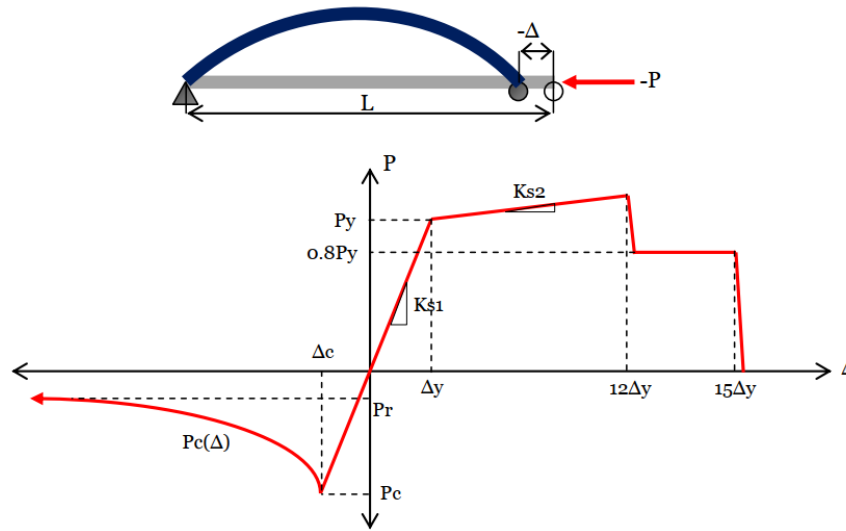


Figura 2.10. Curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales.

Los parámetros relevantes de curva son los siguientes:

$P_c(\Delta)$ Fuerza post pandeo, donde n se obtiene de la calibración de los modelos no lineales, $n = 1.4$, y 0.6 para secciones HN y tubular circular respectivamente.

$$P_c(\Delta) = \min \left\{ P_r, P_c \left(\frac{\Delta_c}{\Delta} \right)^n \right\} \quad (2.5)$$

P_r Fuerza residual, $P_r = 0.2 P_c$

P_c Fuerza de pandeo inelástico, $P_c = F_{cre} A_g$, según capítulo E del NCh 427/1 Of.2016, considerando la tensión de fluencia esperada del material.

P_y Fuerza esperada de fluencia, $P_y = F_{ye} A_g$

P_u Fuerza esperada de rotura, $P_u = F_{ue} A_g$

Δ_c Deformación de pandeo, $\Delta_c = P_c / K_{s1}$

Δ_y Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_{s1}$

- K_{s1} Rigidez axial elástica del arriostramiento, $K_{s1} = E_s A_g / L_e$
- K_{s2} Rigidez axial post fluencia del arriostramiento, $K_{s2} = (P_u - P_y) A_g / (\Delta_u - \Delta_y)$
- L_e Largo efectivo del arriostramiento, definido como largo total menos la distancia de la conexión, la cual se detalla en el Anexo 2.1.
- K Factor de longitud efectiva, que se considera igual a 1 para arriostramientos individuales y 0.5 para diagonales que se cruzan en su punto medio.

La degradación histerética de la resistencia y rigidez se incorpora por medio de un modelo de pivote, el cual viene integrado en el software estructural. En la **Figura 2.11** se presenta la curva de degradación de la estructura.

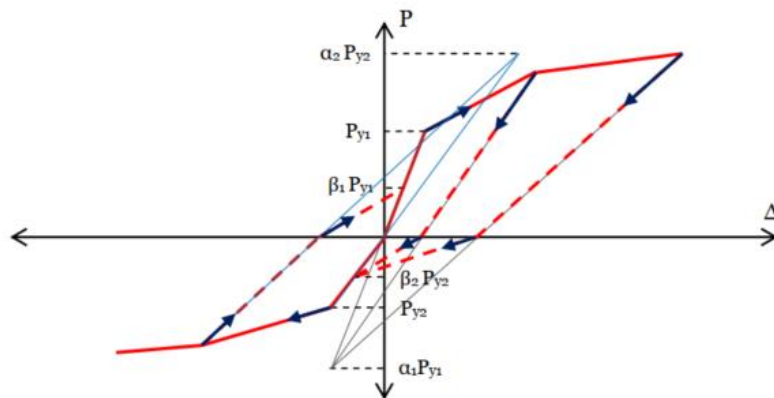


Figura 2.11. Curva histerética para modelo tipo pivote para arriostramientos verticales.

Los parámetros de control de la curva histerética para el modelo de pivote son los siguientes

- α_1 Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.
- α_2 Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.
- β_1 Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva.

β_2 Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa.

En este caso, se utilizan los mismos valores utilizados por Urzúa (2015), a modo de reproducir un comportamiento característico de arriostamiento bajo cargas cíclicas y son los siguientes:

$$\alpha_1 = 100 \quad \alpha_2 = 0.5 \quad \beta_1 = 0.1 \quad \beta_2 = 1$$

2.4.2. Modelo no lineal de rótulas plásticas para vigas pertenecientes a MRM

Su modelación se realizará considerando que corresponde a una rótula plástica flexural de una unión viga-columna totalmente rígida. El modelo de rótula se implementa en SAP2000 por medio de elementos tipo Link Multilinear Plastic, cuya curva envolvente monotónica se basa en el modelo propuesto por Lignos y Krawinkler según se presenta en el informe PEER/ATC-72-1. De las leyes histeréticas disponibles en SAP2000 para elementos tipo Link, la histéresis cinemática aparece como la más adecuada, sin embargo, el uso de esta ley requiere modificar la rigidez del tramo de la curva envolvente que presenta degradación de resistencia, de modo de ajustar los ensayos utilizados como base de calibración como se muestra más adelante. Para mantener el modelo lo más simple posible se considera una rigidez de deterioro igual al 1% de la rigidez elástica de la viga. En la **Figura 2.12** se muestra la curva envolvente utilizada en este trabajo.

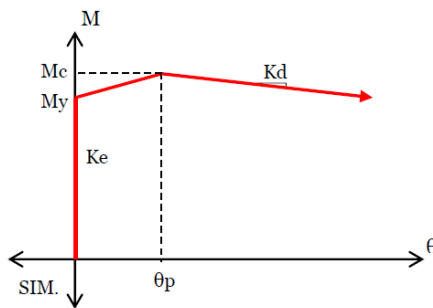


Figura 2.12. Curva envolvente monotónica paramétrica de la rótula plástica.

Donde los parámetros de la curva fuerza – deformación corresponden a:

M_y Momento plástico esperado en viga, $M_y = ZF_{ye}$

M_c Momento máximo en viga, $M_c = 1.1M_y$

Z	Módulo plástico de la viga
F_{ye}	Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$, $F_{ye} = 322$ MPa para planchas de acero calidad ASTM A36
F_y	Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 248$ MPa para acero calidad ASTM A36
K_d	Rigidez de degradación de resistencia, $K_d = 0.01 K_\theta$
K_θ	Rigidez elástica al giro de la viga considerando apoyo simple y carga puntual al centro, $K_\theta = 4E_s I / L_e$
E_s	Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa según AISC360-05
I	Momento de inercia de la viga
L_e	Largo libre de la viga en metros
θ_p	Rotación en momento máximo en radianes $\theta_p = 0.087(h / t_w)^{-0.365} (b_f / 2t_f)^{-0.14} (L_e / d)^{0.34} (d / 0.533)^{-0.721} (F_{ye} / 345)^{-0.23}$
b	Ancho ala viga
d	Altura viga en metros
h	Altura alma de viga
t_f	Espesor ala
t_w	Espesor alma

2.4.3. Modelo no lineal anclaje estructura-fundación

El anclaje estructura-fundación se modela mediante 2 elementos tipo Link dispuestos en paralelo, el primero representa los pernos de anclaje, que trabajan solo en tracción, por medio de un Link Multilinear Plastic MLP, y el segundo es un Link del tipo GAP, que representa al pedestal que trabaja solo en compresión, como se puede apreciar en la **Figura 2.13**.

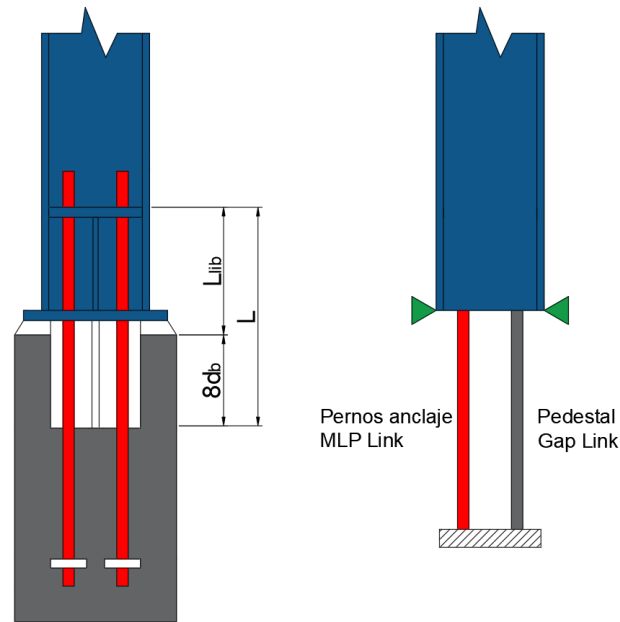


Figura 2.13. Esquema real pernos de anclaje (izquierda) y esquema a utilizar en software (derecha). (Adaptado de Urzua, 2015).

Teniendo en cuenta que los pernos trabajan monotónicamente en tracción, dado que nunca se comprimen, se utiliza como rotura la elongación especificada para acero ASTM A36, que igual al 20 [%] a largo efectivo del perno, el cual se considera desde el tope del pedestal hasta el tope de la silla más ocho veces el diámetro del perno embebido en el hormigón del pedestal. La curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión a modo que los pernos transmitan la carga rápidamente al pedestal, el cual se modela con un comportamiento elástico lineal. En la **Figura 2.14** se presenta la curva monotónica de los pernos de anclaje, y en el **ANEXO D** se presentan las propiedades de estos. Para los análisis lineales se considera una rigidez elástica grande de los pernos, para así poder considerar apoyos fijos.

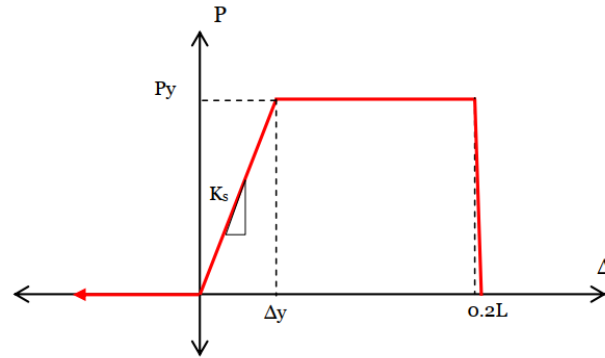


Figura 2.14. Curva envolvente fuerza-deformación para pernos de anclaje. (Urzua, 2015)

Donde los parámetros de la curva fuerza – deformación son:

P_y Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje, $P_y = F_{ye} A_s$

K_s Rigidez axial de los pernos, $K_s = E_s A_s / L$

L Largo libre de pernos de anclaje entre tope del pedestal y tope de la placa de apoyo de la silla, más ocho veces su diámetro embebido en el hormigón.

Δ_y Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K$

Considerando que los pernos de anclaje solo están sujetos a tracción durante cada ciclo de carga, se ha escogido en este trabajo un modelo de histéresis cinemático del tipo Kinematic, el cual no tiene degradación de rigidez ni resistencia de los pernos de anclaje.

El pedestal se modela como un link del tipo Gap, el cual trabaja en función de la elongación axial de los pernos de anclaje. Se le asigna una rigidez grande de 9810000 [kN/m] con el fin de evitar inestabilidades numéricas.

CAPÍTULO 3. DISEÑO LINEAL

A continuación, se presenta un resumen de los principales resultados y parámetros de modelación utilizados para llevar a cabo el diseño lineal de la estructura.

3.1. Materiales

Los perfiles de acero se considerarán de calidad ASTM A36 y el hormigón del pedestal como G25.

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas de acero ASTM A 36 y hormigón G25.

Acero ASTM A36		
Módulo de elasticidad [MPa]	Es	200000
Tensión de fluencia mínima especificada [MPa]	Fy	248
Tensión de ruptura mínima especificada [MPa]	Fu	400
Razón entre tensión fluencia esperada y mínima perfiles elaborados desde planchas	Ry	1.3
Razón entre tensión fluencia esperada y mínima pernos de anclaje	Ry	1.5
Hormigón G25		
Resistencia a la compresión [MPa]	f'c	25
Módulo de elasticidad [MPa]	Ec	23500

3.2. Estados de carga

A continuación, se detalla los estados de carga utilizados para la modelación. Para detalle de las cargas actuando sobre la estructura ver **ANEXO A**.

3.2.1. Carga muerta

Corresponde a la carga de peso propio de los miembros y a las cargas permanentes actuando sobre la estructura, las cuales se indican a continuación:

- Cargas de parrilla de piso.
- Carga de instalaciones.
- Carga de costaneras

- Carga de cubierta.
- Cargas de barandas.
- Carga inducida por el filtro de banda (Fb).
- Carga inducida por los bancos de celda (Bc).

3.2.2. Carga viva

Corresponde a la sobrecarga de uso en plataformas industriales, se utilizó un valor de 500 [kg/m²]. Para la sobrecarga de techo se estimó utilizar 52 [kg/m²].

3.2.3. Carga de viento

Se estimó según la NCh432 Of.1971 *Diseño estructural-Cargas de viento* (INN, 1971).

Se considera estructura situada en campo abierto frente al mar con presión básica de 132 [kg/m²] para una altura de diseño de 25 [m].

3.2.4. Carga sísmica

La demanda sísmica se determina mediante un análisis modal espectral.

Para la estructura de estudio se considera Zona sísmica 2 y suelo Tipo B. La estructura se clasifica como categoría II. El factor de modificación de la respuesta R se considera igual a 5, lo cual es el valor máximo que permite la norma.

El espectro de diseño que caracteriza la demanda está dado por

$$S_a = 0.7 \frac{IS_{ah}}{R} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (3.1)$$

Aquí el espectro de diseño se define desde es el espectro de referencia horizontal, el cual está dado por

$$S_{ah} = 1.4SA_o \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \quad (3.2)$$

El coeficiente sísmico mínimo que se debe aplicar a la estructura es

$$C_{\min} = \begin{cases} \frac{2.75ISA_0}{g(R+1)} \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4}, & 0.06[s] < T < 0.25[s] \\ 0.25IS\frac{A_0}{g}, & T \geq 0.25[S] \end{cases} \quad (3.3)$$

Por otro lado, la acción sísmica vertical se aplica de forma estática y es calculada como

$$F_v = \pm C_v P \quad (3.4)$$

Aquí P corresponde a los pesos que efectivamente generan fuerzas inerciales, que en este caso se considera como el 100 [%] de la carga muerta y el 100[%] de la carga viva L. El valor C_v corresponde a el coeficiente sísmico vertical, el cual se estima como

$$C_v = 1.18IS\frac{A_0}{g} \quad (3.5)$$

En la **Tabla 3.2** se indican los parámetros antes mencionados para estimar la demanda sísmica.

Tabla 3.2. Parámetros sísmicos para análisis modal espectral y estático.

Factor de importancia	I	1
Aceleración efectiva máxima	Ao	0.4
	S	1
Parámetros tipo de suelo	To	0.3
	p	1.6
Factor de reducción de la respuesta	R	5
Razón de amortiguamiento crítico horizontal	ξ	0.03
Coeficiente sísmico vertical	Cv	0.354

En la **Figura 3.1** se presenta el espectro de diseño de la NCh2369 2023, y también se indica el coeficiente sísmico mínimo.

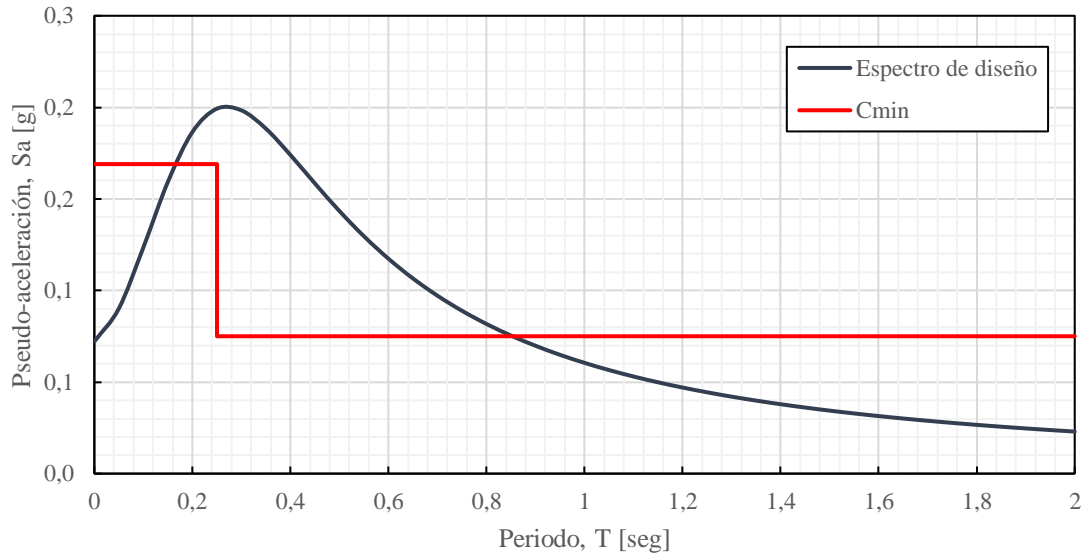


Figura 3.1. Espectro de diseño norma NCh2369 2023.

Por último, el peso sísmico considerado para realizar el análisis modal espectral corresponde a

$$W_s = 1.15D + 0.25L \quad (3.6)$$

Con esto, luego de realizar el análisis modal espectral se obtienen las características sísmicas del edificio que se presentan en la **Tabla 3.3**.

Tabla 3.3. Características sísmicas de la estructura.

Periodo primera forma modal	T1	1.24
Periodo segunda forma modal	T2	1.21
Peso sísmico	$W_s=1.15D+0.25L$	4327
Corte basal mínimo	Qmin	324
Factor de amplificación por corte basal mínimo en x	cx	1.83
Factor de amplificación por corte basal mínimo en y	cy	1.89

3.2.5. Resumen cargas

En la **Tabla 3.4** se muestra la carga total de diseño aplicada a la estructura.

Tabla 3.4. Resumen de las cargas de diseño aplicadas a la estructura.

Carga	Definición	Componente	SAP2000 [kN]
Dead	Peso propio perfiles	Fz	1269
PP _{cub}	Peso propio cubierta	Fz	91
PP _{cos}	Peso propio costaneras	Fz	133
PP _{bar}	Peso propio barandas	Fz	33
PP _{parrilla}	Peso propio parrilla	Fz	39
PP _{ins}	Peso propio instalaciones	Fz	53
PP _{banco}	Peso propio banco de celdas	Fz	1962
PP _{filtro_banda}	Peso propio filtro de banda	Fz	255
L	Sobrecarga de uso plataforma	Fz	399
Lr	Sobrecarga de techo	Fz	91
Ws	Peso sísmico: D+0.25L	Fz	4327
Ex	Corte basal del análisis modal espectral en dirección X	Fx	324
Ey	Corte basal del análisis modal espectral en dirección Y	Fy	324

3.3. Combinaciones de carga

Se utilizan las combinaciones de carga no sísmicas indicadas en el punto 9 de la NCh3171 Of.2010 *Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga* (INN, 2010). Las combinaciones de carga sísmica se consideran según la NCh2369 2023.

Las combinaciones de carga última para la verificación de los miembros resistentes, considerando el espectro de diseño, son las siguientes:

1. 1.4D
2. 1.2D+1.6L
3. 1.2D+L+1.4E
4. 0.9D+1.4E

5. $1.2D+L+1.6W$
6. $0.9D+W$

Las combinaciones de carga de servicio para la verificación de la deflexión vertical y el drift sísmico, considerando el espectro de referencia, son las siguientes:

1. D
2. D+L
3. $D+0.75L+E$
4. D+W
5. $D+0.75L+W$
6. $0.6D+1.6W$

Las cargas sísmicas se definen como las siguientes combinaciones lineales:

- i. $E=\pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.6E_z$
- ii. $E=\pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.6E_z$
- iii. $E=\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y \pm E_z$
- iv. $E=\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y \pm E_z$

Y las cargas de viento se definen como:

- i. $W=\pm W_x$
- ii. $W=\pm W_y$
- iii. $W=\pm 0.75W_x = \pm 0.75W_y$

Por último, para la verificación de las columnas principales se consideran las cargas sísmicas horizontales reducidas amplificadas $0.7R_1 \geq 1.0$. En este caso el factor de amplificación es igual $0.7R_1=3.5$. Quedando las siguientes combinaciones:

1. $1.2D+L+1.4[0.7R_1(\pm E_x \pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z]$
2. $1.2D+L+1.4[0.7R_1(\pm 0.3E_x \pm E_y) \pm 0.6E_z]$
3. $1.2D+L+1.4[0.7R_1(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y) \pm E_z]$
4. $1.2D+L+1.4[0.7R_1(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y) \pm E_z]$
5. $0.9D+1.4[0.7R_1(\pm E_x \pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z]$
6. $0.9D+1.4[0.7R_1(\pm 0.3E_x \pm E_y) \pm 0.6E_z]$
7. $0.9D+1.4[0.7R_1(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y) \pm E_z]$
8. $0.9D+1.4[0.7R_1(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y) \pm E_z]$

3.4. Verificación esbeltez global y local

En la **Tabla 3.5** se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los miembros pertenecientes al sistema sismorresistente (MAC y MRM) de acuerdo a los requerimientos. En el **Anexo A** se presentan los perfiles resultantes para cada miembro.

Tabla 3.5. Esbeltez local y global de los perfiles pertenecientes al SSR.

Miembro	Perfil	bf/tf	$\lambda_{md,ala}$	h/tw	$\lambda_{md,alma}$	KL/r max	KL/r lim
Columna	HN 45X275	7	S/R	24.1	S/R	59.3	133.8
Columna	HN 45X152	14.1	S/R	34.8	S/R	69.0	133.8
Viga	IN45X64.4	8.3	9.96	53.3	88.9	119.9	133.8
Arriostramiento	O 114.3x3	38.1	38.5	.	.	91.7	133.8
Arriostramiento	O 133x4	33.3	38.5	.	.	79.2	133.8

3.5. Verificación serviciabilidad

3.5.1. Verificación deflexiones

Para la carga muerta más viva se considera un límite igual a $L/300$. Se verificarán las vigas principales de apoyo de la plataforma de operación, en este caso “Viga de apoyo 1” y “Viga de apoyo 2” como se indica en la **Figura 3.2**. A modo de resumen en la **Tabla 3.6** se presenta la deflexión del miembro más crítico y el límite considerado.

Tabla 3.6. Deflexiones para cargas gravitacionales.

Elemento	Largo [mm]	Δ_{D+L} [mm]	$\Delta_{D+L,lim}$ [mm]
Viga de apoyo 1	5500	16.1	17.8
Viga de apoyo 2	5300	9.9	18.3

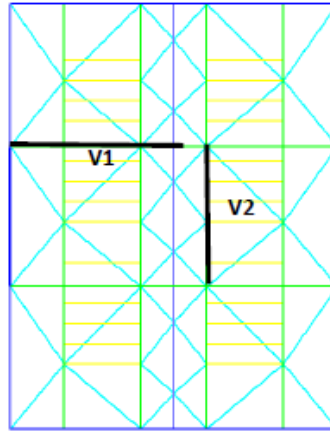


Figura 3.2. Visualización vigas principales V1 y V2 en plataforma.

3.5.2. Verificación drift sísmico

El drift sísmico tiene un valor límite de 1.5 [%] de la altura de entrepiso. En la **Figura 3.3** y la **Figura 3.4** se presenta la distribución en altura de los drift sísmico en la dirección X e Y, respectivamente.

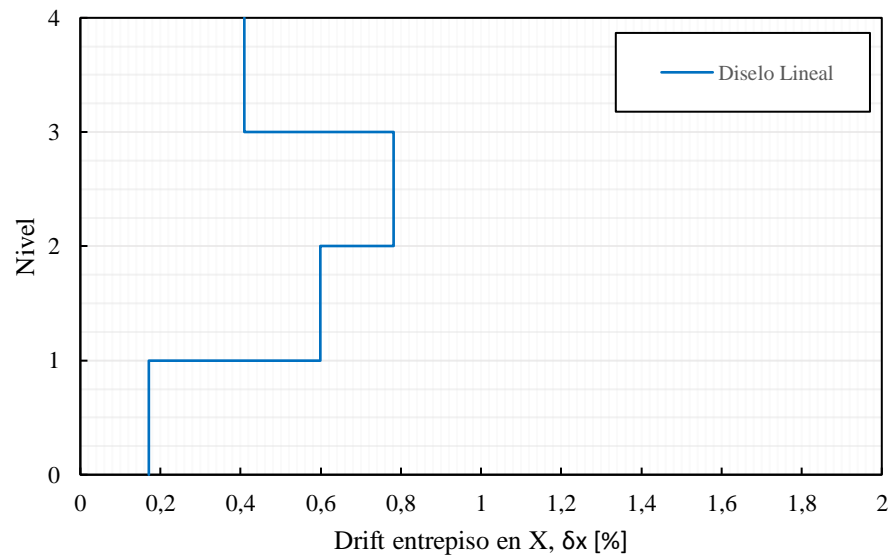


Figura 3.3. Drift de entrepiso para dirección X.

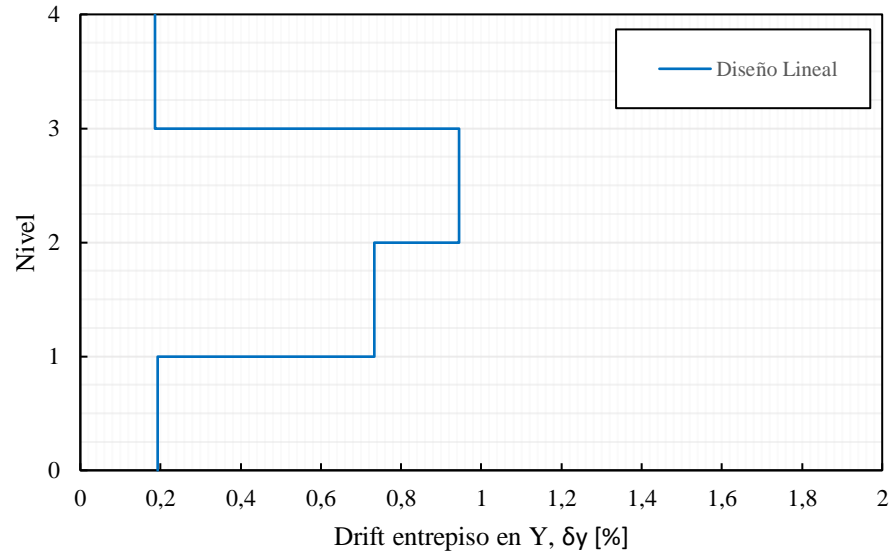


Figura 3.4. Drift de entrepiso para dirección Y.

3.6. Verificación resistencia estructural

En la **Figura 3.5** se presentan los factores de utilización para combinaciones de diseño LRFD, que representan la máxima demanda/capacidad entre flexo-compresión biaxial y corte.

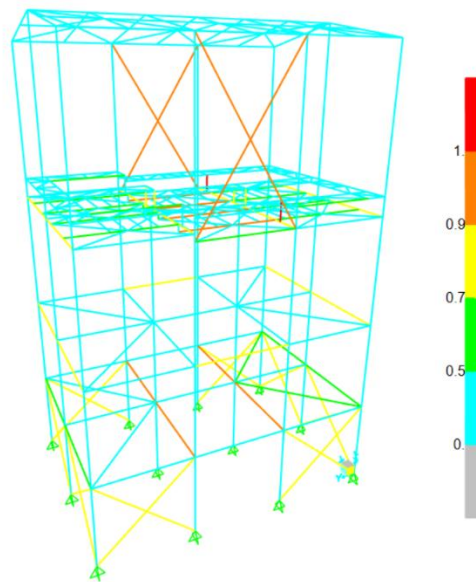


Figura 3.5. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.

La resistencia de las columnas se determina utilizando las combinaciones cargas reducidas por R amplificadas por $0.7R_1 > 1.0$. En la **Figura 3.6** se presentan los factores de utilización para las columnas sísmicas.

En el **ANEXO A** se presenta en mayor detalle los factores utilización de todos los miembros para combinaciones con carga sísmica reducida por R y reducida amplificada por $0.7R1 \geq 1.0$.

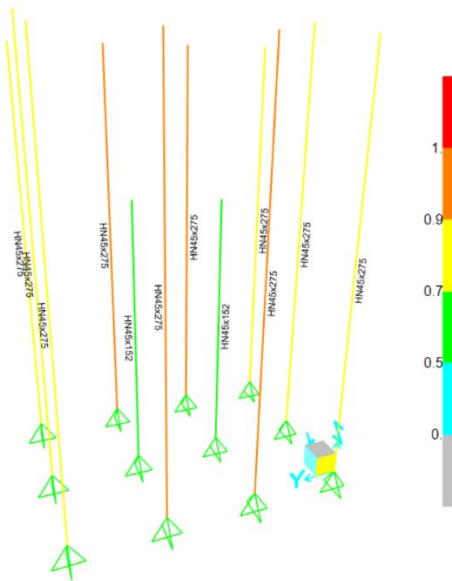


Figura 3.6. Factores de utilización en columnas para cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R1$.

3.7. Detalle anclaje estructura-fundación

En la **Figura 3.7** se visualizan los anclajes, su respectiva posición y un número asignado a cada uno. En la **Tabla 3.7** se presentan los valores máximos de esfuerzos que llegan a cada uno de los anclajes y también el factor de utilización en tracción de los pernos de anclaje considerando el diseño final. Los valores de corte V_u y de compresión P_u se obtienen de las combinaciones con cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R1$, ya que se utilizan para diseñar la llave de corte, la placa base y el pedestal, que son elementos que no disipan energía. La carga de tracción T_u se obtiene de las combinaciones con carga sísmica reducida por R, ya que se utiliza para diseñar los pernos de anclaje, los cuales se desea que experimente incursiones no lineales. Los anclajes A1 y A3 controlan el diseño de los pernos, resultando en 4 pernos de 1 pulgada de acero ASTM A36. El detalle final típico de los anclajes se muestra en la **Figura 3.8**.

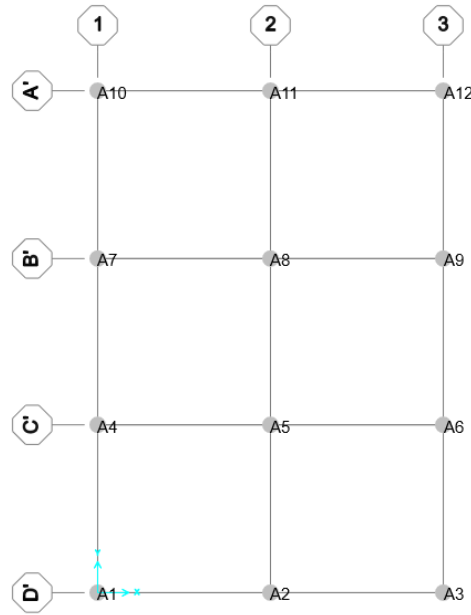


Figura 3.7. Disposición y nomenclatura de anclajes.

Tabla 3.7. Fuerzas de diseño para anclajes de columnas.

Anclaje	Vux [kN]	Vuy [kN]	Pu [kN]	Tu [kN]	Tu/ ϕ Tn
A1	225	251	1581	-372	80%
A2	523	44	504	0	0%
A3	225	251	1581	-372	80%
A4	34	187	1195	0	0%
A5	55	23	1099	0	0%
A6	34	187	1193	0	0%
A7	34	188	1181	0	0%
A8	55	23	1138	0	0%
A9	34	188	1181	0	0%
A10	233	251	1615	-363	78%
A11	542	44	536	0	0%
A12	233	250	1615	-363	78%

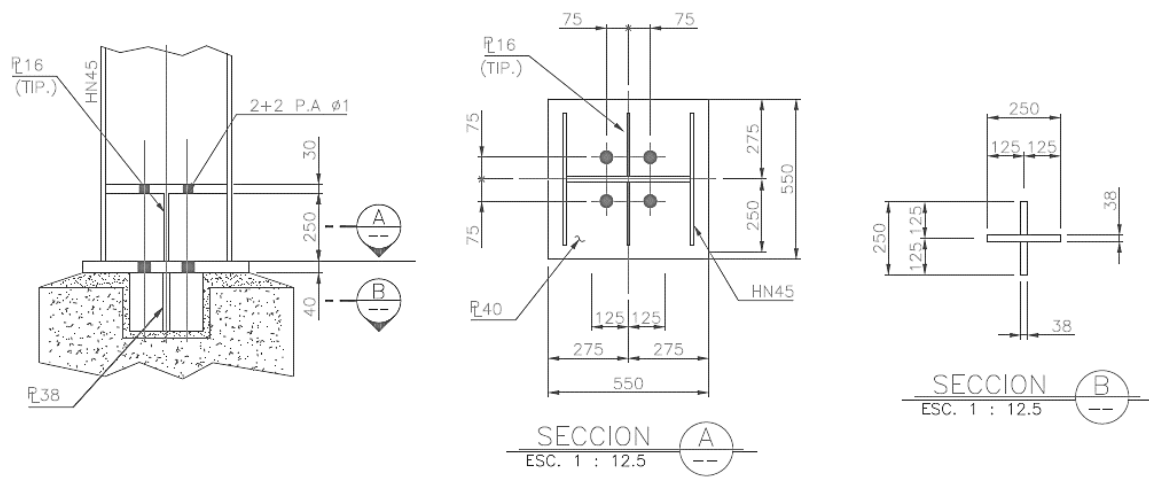


Figura 3.8. Detalle de anclaje típico de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente.

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURAS

En este capítulo se presentan los resultados del análisis dinámico no lineal, considerando los pernos de anclaje, arriostramientos y rótulas plásticas de vigas pertenecientes a MRM como componentes no lineales. Se analizan dos escenarios sísmicos un nivel consistente con el espectro objetivo para nivel de diseño, SDI, y otro nivel consistente con nivel máximo, SMP.

Para cada uno de los niveles se utiliza un set de 11 registros, asociados a la primera forma modal, con un periodo $T=1.2$ [s]. En el **ANEXO E** se encuentran las características de los registros.

Los arriostramientos se modelaron con 2 tipos de Links MLP, distribuidos en 16 arriostramientos verticales, 8 en los marcos en dirección X y 8 en los marcos en la dirección Y. Por otro lado, de los 12 anclajes existentes, sólo los anclajes pertenecientes a los frontones (10 anclajes) se modelaron con un Link MLP, Los anclajes centrales fueron modelados como apoyos fijos. La distribución de los Links y sus propiedades no lineales se presentan en el **ANEXO D**.

4.1.1. Deformación arriostramientos

En las **Figura 4.1**, **Figura 4.2**, **Figura 4.3** y **Figura 4.4** se presentan los gráficos de deformación normalizada para tracción y compresión de los arriostramientos para la dirección X.

Para el nivel SDI, en promedio los arriostramientos en la dirección X están por debajo de la deformación de pandeo Δ_c , además sólo en un arriostramiento (ARR_XZ_6) y para un sólo registro (Registro 8) se supera el límite de ocupación inmediata IO. Mientras que, para el caso de tracción, ninguno de los arriostramientos involucrados alcanza a llegar al límite de ocupación inmediata.

Similar es la situación para el nivel SMP, para la compresión el promedio está bien por debajo de la ocupación inmediata, sin embargo un grupo de 4 arriostramientos escapan del límite de seguridad de vida LS para el Registro 8. En cuanto a tracción el desempeño es idem, sólo que para este nivel son 4 los arriostramientos que escapan del límite IO, eso sí se mantienen por debajo del LS (también se trata del Registro 8).

Además, para el caso en tracción en ambos niveles de desempeño se visualiza que son escasos los arriostramientos que están por sobre el nivel de fluencia.

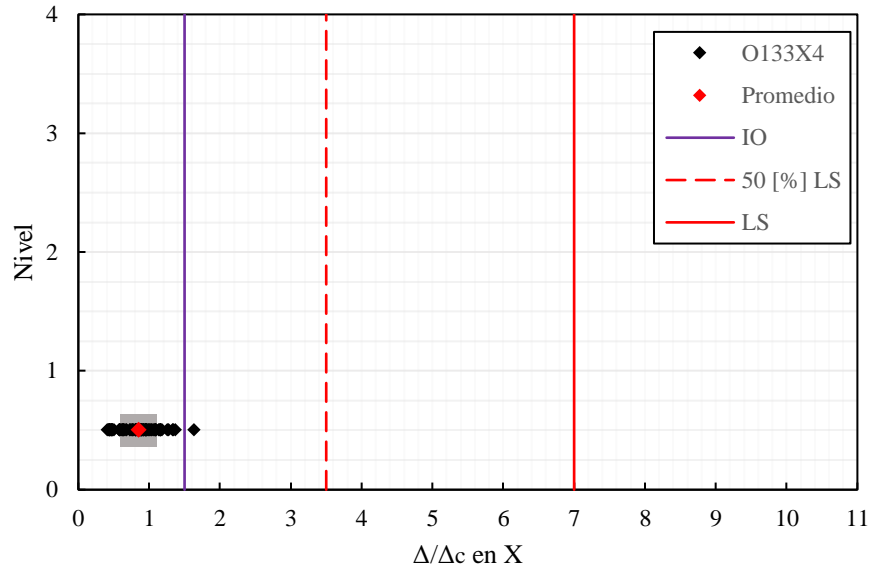


Figura 4.1. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos en dirección X para nivel SDI.

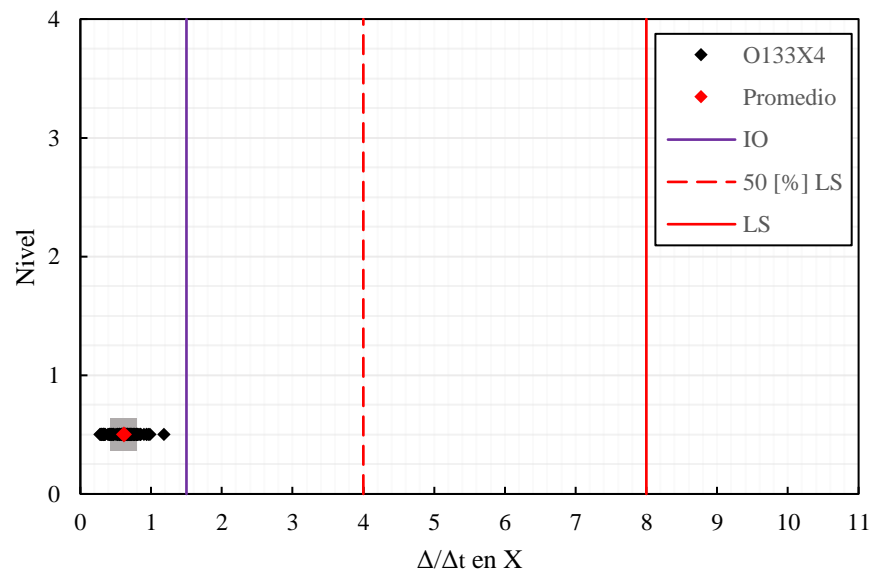


Figura 4.2. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos en dirección X para nivel SDI.

En las **Figura 4.5****Figura 4.6**, **Figura 4.7** y **Figura 4.8** se presentan los gráficos de deformación normalizada para tracción y compresión de los arriostramientos para la dirección Y.

Para el nivel SDI, en promedio los arriostramientos en la dirección Y están por debajo de la deformación de pandeo Δ_c , eso sí, es una cantidad considerable de casos en que se supera la ocupación inmediata IO. Mientras que, para el caso de tracción, ninguno de los arriostramientos involucrados alcanza a llegar al límite de ocupación inmediata.

En cuanto al nivel SMP, para la compresión el promedio está por encima de la ocupación inmediata, teniendo un número importante de casos por sobre la seguridad de vida LS. En cuanto a tracción el desempeño es similar, sólo que el promedio si está por debajo del límite IO. Vale resaltar que tanto para compresión y tracción, los registros que producen las mayores deformaciones normalizadas son el 9, 10 y 11.

Además, para el caso en tracción en el nivel SMP se ve que claramente que en más de la mitad de los casos los arriostramientos están por sobre la deformación de fluencia.

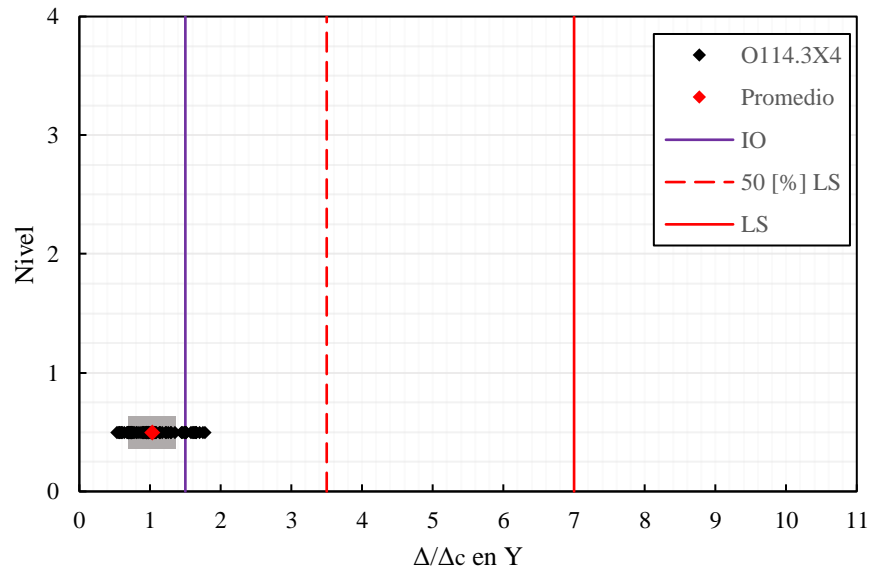


Figura 4.5. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos en dirección Y para nivel SDI.

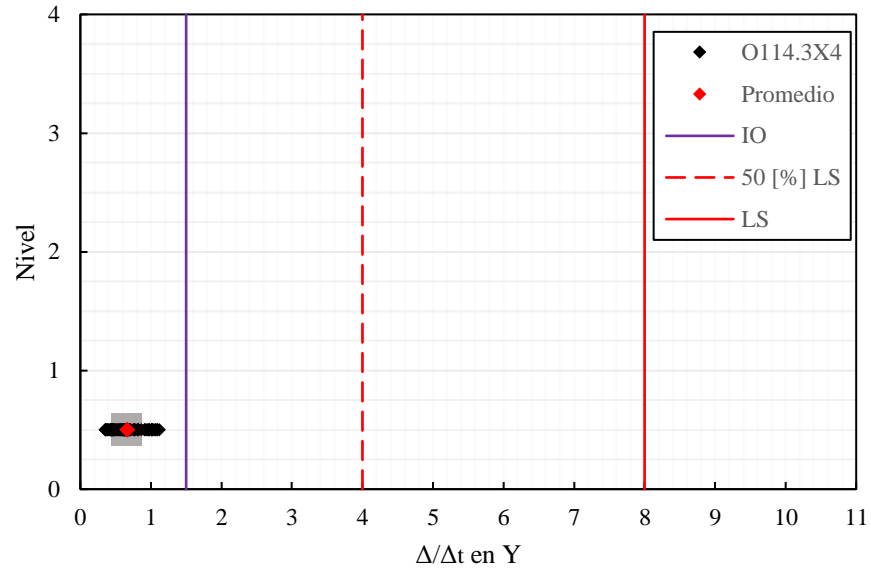


Figura 4.6. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos en dirección Y para nivel SDI.

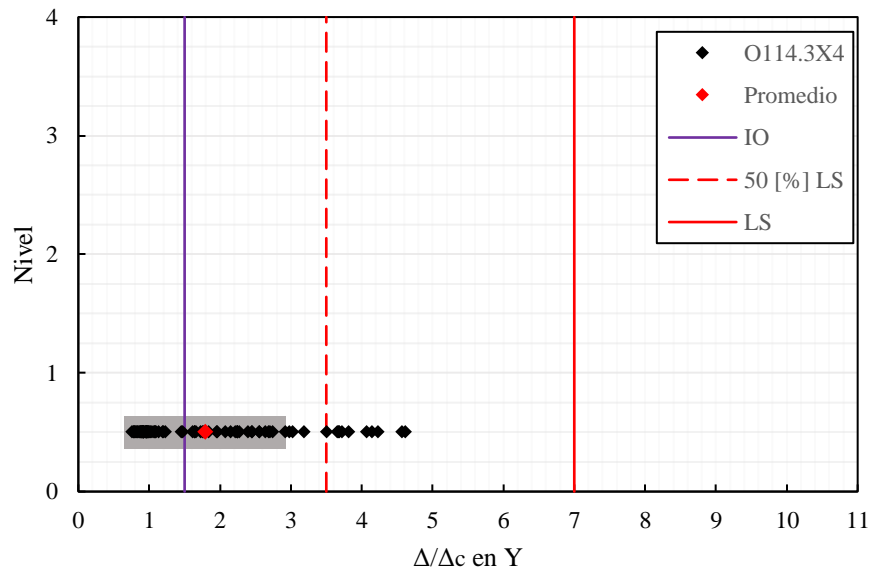


Figura 4.7. Deformación normalizada en compresión de arriostramientos en dirección Y para nivel SMP.

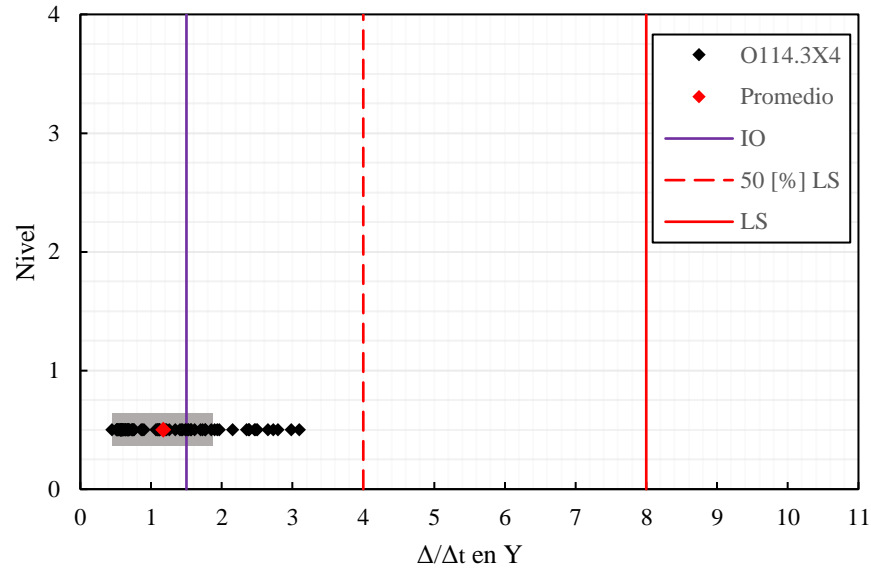


Figura 4.8. Deformación normalizada en tracción de arriostramientos en dirección Y para nivel SMP.

4.1.2. Rotación rotulas plásticas vigas

En las **Figura 4.9**, **Figura 4.10**, **Figura 4.11** y **Figura 4.12** se presentan los gráficos de rotación normalizada para las rótulas plásticas correspondientes a vigas IN45X64.4 de los marcos de momento en la dirección X.

En el nivel SDI se ve que por mucho margen las rotaciones están debajo del límite de ocupación inmediata IO, esto tanto para las vigas del nivel 2, como las del nivel 3. Los registros más exigentes fueron el 1, el 2 y el 8.

Misma situación para el nivel SMP, además el promedio de las rotaciones máximas normalizadas para el nivel 2 pasó de 0.6 a 0.8 entre un nivel de desempeño y otro, mientras que para el nivel 3 pasó de 0.5 a 0.7. El registro más exigente y con diferencia fue el 8.

Para esta dirección las rotaciones fueron mayores en las vigas de marcos de niveles inferiores.

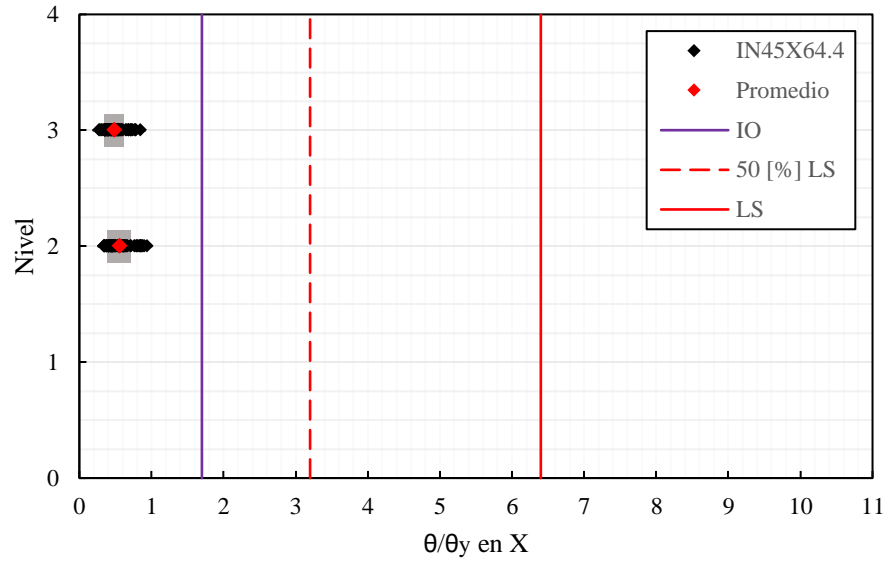


Figura 4.9. Rotación normalizada de rótulas plásticas para marcos en dirección X para nivel SDI.

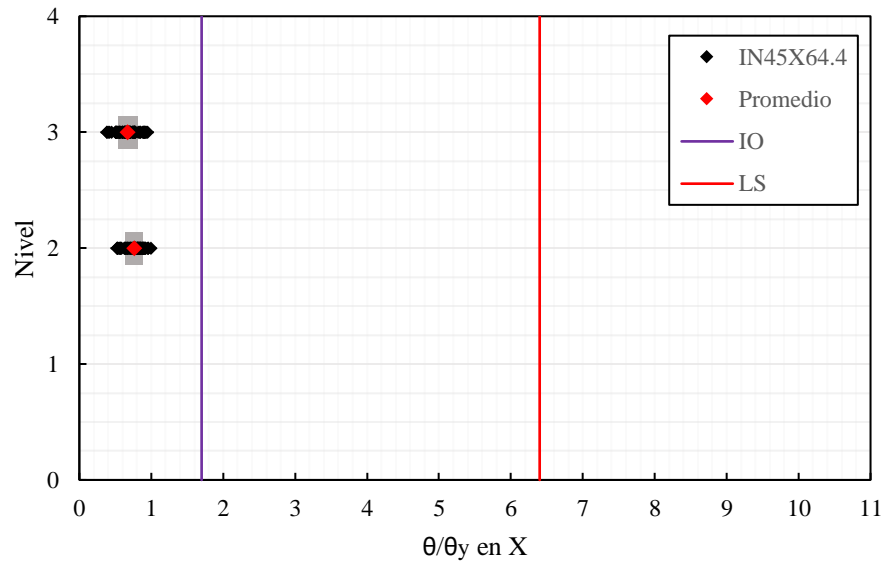


Figura 4.10. Rotación normalizada de rótulas plásticas para marcos en dirección X para nivel SMP.

En las **Figura 4.11** y **Figura 4.12** se presentan los gráficos de rotación normalizada para las rótulas plásticas correspondientes a vigas IN45X64.4 de los marcos de momento en la dirección Y.

En el nivel SDI se ve que por mucho margen las rotaciones están debajo del límite de ocupación inmediata IO, esto tanto para las vigas del nivel 2, como las del nivel 3. Los registros más exigentes fueron el 5 y el 8.

Misma situación para el nivel SMP, además el promedio de las rotaciones máximas normalizadas para el nivel 2 pasó de 0.7 a 0.9 entre un nivel de desempeño y otro, mientras que para el nivel 3 pasó de 0.4 a 0.5. Los registros más exigentes fueron 2, 9 y 11.

También se precisa que para esta dirección las rotaciones fueron mayores en las vigas de marcos de niveles inferiores.

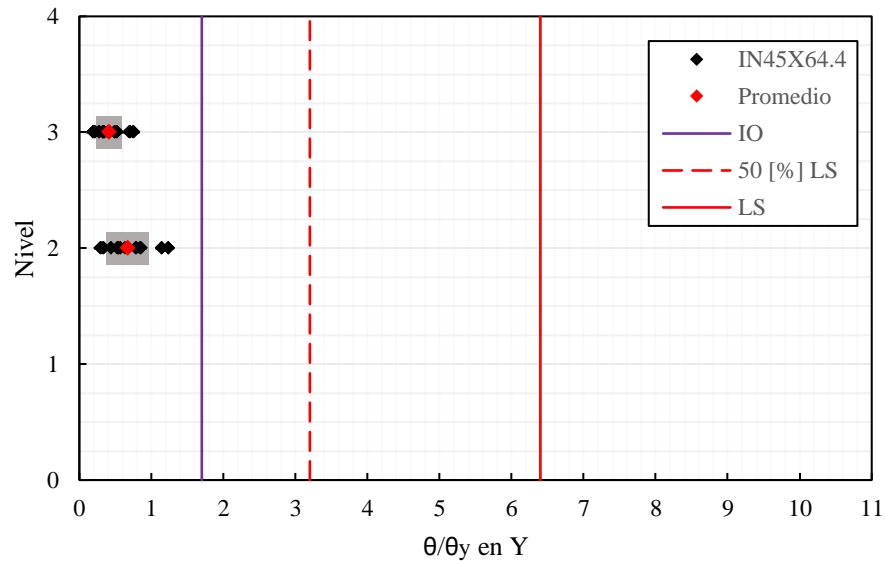


Figura 4.11. Rotación normalizada de rótulas plásticas para marcos en dirección Y para nivel SDI.

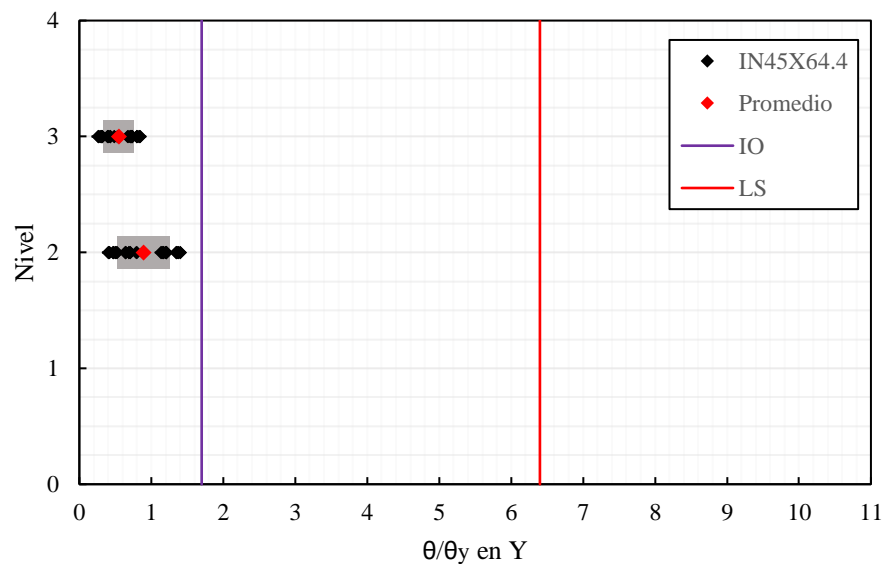


Figura 4.12. Rotación normalizada de rótulas plásticas para marcos en dirección Y para nivel SMP.

4.1.3. Elongación pernos de anclaje

En la **Figura 4.13** se presenta la elongación unitaria de los pernos de anclaje para nivel SDI (Notar que anclaje 5 y 8 están sin datos, puesto que fueron modelados como apoyos fijos). En promedio los pernos presentan deformaciones muy bajas, estando solo los pernos de los anclajes 1 y 12 por sobre la deformación de fluencia. La deformación más alta es de un 1.42 [%] para los pernos del anclaje 1, esto inducido por el Registro 8, le sigue de cerca el anclaje 12 con un 1.24 [%] para el mismo registro.

En la **Figura 4.14** se presenta la elongación de los pernos para nivel SMP. En este caso, los anclajes 1, 3, 10 y 12 plastifican en la mayoría de los registros, estando el promedio por sobre la deformación de fluencia. Este resultado es esperado puesto que dichos pernos están proyectados como fusibles y la estructuración del edificio validada en el diseño lineal no arrojaba tracciones en dichos anclajes.

Hay que comentar además que todas las deformaciones están muy por debajo de la elongación de rotura correspondiente al 15 [%].

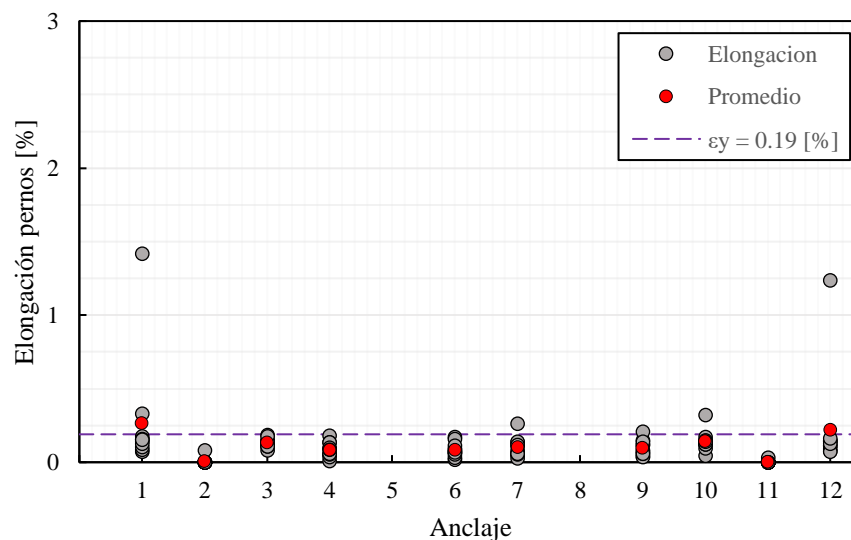


Figura 4.13. Elongación porcentual de pernos según anclajes para nivel SDI.

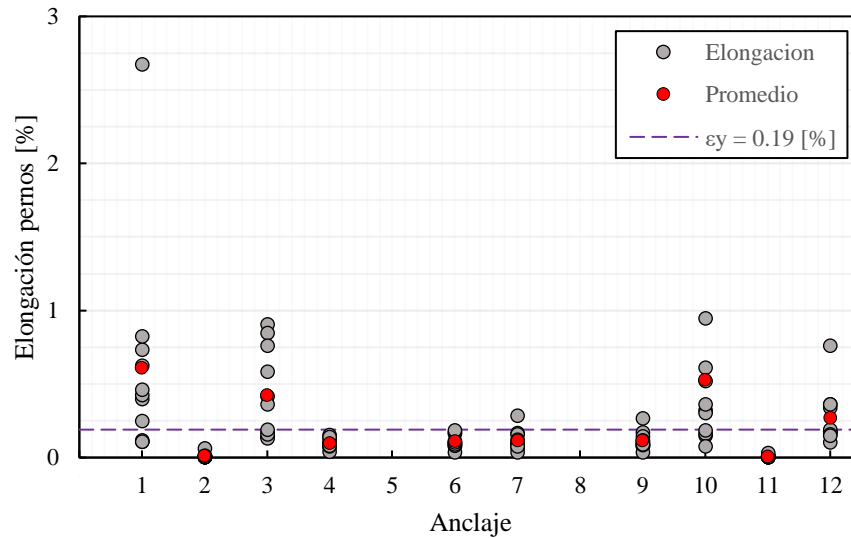


Figura 4.14. Elongación porcentual de pernos según anclajes para nivel SMP.

4.1.4. Histéresis

Sólo con el fin de ilustrar, se presentan las curvas de histéresis de algunos elementos representativos tanto para nivel SDI, como para SMP.

Los elementos para visualizar serán el link de arriostramientos ARR_XZ_1, en ambos niveles de desempeño (véase **Figura 4.15** y **Figura 4.16**). Además del link de pernos de anclaje A1_PERNOS, también en ambos niveles (véase **Figura 4.17** y **Figura 4.18**).

Se aprecia como el arriostramiento ARR_XZ_1 se mantiene en el rango elástico para el caso seleccionado del nivel SDI, y por contraparte como incursiona en el rango inelástico para el caso representativo del nivel SMP, donde claramente se aprecia que padea bastante.

En cuanto a los pernos, ambos casos seleccionados corresponden a las deformaciones máximas para cada uno de los niveles de desempeño. Se observa que la deformación máxima en el caso representativo de SMP es prácticamente el doble que en el caso SDI.

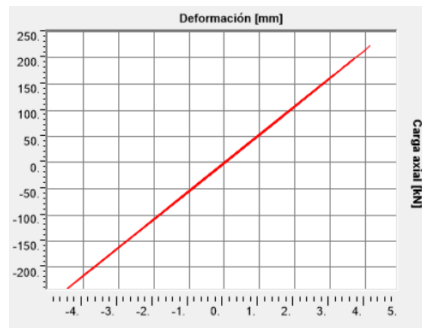


Figura 4.15. Curva de histéresis del arriostramiento ARR_XZ_1 para el Registro 6 del nivel SDI.

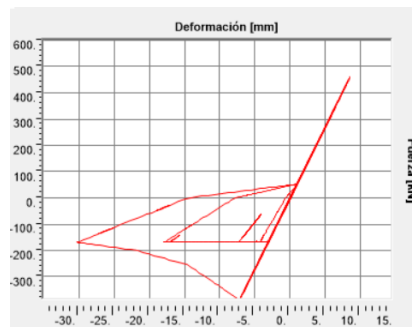


Figura 4.16. Curva de histéresis del arriostramiento ARR_XZ_1 para el Registro 8 del nivel SMP.

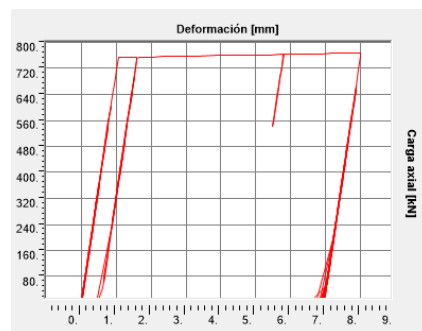


Figura 4.17. Curva de histéresis de los pernos A1_PERNOS para el Registro 9 del nivel SDI.

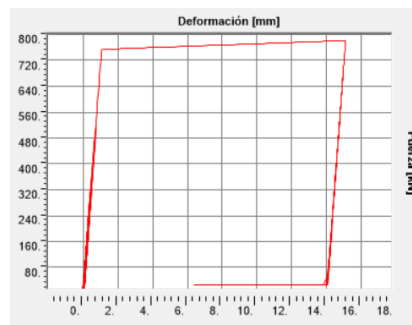


Figura 4.18. Curva de histéresis de los pernos A1_PERNOS para el Registro 10 del nivel SMP.

4.1.5. Energía disipada

En la **Figura 4.19** se muestra la energía disipada porcentual entre amortiguamiento viscoso, arriostramientos, vigas y pernos para el nivel SDI. Se aprecia que en general la disipación por parte de los arriostramientos es baja y para los demás elementos es casi nula, siendo el registro 8 el único en que los pernos superan el 1 [%]. La mayoría del trabajo la realiza el amortiguamiento viscoso, situación favorable, ya que no utiliza la ductilidad de la estructura.

En la **Figura 4.20** se presenta la energía disipada para el nivel SMP. En este caso el trabajo de los arriostramientos es significativamente mayor, alcanzando más del 20 [%] en 3 registros (8, 9 y 11). Además, para el Registro 8 el trabajo en conjunto de arriostramientos, vigas y pernos supera el 35%. No es posible de establecerse una correlación entre la cantidad de energía inducida por los registros y el desempeño propio de los elementos fusibles.

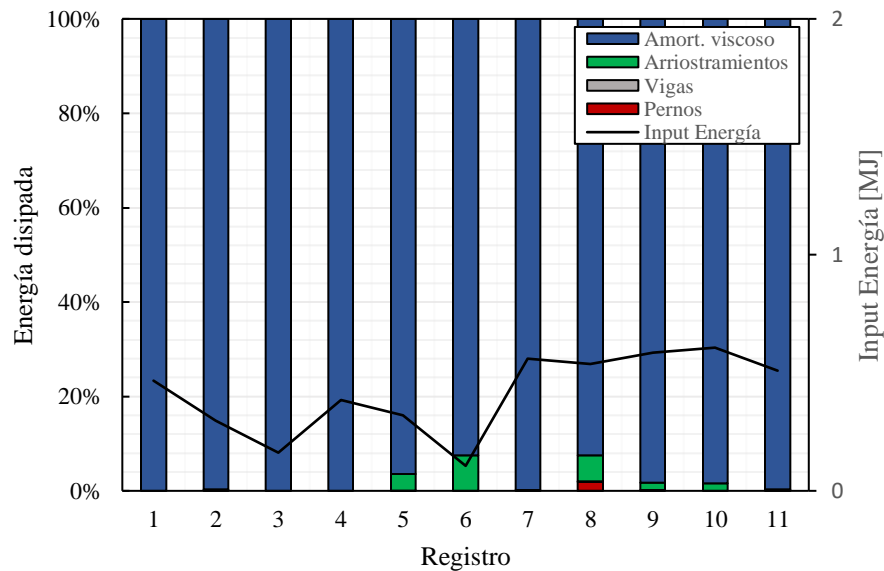


Figura 4.19. Energía disipada y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SDI.

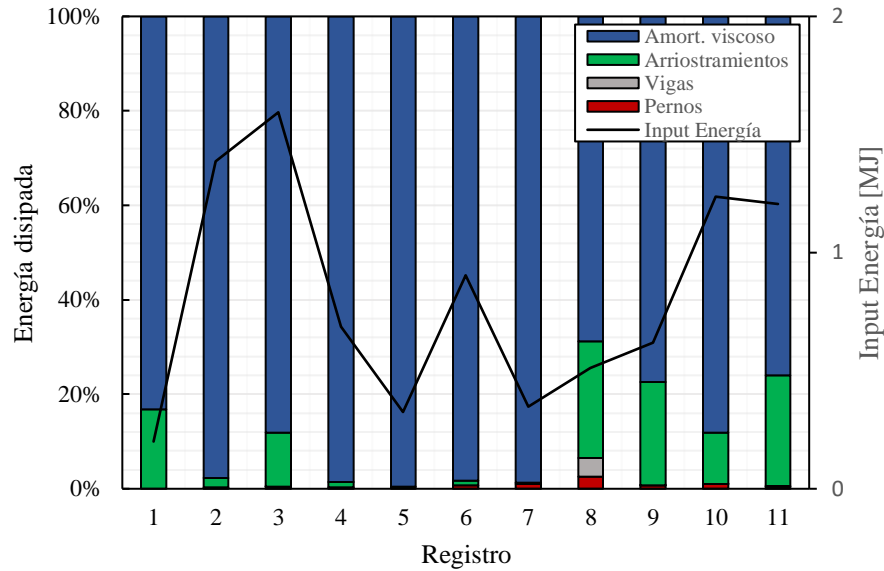


Figura 4.20. Energía disipada y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SMP.

4.1.6. Drift sísmico

En las **Figura 4.21** y **Figura 4.22** se presentan los drift en dirección X e Y, respectivamente, para el nivel SDI.

Se observa que para la dirección X los drift provenientes de los registros están casi todos por debajo del drift proveniente del diseño lineal, a excepción del Registro 2. Salvo por el nivel 1, el drift promedio se mantiene por debajo del diseño lineal.

De manera similar, el drift promedio en la dirección Y está por debajo del diseño lineal, siendo los registros 5 y 8 los más significativos. El drift más alto se presenta en el nivel 3 para el registro 5 (1.46

En las **Figura 4.23**, y **Figura 4.24** se presentan los drift en dirección X e Y, respectivamente, para el nivel SMP.

La dispersión es significativamente mayor en la dirección X, superando la mitad de los registros al diseño lineal. En la dirección Y el aumento también es significativo, y el promedio también es superado por el diseño lineal. Los drift promedio en ambas direcciones están cómodamente por debajo del límite de 1.5, siendo este valor superado solo 2 veces en la dirección Y (registros 9 y 11).

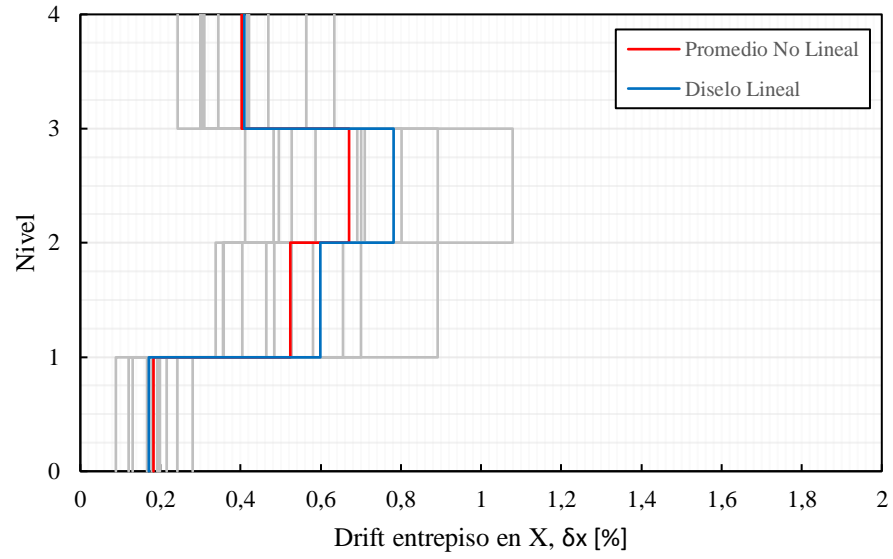


Figura 4.21. Drif de entre piso en dirección X para nivel SDI.

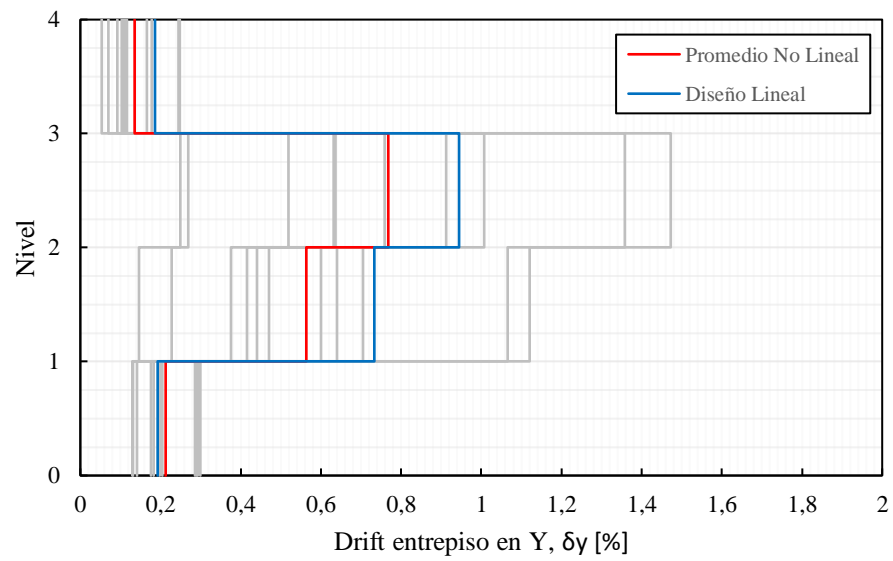


Figura 4.22. Drif de entre piso en dirección Y para nivel SDI.

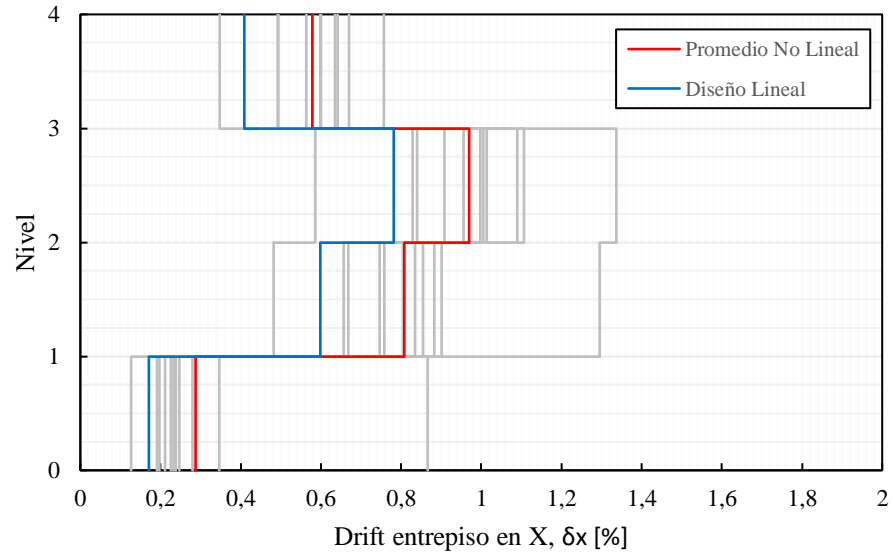


Figura 4.23. Drift de entre piso en dirección X para nivel SMP.

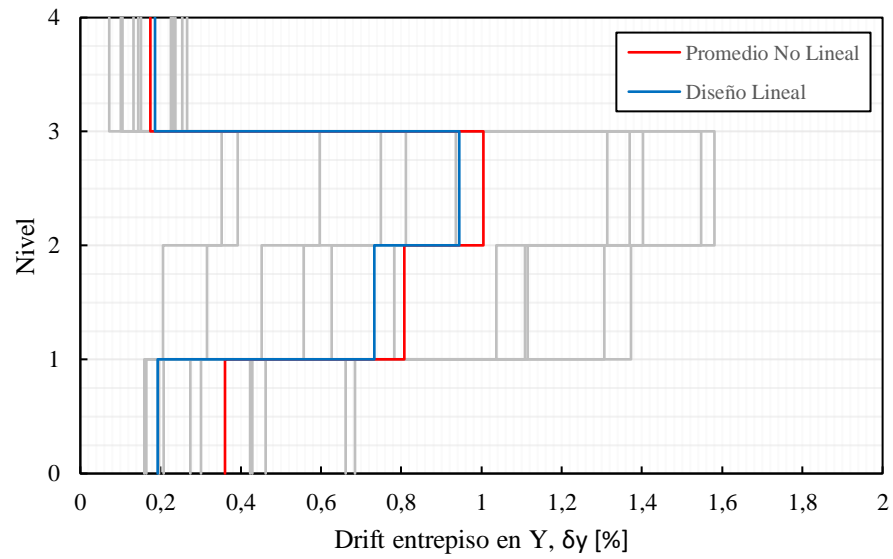


Figura 4.24. Drift de entre piso en dirección Y para nivel SMP.

4.1.7. Factor de utilización columnas sísmicas

En la **Figura 4.25** se presenta el factor de utilización de las doce columnas para el nivel SDI, comparado con el factor de utilización obtenido para las cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R1 > 1$. El promedio de cada una de las columnas está por debajo del 100 [%].

En la **Figura 4.26** se presenta el factor de utilización de columnas para el nivel SMP. En este caso, el promedio lineal sigue siendo mayor al no lineal y en ningún caso se escapa un valor por sobre 1, por lo tanto, no hay plastificación en las columnas, lo cual válida el modelo utilizado.

Esta holgura se debe a que la estructuración del edificio y las condiciones de carga aplicadas en el diseño lineal permitieron un ajustado dimensionamiento de las columnas, alcanzando valores muy cercanos a 1 en varias de ellas.

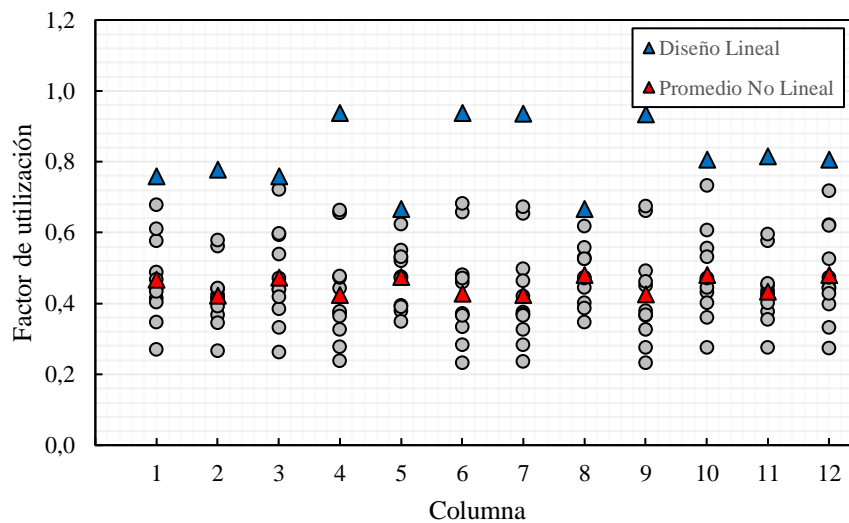


Figura 4.25. Factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SDI.

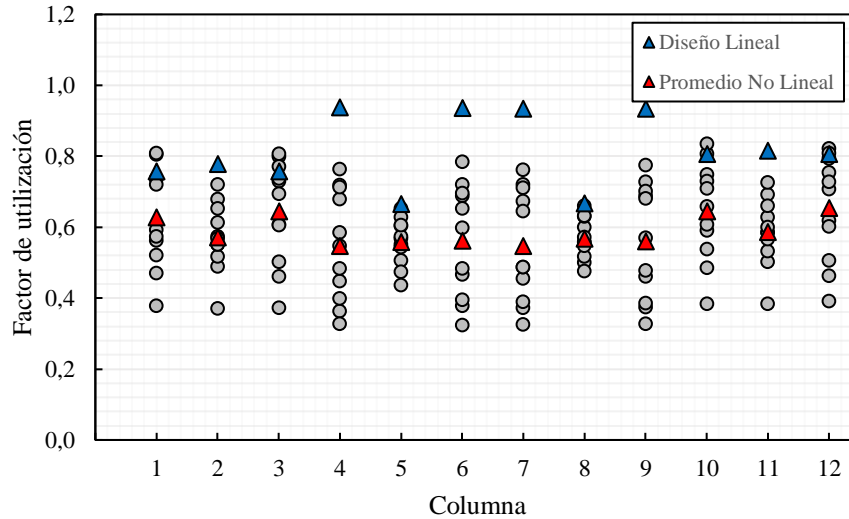


Figura 4.26. Factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SMP.

4.1.8. Factores de desempeño sísmico

En las **Figura 4.27**, **Figura 4.28** y **Figura 4.29** se presentan R_μ , Ω y R , respectivamente, en ambas direcciones para los 11 registros del nivel SDI. La sobrerresistencia en ambas direcciones es alta, ya que para el diseño se consideraron parámetros de R e I que conducen a un diseño con bastante sobrerresistencia, lo cual es deseado. El factor de reducción por ductilidad nos indica que la estructura en general no hace mucho uso de la ductilidad, teniendo así una ductilidad baja, por otro lado, se aprecia un mayor factor por sobrerresistencia en X , esto nos indica un mayor sobredimensionamiento de la estructura en dicha dirección.

El factor de modificación de la respuesta R es en promedio similar para ambas direcciones, y está levemente por debajo del valor de $R=5$ utilizado para el diseño lineal, a modo general está principalmente compuesto por la sobrerresistencia, haciendo poco uso de la ductilidad.

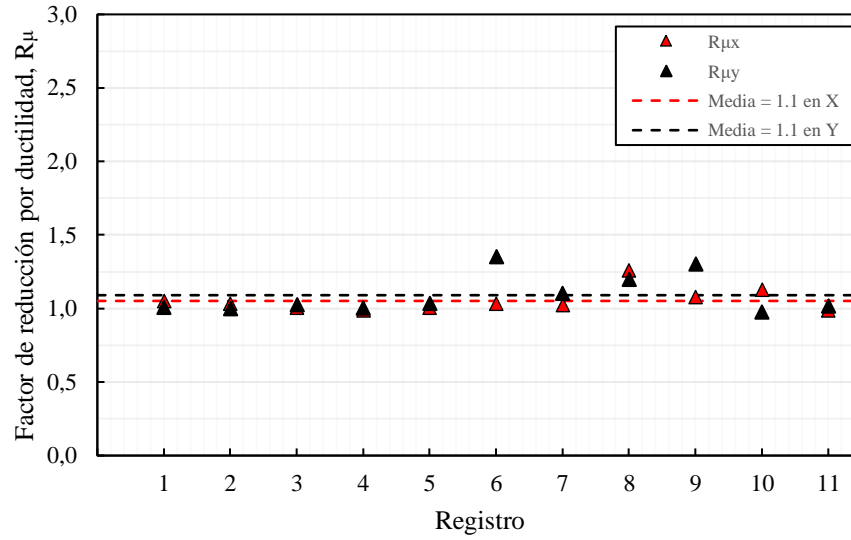


Figura 4.27. Factor de modificación de la respuesta por ductilidad para los registros de a nivel SDI.

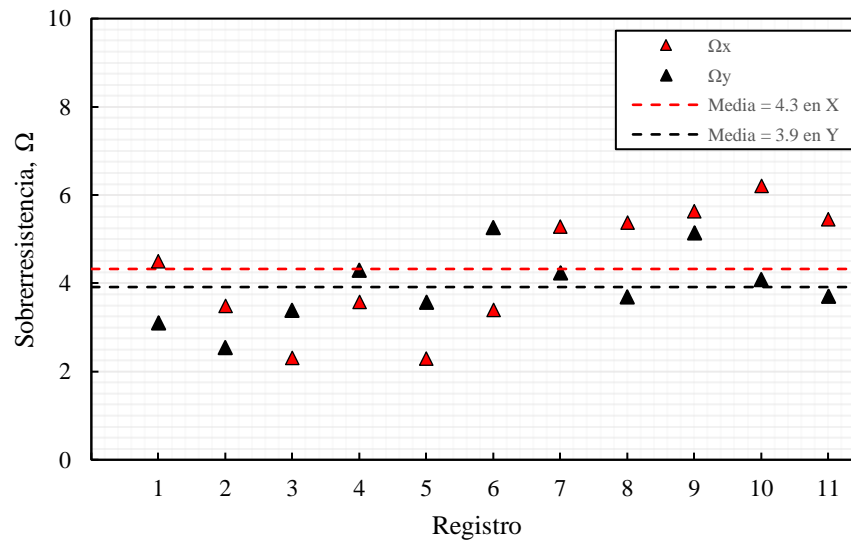


Figura 4.28. Sobrerresistencia para los registros de nivel SDI.

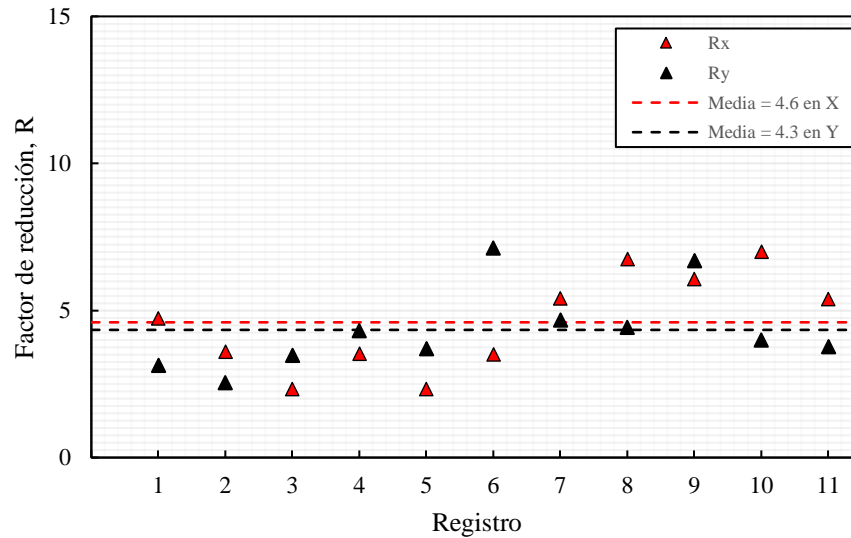


Figura 4.29. Factor de reducción de la respuesta para registro de nivel SDI.

En las **Figura 4.30**, **Figura 4.31** y **Figura 4.32** se presentan R_μ , Ω y R , respectivamente, en ambas direcciones para los 11 registros del nivel SMP. Se observa un aumento en la dispersión los valores, debido al aumento de la intensidad de los registros. La media del R_μ se mantiene similar en ambas direcciones, aumentando levemente para Y, lo que indica que se sigue haciendo poco uso de la ductilidad, esto podría explicarse debido a la estructuración y a la falta de mecanismos de disipación de energía, tales como arriostramientos en los niveles superiores. La sobrerresistencia en ambas direcciones aumenta levemente, mientras que el factor R alcanza en promedio 5.1 para X y 5.6 en Y, lo cual está cercano al valor utilizado para el diseño lineal. Además, al comparar el valor de R entre ambos niveles de desempeño se visualiza que la estructura aun no ha utilizado toda su reserva de sobrerresistencia.

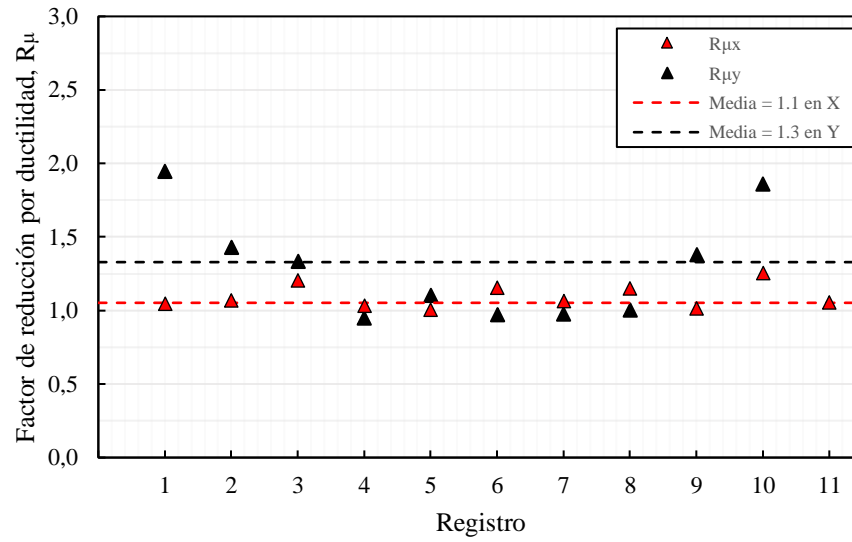


Figura 4.30. Factor de modificación de la respuesta por ductilidad para los registros de a nivel SMP.

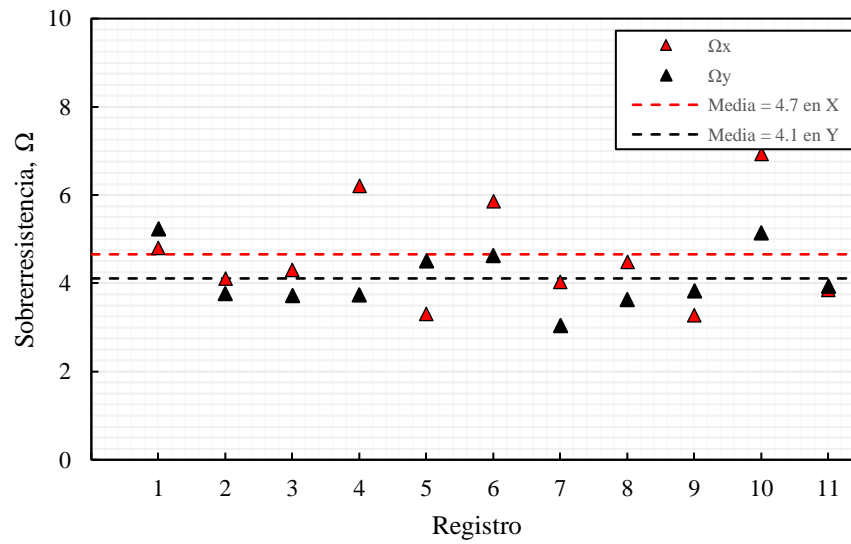


Figura 4.31. Sobrerresistencia para los registros de nivel SMP.

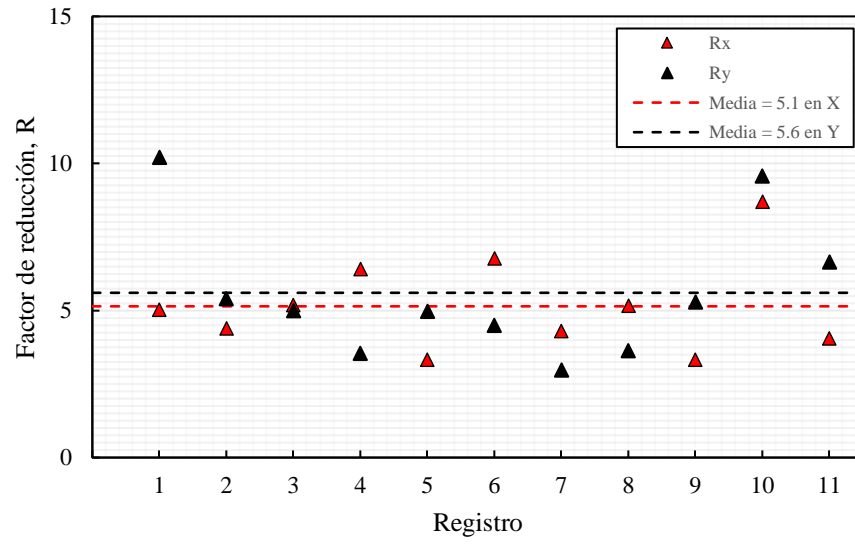


Figura 4.32. Factor de reducción de la respuesta para registro de nivel SMP.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

A continuación, se presentan las principales conclusiones obtenidas de este trabajo.

El diseño lineal se llevó a cabo mediante parámetros que garantizaban un buen nivel de sobrerresistencia, con un factor de $R=5$, sin embargo, se logró factores de utilización altos tanto en columnas, como en arriostramientos y vigas. Para los anclajes principales, también se utilizaron factores de utilización altos, por lo que se preveía un diseño “ajustado” pero acorde con la practica tradicional, es decir con sobrerresistencia y una ductilidad baja.

Con respecto al análisis no lineal dinámico, todos los elementos involucrados como fusibles cumplen en promedio con los criterios de aceptación indicados en la NCh 2369 2023 para el nivel de diseño. Los pernos presentan elongaciones bajas, pero si consideramos los 4 anclajes principales que reciben tracción en el análisis lineal, estos están en promedio por sobre la deformación de fluencia y claramente por debajo de la deformación de rotura, de tal manera que plastifican, cumpliendo así su rol de fusibles.

El drift promedio obtenido de ambos niveles de desempeño indica que el nivel SDI está por debajo del diseño lineal, no así el SMP, el cual se escapa en ambas direcciones, sin embargo, aun así, no llega ni al 1 [%], lo cual es bueno si se tiene en consideración el límite de 1.5 [%].

Se aprecia que las columnas se mantienen elásticas para ambos análisis, por debajo del diseño lineal, lo que nos indica que el diseñarlas con carga reducida amplificada garantiza un buen desempeño de su parte.

En cuanto a los factores de desempeño sísmico la metodología utilizada para el dimensionamiento lineal de la estructura cumplió con su pronóstico, es decir se obtuvo factores R en ambas direcciones para el nivel de diseño cercano a 5. Los factores están levemente por debajo de dicho valor, es cierto, pero esto también era predecible al tomar en cuenta los ajustados factores de utilización de los elementos involucrados. Al comparar los factores R entre ambos niveles de desempeño se aprecia que todavía queda una reserva de sobrerresistencia pensando en un sismo mayor.

La ductilidad entregada por el análisis no lineal refleja que la disipación de energía por parte de los elementos fusibles es baja, sin embargo, teniendo en cuenta el sobredimensionamiento de las columnas en relación con los demás elementos y la escasez de arriostramientos en los niveles superiores hacen que este también fuese un resultado esperado.

REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction. (1999). *Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (AISC 341-16). Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE/SEI 7-16). Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. (ASCE/SEI 41-17). Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.
- Astaneh-Asl, A., & Cochran, M., Sabelli, R. (2006). *Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames*. Steel Technical Information and Product Services (Steel TIPS) report. Structural Steel Educational Council Moraga, California, EE.UU.
- Baker, J. W. (2011). *Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection*. Journal of Structural Engineering.
- Barrientos, M. (2016). *La arquitectura de los terremotos (1929-1972)*. (Tesis de Doctorado) Pontificia Universidad Católica de Chile. Facultad de Arquitectura, Diseño y Estudios Urbanos, Santiago, Chile.
- Black, R. G., Wenger, W. A. B. y Popov, E. P. (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Loads Reversals*. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, California, EE.UU.
- Bolt, B. A. (1973). *Determination of Duration of Strong Ground Motion*. Bulletin of the Seismological Society of America, 63(5), 1949-1970.
- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A. y Magna-Verdugo, C. (2019) *A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment*. Santiago, Chile.
- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G. y de la Llera, J. C. (2020). *A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes*. Submitted.
- Computers and Structures, Inc (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, EE.UU.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. y Pastén, C. (2016). *Ground Motion Prediction Equations for the Chilean subduction Zone*. Bull Earthquake Eng.

Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2003). Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh432:1971: *Diseño estructural- Cargas de viento*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2016). NCh4127/1:2016. *Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios. Parte 1: Criterios generales de diseño y acciones en la estructura*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2017). NCh3171:2017: *Diseño estructural- Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2023). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369 2023). Santiago, Chile: Autor.

International Code Council. (2017). *2018 International Building Code*. Washington, D.C., EE.UU.: International Code Council.

Ministerio del Interior (1936). *Decreto N°4882/1936: Ley y Ordenanza General de Urbanismo y Construcción*. Recuperado de Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, Santiago, Chile

Ministerio de Obras Públicas y Vías de Comunicación (1949). *Decreto N°884/1949: Reemplaza Ordenanza General de Contrucciones*. Recuperado de Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, Santiago, Chile

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). *Decreto Supremo N° 61/2011: Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*. Santiago, Chile.

Monsálvez, D., Jaña, P., Ruiz, P. (2014). *La influencia norteamericana en el proyecto siderúrgico chileno: La Compañía de Acero del Pacífico (CAP) y la usina Huachipato*. *Universum* (Talca), 29(2), 203-219. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-23762014000200014>

Montalva, G., Bastías, N., Rodriguez-Marek, A. (2017). *Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone*. *Bulletin of Seismological Society of America*.

Montecinos, R., Herrera, R., Verdugo, A., Beltran, J.F. (2012). *Estructuras industriales*. Libro Mw=8.8 Terremoto en Chile 27 de febrero 2010, Capítulo 10, 211-239. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Ortiz, D. (2023). *Evaluación del desempeño sísmico de edificio de operación de molino vertical según NCh2369 2023* (Memoria de Título). Universidad de Concepción, Departamento de Ingeniería Civil, Concepción, Chile.

Peña C., Montecinos R. (29 de mayo 2020). *Reseña histórica de diseño y normativa industrial en Chile*. Seminario Online- Diseño Estructural de Proyectos Industriales-Anteproyecto NCh2369. Universidad de los Andes, Santiago, Chile.

Peña, C., Urzúa, C. (2019). *Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero”. Origen e implementación*. XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019. Valdivia, Chile.

Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N. y De la Llera, J.C. (2018). *An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of its Poisson Nature*. Bulletin of Seismological Society of America.

Schafer B. (2020). *Ad Hoc Task Group Report on Local Buckling (Width-to-thickness) Limits*. AISC Committee on Specifications Task Group on Local Buckling (Width-to-thickness) Limits.

Soules, J., Bachman, R., Silva, J. (2016). *Chile Earthquake of 2010: Assessment of Industrial Facilities around Concepción*. 10.1061/9780784413647.

Urzúa, C. (2015). *Comparación del Desempeño de Dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas Según la Práctica Nacional y Disposiciones AISC* (Tesis de Magister). Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago, Chile.

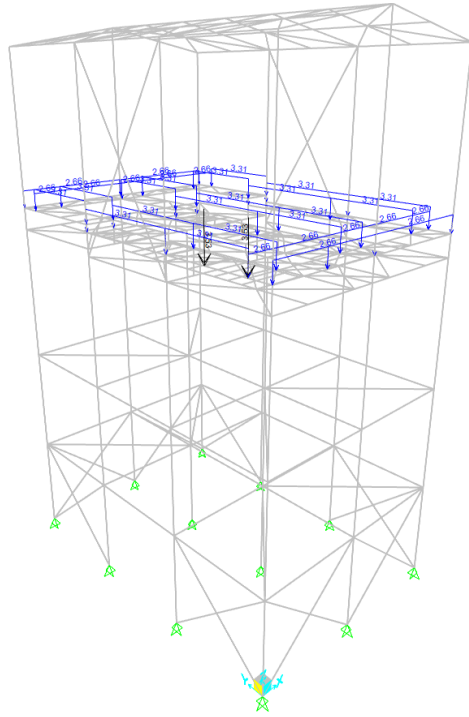


Figura A 3. Sobrecarga de operación L en [kN/m].

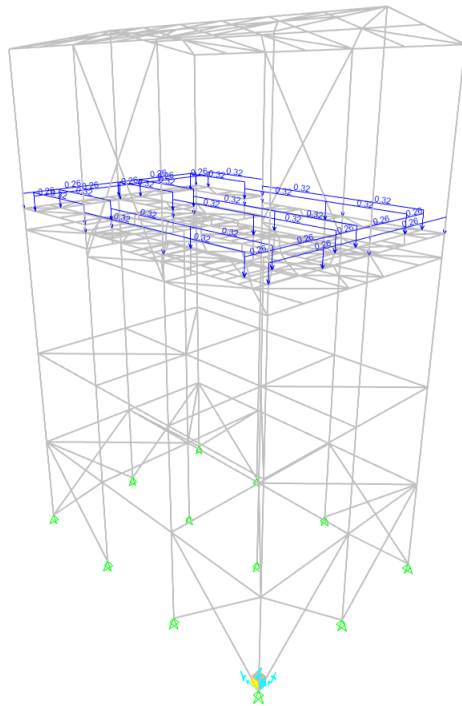


Figura A 4. Sobrecarga parrilla piso en [kN/m].

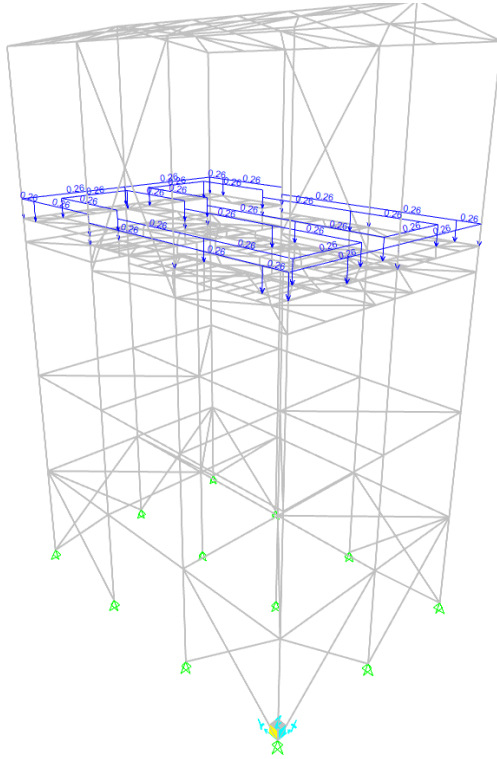


Figura A 5. Carga por barandas en [kN/m].

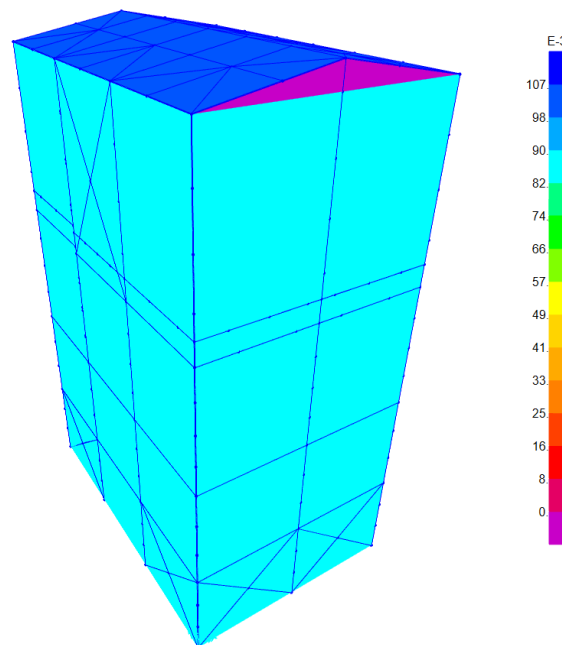


Figura A 6. Carga por costaneras en [kN/m²].

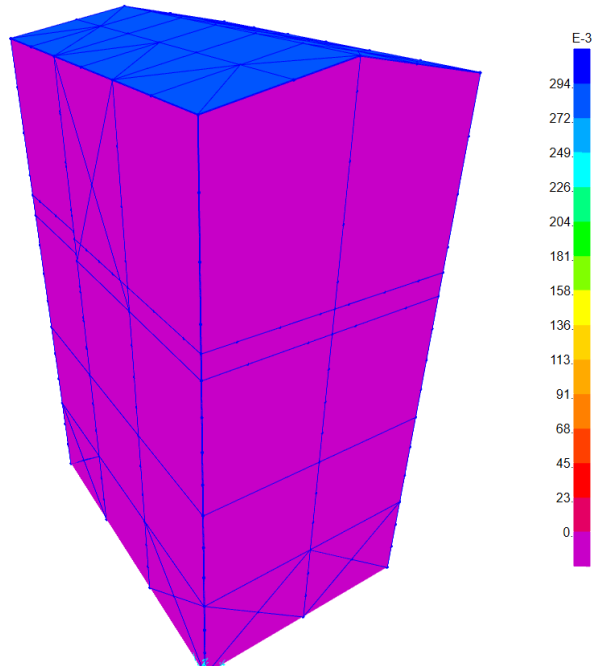


Figura A 7. Carga por instalaciones en $[\text{kN}/\text{m}^2]$.

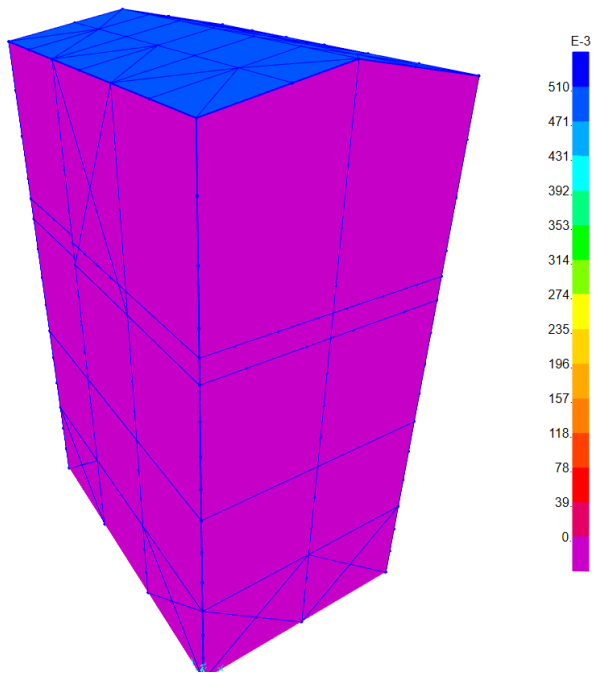


Figura A 8. Sobrecarga de techo en $[\text{kN}/\text{m}^2]$.

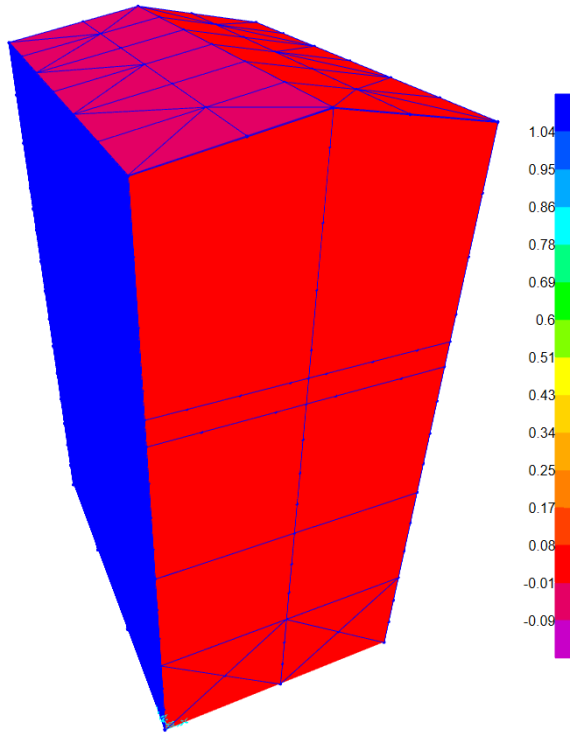


Figura A 9. Viento en X en [kN/m²].

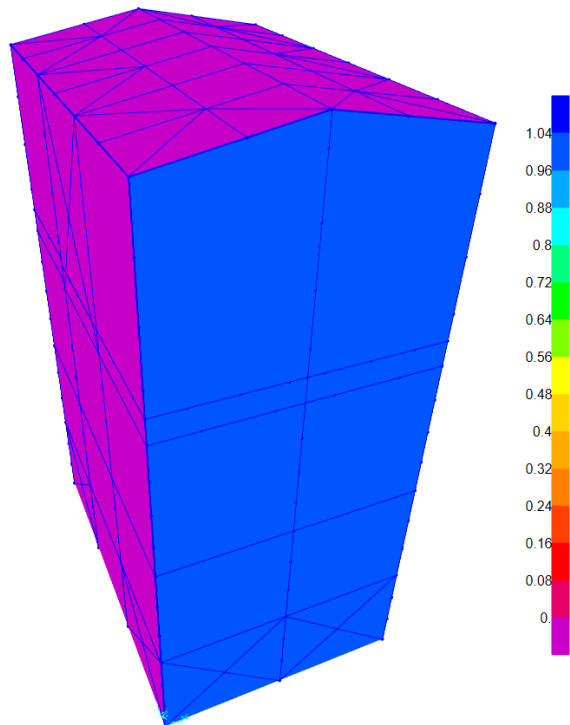


Figura A 10. Viento en Y en [kN/m²].

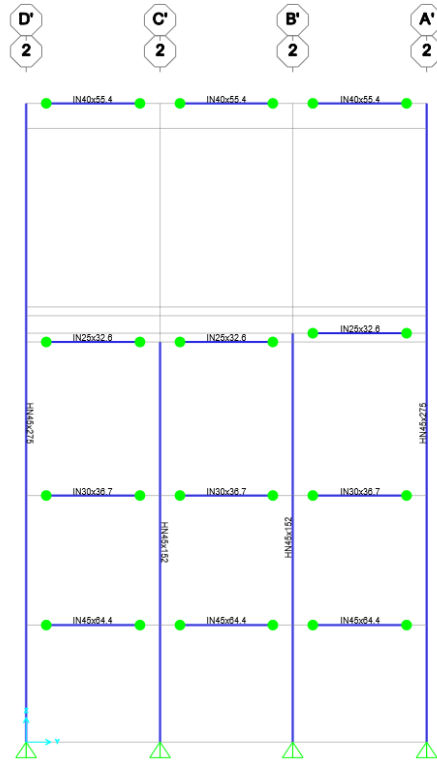


Figura A 13. Elevación Eje 2.

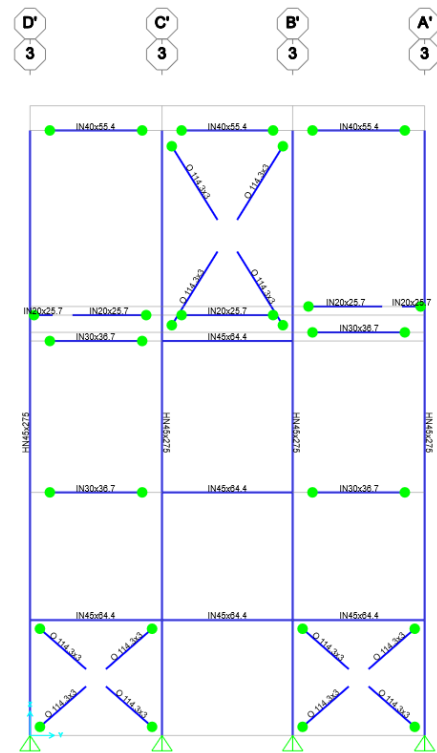


Figura A 14. Elevación Eje 3.

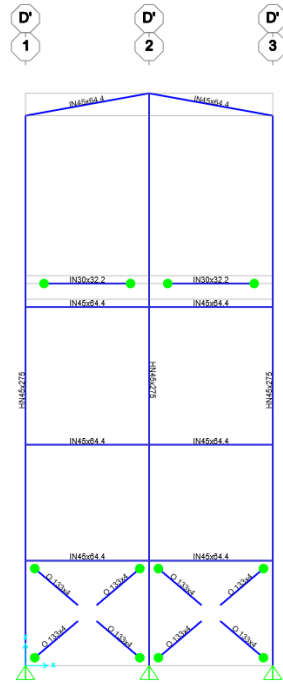


Figura A 15. Elevación Eje D.

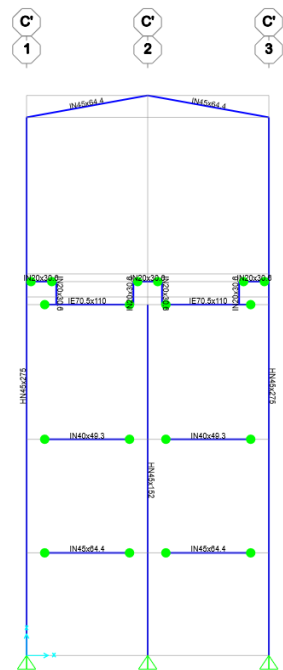


Figura A 16. Elevación Eje C.

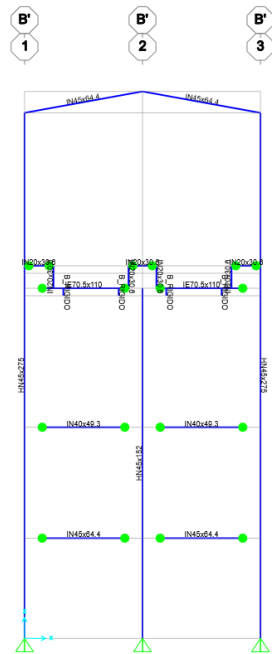


Figura A 17. Elevación Eje B.



Figura A 18. Elevación Eje A.

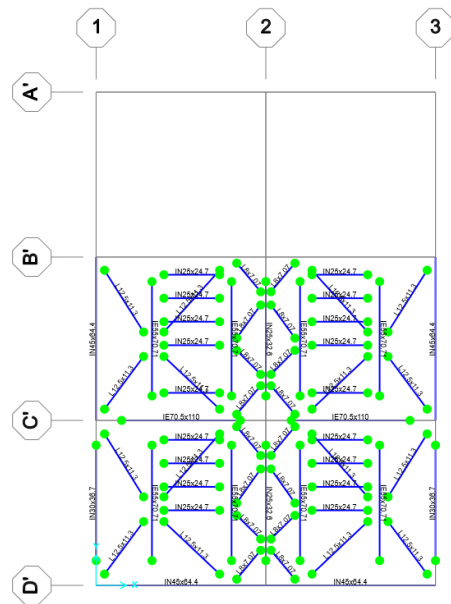


Figura A 19. Planta Elevación
Z=16 m.

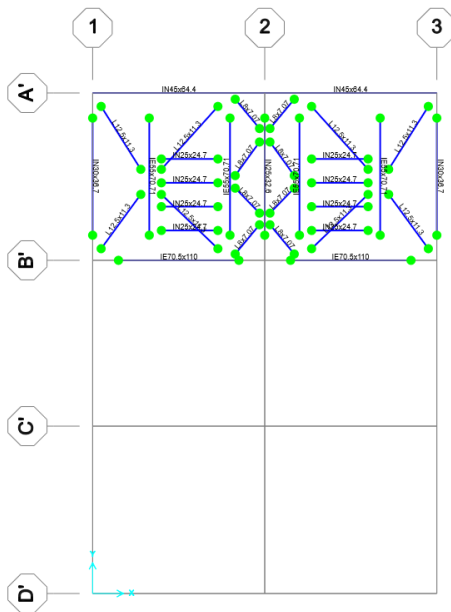


Figura A 20. Planta Elevación
Z=16.35 m.

ANEXO B. VERIFICACIÓN RESISTENCIA

B.1. Cargas reducidas.

Desde la **Figura B 1** a la **Figura B 9** se presentan los factores de utilización para las combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas por R.

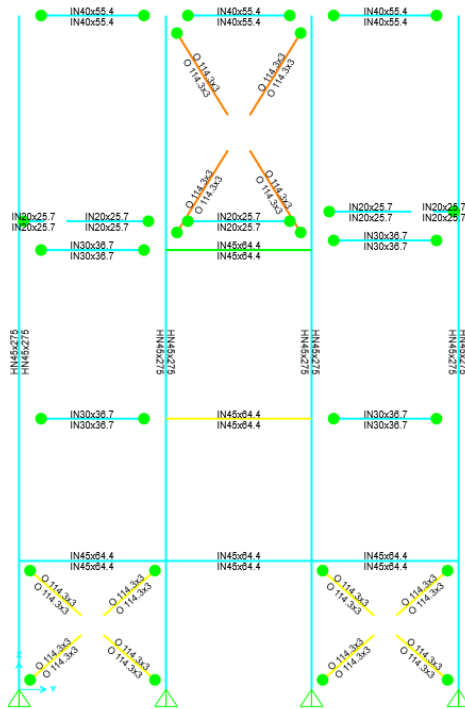


Figura B 1. Elevación Eje 1.

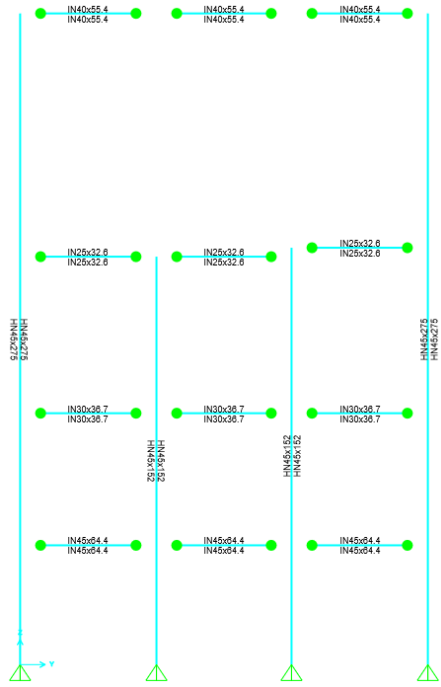


Figura B 2. Elevación Eje 2.

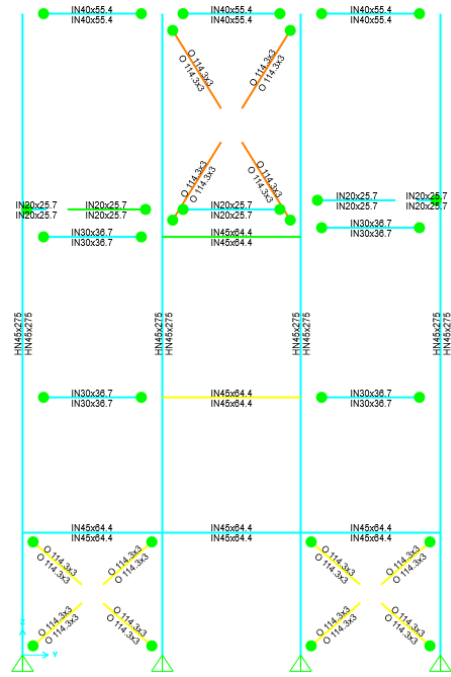


Figura B 3. Elevación Eje 3.

Figura B 4. Elevación Eje D.

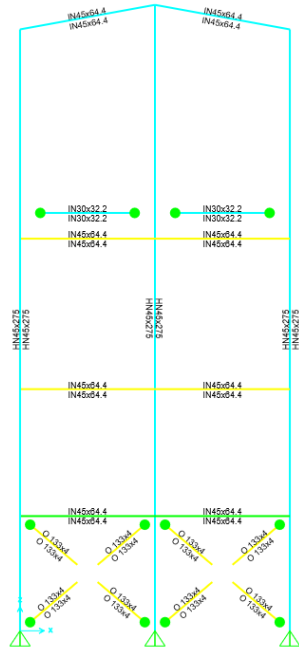
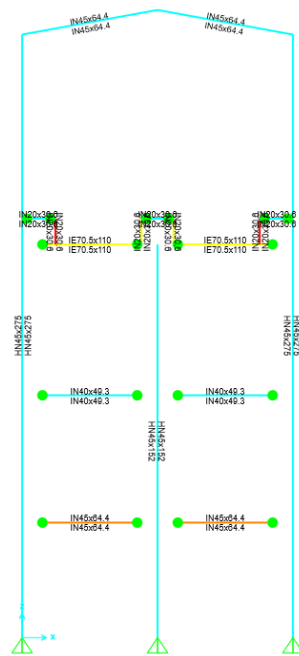


Figura B 5. Elevación Eje C.



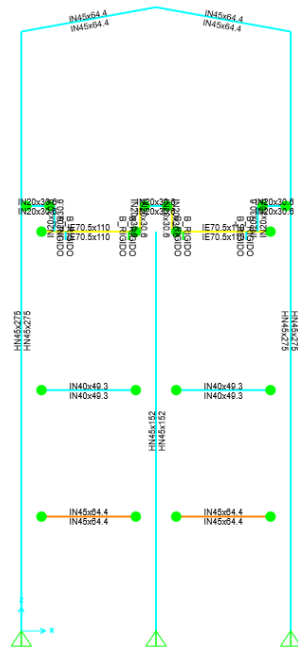


Figura B 6. Elevación Eje B.

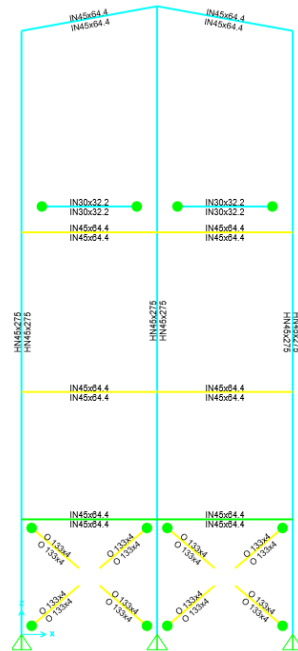


Figura B 7. Elevación Eje A.

Figura B 8. Planta Elevación
Z=16 m.

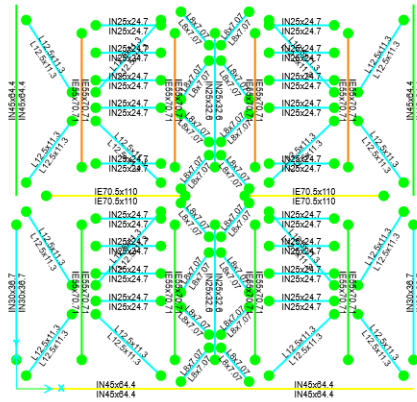
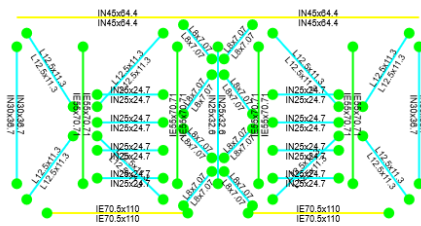


Figura B 9. Planta Elevación
Z=16.35 m.



B.2. Cargas sísmicas reducidas amplificadas por 0.7R1.

Desde la **Figura B 10** a la **Figura B 18** se presentan los factores de utilización para las combinaciones de carga LRFD con cargas sísmicas reducidas amplificadas por 0.7R1.

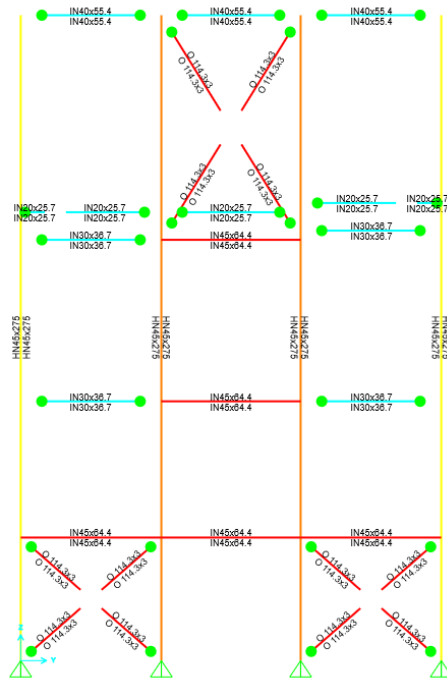


Figura B 10. Elevación Eje 1.

Figura B 11. Elevación Eje 2.

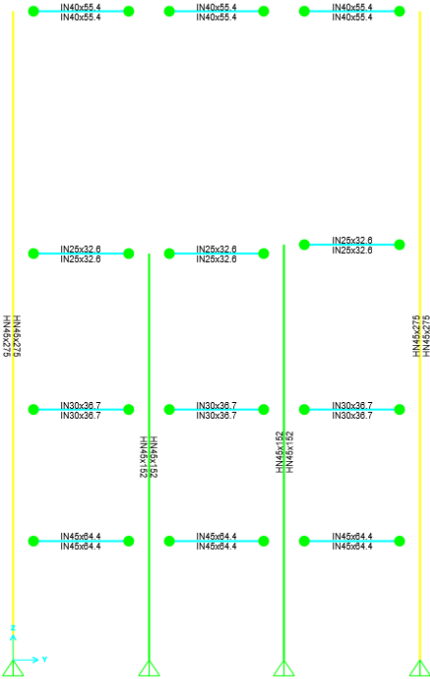


Figura B 12. Elevación Eje 3.

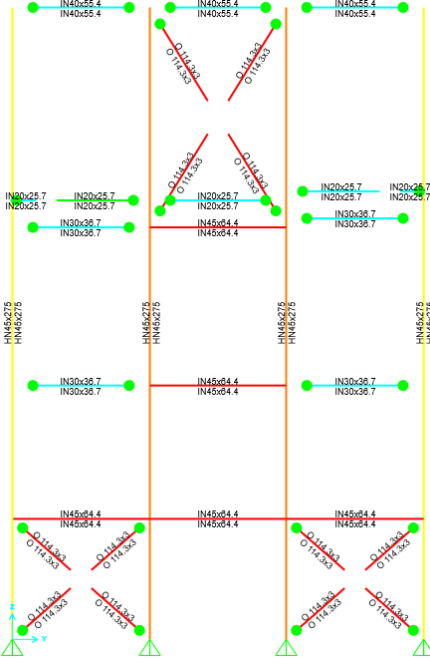


Figura B 15. Elevación Eje B.

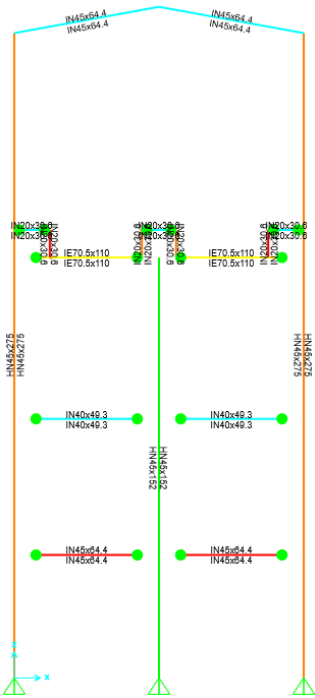
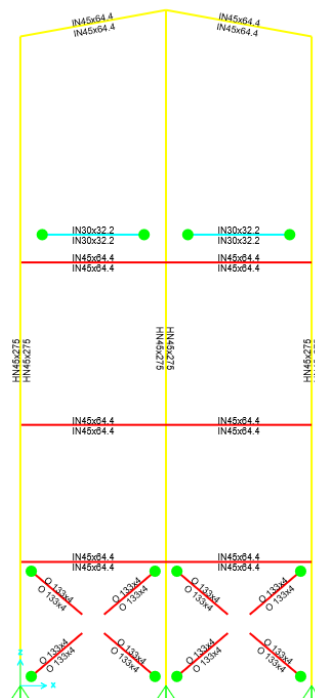


Figura B 16. Elevación Eje A.



ANEXO C. AMENAZA SÍSMICA

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado considerando la plataforma Seismic Hazard (Candia et al., 2019) considerando lo siguiente:

a) Ubicación y condición de Sitio

Se ha considerado la ubicación de la Plantas Mineras en el sector de Calama-Chuquicamata de Lat. 23.42S, Lon 68.81''W, tal como se observa en la **Figura C 1**.



Figura C 1. Ubicación Sitio en Estudio (izquierda) y Posicionamiento en Plataforma de Amenaza (derecha).

En consecuencia, con lo considerado en los diseños se ha considerado un suelo tipo B (equivalente al antiguo suelo tipo II de NCh2369.Of2003). Para maximizar la demanda, y de acuerdo con lo definido en el NCh2369:2023, se ha considerado el menor valor de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros de suelos que dicha clasificación permite, es decir, VS30 = 500 m/seg.

a) Modelos de movimiento del suelo

Se ha considerado dos Modelos de movimiento del suelo, Montalva et al., 2017 y Idini et al., 2016, de aquí en más denominados Mon2017 e Idi2016 respectivamente. Estos modelos han sido considerados ya que: 1.- Han sido publicados y reconocidos como validos en publicaciones internacionales y 2.- Se basan en catálogos de datos que contemplan los grandes terremotos registrados a la fecha en Chile.

Para la evaluación se ha considerado un árbol lógico que asigna un 50% a cada una de estas leyes.

Para el caso de Mon2017 se ha considerado los modelos de HQ (alta calidad), se ha considerado modelos para sismicidad interplaca e intraplaca, de acuerdo con la definición de las distintas fuentes consideradas.

Para el caso de Idi2016 se ha considerado la forma espectral tipo sII, en base el periodo predominante indicado en NCh2369:2023, y también se han considerado las formulaciones tanto para eventos interplaca como intraplaca.

b) Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes

Para la modelación de las fuentes y Leyes de Recurrencia (Leyes GR) se ha considerado lo definido por Poulos et al., 2018. De igual manera, las leyes han sido acotado tanto inferior como superiormente de acuerdo con las magnitud mínimas y máximas que dicho autor propone para cada zona o fuente definida en su modelo.

c) Evaluación de la Amenaza Probabilística

Se ha realizado el análisis de amenaza probabilística de acuerdo con las definiciones anteriormente indicadas. En base al estado del arte en estudios de amenaza sísmica se ha considerado un truncamiento de los modelos del movimiento del suelo igual a 3 desviaciones estándar.

d) Espectros de Amenaza Uniforme

Definidas las curvas de amenaza se obtuvo los siguientes espectros de amenaza uniforme para probabilidades de excedencia de 10% y 5% en 50 años, los que establecen periodos de retorno medio de 475 y 975 años respectivamente. Mientras el primero se define como el nivel de demanda para efectos de diseño (SDI), el segundo se define, en el contexto nacional, como el espectro máximo posible (SMP), el cual es el nivel de amenaza considerado para efectos de análisis basados en desempeño en el contexto de sismo severos. (véase **Figura C 2**).

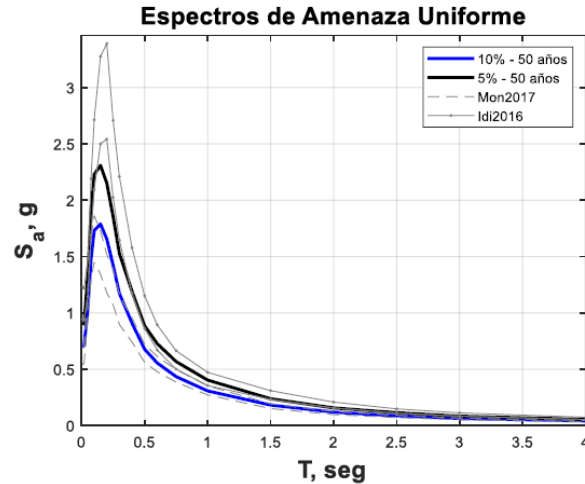


Figura C 2. Espectros de Amenaza Uniforme.

Para fines de comparación la siguiente gráfica (**Figura C 3**) muestra la razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno medio.

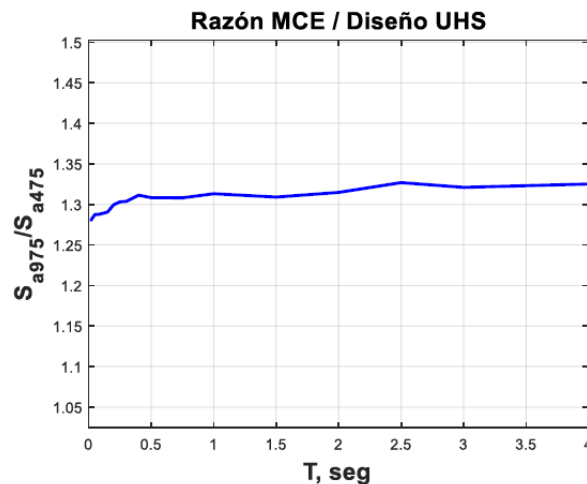


Figura C 3. Razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años.

Base de Datos

Se ha considerado los registros publicados por Siber-Risk Strong Motion Database (Castro et al, 2020). Los registros sísmicos utilizados datan de Marzo de 1985 hasta Septiembre del año 2017 y consideran todos los grandes terremotos registrados a la fecha. Con un total de 4020 registros.

Selección de Registros

De la base de datos antes citada se generó un filtro preliminar considerando suelos con valores de VS30 correspondientes a suelo tipo B y C según DS61-2011 (i.e., entre 350 y 900 m/seg) y con una

media geométrica de los PGA ortogonales PGAGEOMEAN mayores a 0.1 g. En base a lo anterior la base de datos para selección directa quedo definida por 266 componentes (133 registros).

Requisitos de Selección

Tal como se indicó previamente el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de NCh2369:2023, para ello se ha considerado:

- Espectro Objetivo: UHS – 975 años periodo retorno medio (SMP)
UHS – 475 años periodo retorno medio (SDI)
- Rango de Periodos: $0.2T - 1.5T$, con T periodo natural estructura objetivo.
- Numero de Registros: 11 para cada nivel de intensidad

Con el objetivo de buscar registros que presenten una similitud natural con ellos espectros objetivos se seleccionará los 11 registros con menor sumatoria del error cuadrático (SSE) entre el espectro objetivo y los espectros de los registros en el rango de periodos de interés.

Registros seleccionados

Una vez definido los 11 registros de forma espectral más “cercana”, para SMP y SDI respectivamente, se procedió a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con dos pasos:

- Los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango (i.e., Factor de escalamiento 1).
- En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales del promedio del set de registros seleccionados, en su combinación SRSS, ya escalados por el Factor de Escalamiento 1, deben ser al menos el 90% de 1.3 veces de las correspondientes al espectro objetivo (1.17 veces el espectro objetivo). Este segundo factor de escalamiento (i.e., Factor de escalamiento 2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesario para dar cumplimiento al requisito anterior.

El Factor de escalamiento queda definido por la multiplicación de ambos Factores (i.e., Factor de Escalamiento 1 x Factor de Escalamiento 2).

En las siguientes páginas, se presentan los resultados obtenidos para todos los escenarios y pasos del ajuste.

Se hace notar que en esta evaluación se ha considerado como espectro objetivo directamente los espectros UHS y no otros espectros (como por ejemplo espectros de meda condicionada) ya que se desea evaluar el escenario más probable de análisis especial que desarrollará la práctica, de acuerdo con los requisitos normativos.

Se destaca además que dada las propiedades dinámicas (periodos naturales de vibración y masas modales correspondientes) del sistema se ha considerado dos periodos de vibración objetivos por dirección. Estos son:

$$T_{1x} = 1.24 \text{ seg. } T_{2x} = 0.20 \text{ seg.}$$

$$T_{1y} = 1.21 \text{ seg. } T_{2y} = 0.50 \text{ seg.}$$

De acuerdo con lo indicado se considera una selección para 1.2 seg (periodo que en ambas direcciones colecta aproximadamente el 80% de la masa modal) y dado que el rango de ajuste es capaz de capturar de buena manera a las segundas formas modales (que en cada dirección corresponden al 9% de la masa modal), se ha considerado sólo ha este set como adecuado.

- (SDI) – $T = 1.2 \text{ seg.}$

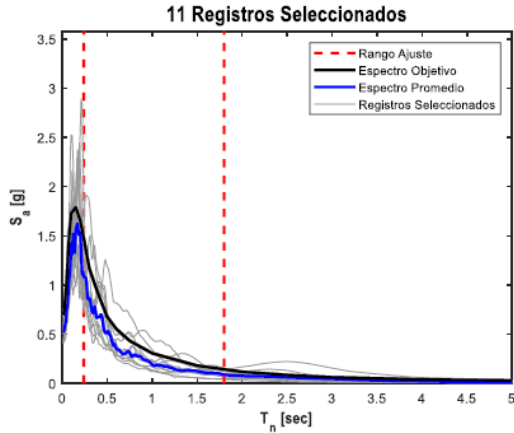


Figura C 4. Registros con menos SSE.

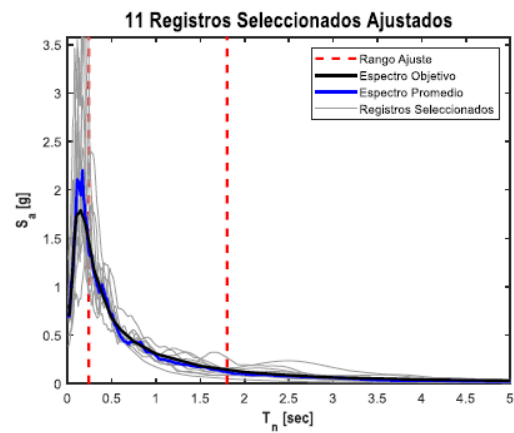


Figura C 5. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

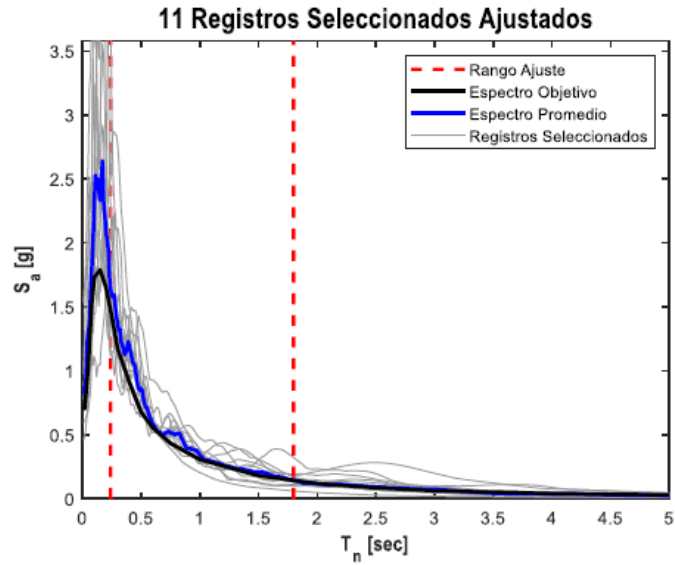


Figura C 6. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SDI y $T=1.2$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.05 y 2.25. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

- (SMP) – $T = 1.2$ seg.

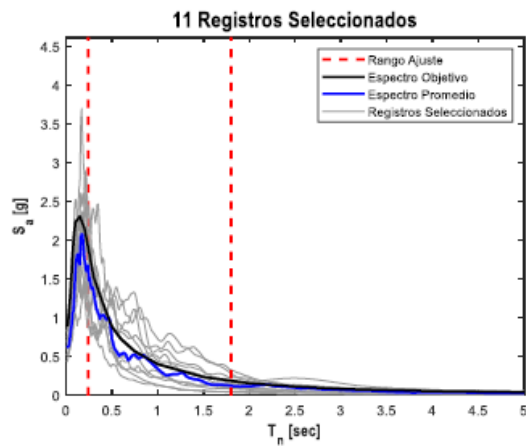


Figura C 7. Registros con menos SSE.

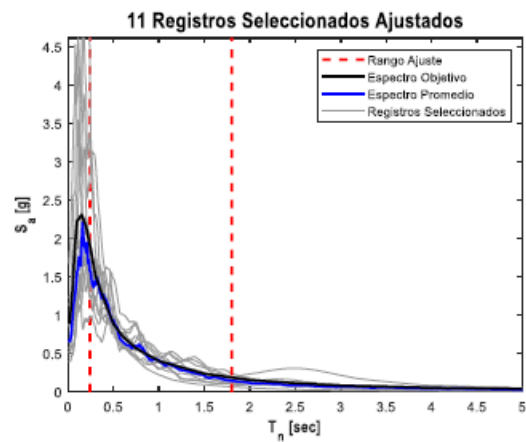


Figura C 8. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

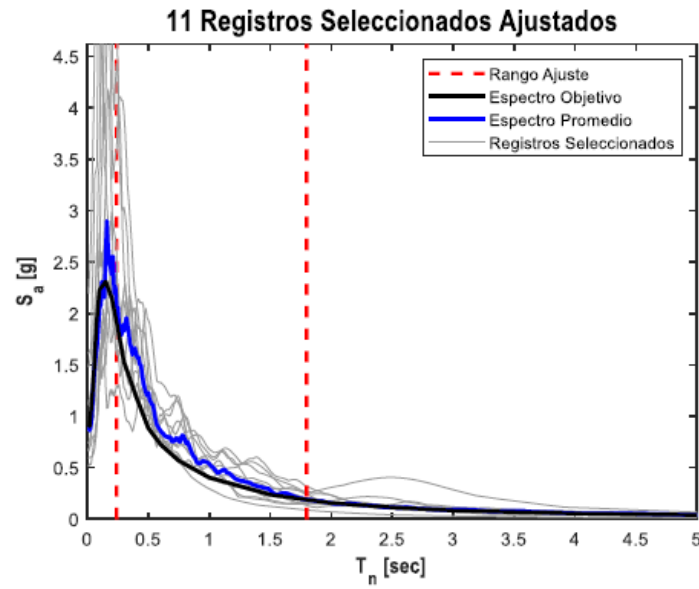


Figura C 9. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=1.2$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.86 y 3.22. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

ANEXO D. MODELAMIENTO NO LINEAL

En este anexo se presentan las propiedades de los elementos no lineales.

D.1. Arriostramientos verticales

En las **Figura D 1** y **Figura D 2** se presentan la nomenclatura utilizada para los 16 arriostramientos modelados como componentes no lineales. En la **Figura D 3** se presentan las curvas monotónicas de los links.

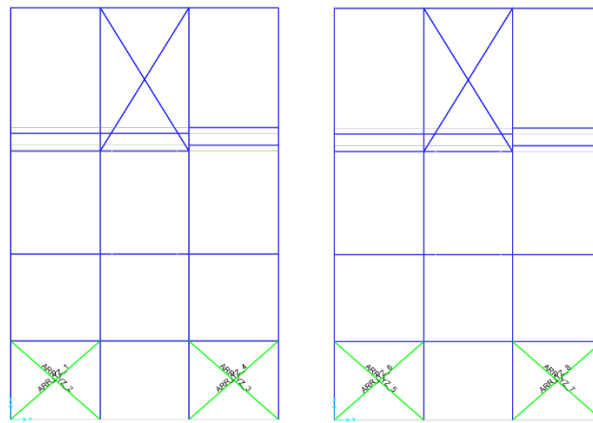


Figura D 1. Nomenclatura de arriostramientos no lineales en los marcos en dirección X.

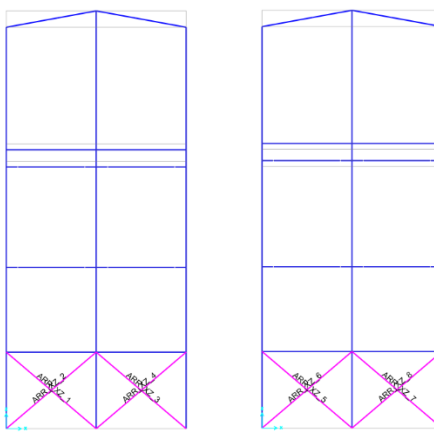
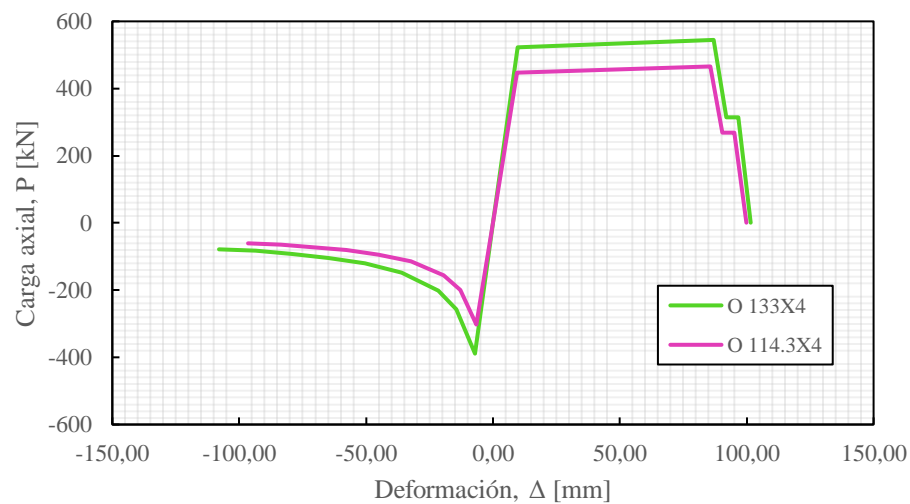


Figura D 2. Nomenclatura de arriostramientos no lineales en los marcos en dirección Y.

En la **Tabla D 1** se presentan las propiedades de los 2 links utilizados para modelar los 16 arriostramientos verticales, y la asignación a cada uno de estos.

Tabla D 1. Propiedades y asignaciones de links tipo MLP para arriostramientos verticales.

Link	Lp [m]	Perfil	Δc [mm]	Δy [mm]	Ocupación inmediata, IO		Seguridad de vida, LS		ARR_XZ	ARR_YZ
					$\Delta/\Delta c$	$\Delta/\Delta t$	$\Delta/\Delta c$	$\Delta/\Delta t$		
1	5.9	O114.3X4	-6.4	9.5	1.5	1.5	7	8	-	1,2,3,4,5, 6,7,8
2	6.0	O133X4	-7.2	9.7	1.5	1.5	7	8	1,2,3,4,5, 6,7,8	-

**Figura D 3.** Curva monótonica de los 2 links de arriostramientos presentes en la modelación.

D.2. Rótulas plásticas vigas

En las **Figura D 4** y **Figura D 5** se presentan la nomenclatura utilizada para las 24 rótulas modeladas como componentes no lineales.

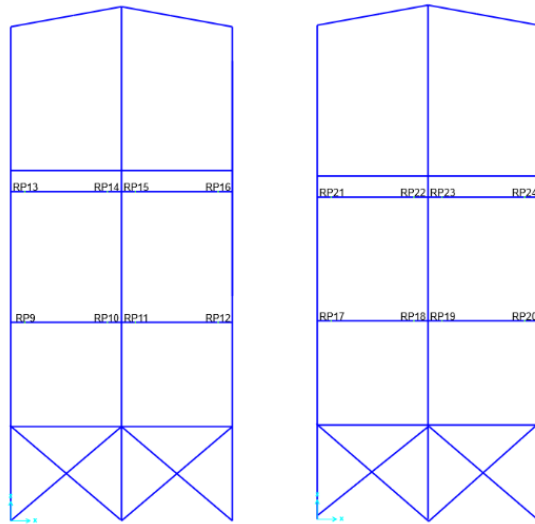


Figura D 4. Nomenclatura de rótulas plásticas en los marcos en dirección X.

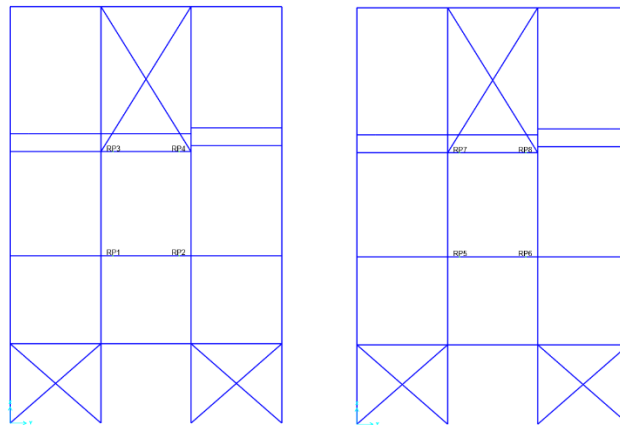


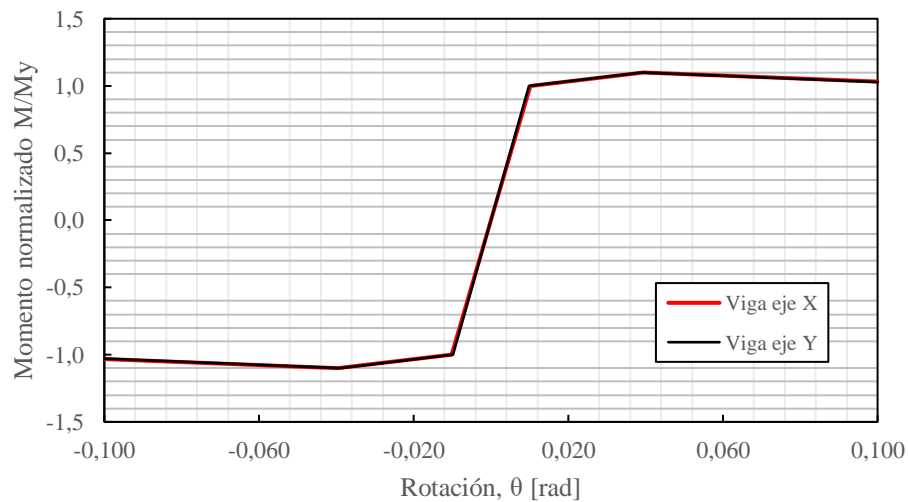
Figura D 5. Nomenclatura de rótulas plásticas en los marcos en dirección Y.

En la **Tabla D 2** se presentan las propiedades de los 2 links utilizados para modelar las 24 rótulas plásticas, y la asignación a cada uno de estos.

Tabla D 2. Propiedades y asignaciones de links tipo MLP para rótulas plásticas.

					Ocupación inmediata, IO	Seguridad de vida, LS	Eje X	Eje Y
Link	Largo Viga [m]	Perfil	Le [mm]	θ_y [rad]	θ/θ_y	$\theta/\Delta y$	RP	RP
1	5.5	IN45X64.4	5050	0.0102	1.7	6.4	9,10,11,12,13 ,14,15,16,17, 18,19,20,21, 22,23,24	-
2	5.3	IN45X64.4	4850	0.0098	1.7	6.4	-	1,2,3,4,5, 6,7,8

En la **Figura D 6** se presenta la curva monótonica de ambos links, se puede visualizar que casi no se diferencian, pero es en esta escala donde mejor se aprecia la curva.

**Figura D 6.** Curva monótonica de los 2 links de rótulas plásticas presentes en la modelación.

D.3. Pernos de anclaje

Para los pernos de anclaje se tiene una deformación unitaria de fluencia igual 0.19 [%] y una deformación unitaria de rotura es 20 [%]. En la **Tabla D 3** se presentan las características del grupo de pernos de la configuración original 4 pernos de anclaje de 1" y en la **Figura D 7** presenta su curva monotónica.

Tabla D 3. Características de grupo de pernos Grupo 4 ϕ 1".

Área grupo de pernos [mm ²]	Ab	2027
Largo embebido efectivo [mm]	Lbe=8db	203
Largo libre entre tope pedestal y tope placa silla anclaje [mm]	Llib	362
Largo efectivo [mm]	L=Lbe+Llib	565
Rigidez axial pernos de anclaje [MPa]	Ks	717208
Desplazamiento de fluencia [mm]	Δy	0.19%
Desplazamiento de rotura [mm]	Δu	20%

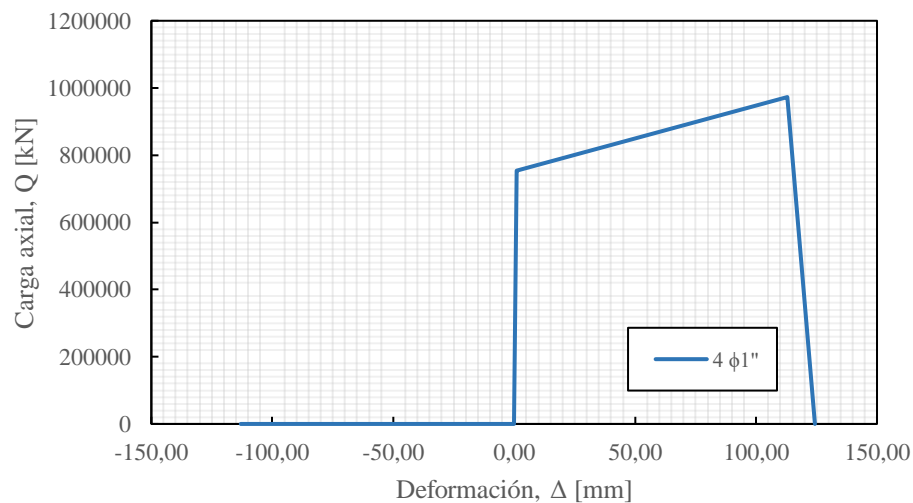


Figura D 7. Curva monotónica de configuración de pernos de anclaje.

ANEXO E. REGISTROS SISMICOS

En la **Tabla E 1** se presentan las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SDI, asociados al periodo predominante, $T=1.2[s]$.

Tabla E 1. Características de registros sísmicos para nivel SDI asociados a $T=1.2 [s]$.

N°	Estación	Fecha	Mw	Rrup [km]	Vs30 [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA v [g]
1	VALP10S	03/03/1985	7.9	56	587	1.505	130.84	0.40	0.33	0.19
2	MEJILLONESPUERTO	16/12/2007	6.7	30	546	1.274	54.64	0.39	0.47	0.24
3	T13A	03/04/2014	7.6	105	378	1.133	150.46	0.38	0.37	0.27
4	MNMCX	01/04/1014	8.2	93	693	1.612	224.15	0.27	0.39	0.22
5	RANC02S	03/03/1985	7.9	73	666	1.059	9.59	0.30	0.32	0.11
6	C18O	26/09/2015	6.3	117	600	1.500	61.79	0.40	0.63	0.25
7	CO03	16/09/2015	8.4	84	704	1.931	231.21	0.33	0.27	0.14
8	TOCOPILLAPUERTO	14/11/2007	7.7	52	644	1.879	55.66	0.38	0.35	0.20
9	C18O	16/09/2015	8.4	80	600	2.255	66.57	0.47	0.49	0.22
10	POCONCHILEETNA	13/06/2005	7.9	173	511	2.114	59.76	0.39	0.32	0.21
11	VALP02S	03/03/1985	7.9	103	641	2.164	146.36	0.28	0.29	0.21

En la **Tabla E 2** se presentan las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SMP, asociados al periodo predominante, $T=1.2[s]$.

Tabla E 2. Características de registros sísmicos para nivel SMP asociados a $T=1.2 [s]$.

N°	Estación	Fecha	Mw	Rrup [km]	Vs30 [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA v [g]
1	C18O	26/09/2015	6.3	117	600	2.148	61.79	0.40	0.63	0.25
2	TALCA	27/02/2010	8.8	58	537	1.076	48.21	0.47	0.42	0.22
3	CURICO	27/02/2010	8.8	70	623	0.961	119.52	0.41	0.47	0.17
4	T03A	01/04/2014	8.2	39	613	1.806	130.84	0.55	0.60	0.20
5	T13A	03/04/2014	7.6	105	378	1.622	66.57	0.38	0.37	0.27
6	VALP10S	03/03/1985	7.9	56	587	2.156	9.59	0.33	0.40	0.19
7	STGO01S	03/03/1985	7.9	55	481	0.882	52.07	0.65	0.51	0.24
8	MEJILLONESPUERTO	16/12/2007	6.7	30	546	1.825	54.64	0.39	0.47	0.24
9	RANC02S	03/03/1985	7.9	73	666	1.517	115.61	0.30	0.32	0.11
10	C18O	16/09/2015	8.4	80	600	3.230	150.46	0.47	0.49	0.22
11	HUALANE	27/02/2010	8.8	47	547	0.864	65.78	0.38	0.45	0.38

ANEXO F. CONEXIONES

F.1. Conexiones

El diseño de las conexiones se realizó para los dos perfiles de arriostramientos existentes en la estructura, según las disposiciones de la sección 8.6.8 de la Nch2369 2023. En la **Tabla F 1** se presentan las capacidades esperadas en tracción T_{ye} y en compresión P_{ne} , la máxima carga de tracción $T_{u,amp}$ y máxima carga de compresión $P_{u,amp}$ ambas provenientes de las combinaciones con cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R1 \geq 1.0$,

Tabla F 1. Capacidades esperadas, cargas de combinaciones con carga reducida amplificada por $0.7R1 \geq 1.0$.

Perfil	T_{ye} [kN]	$T_{u,amp}$ [kN]	P_{ne} [kN]	$0.3P_{ne}$ [kN]	$P_{u,amp}$ [kN]	$2t$
O114.3X4	447	411	344	103	400	36
O133X4	523	412	442	132	398	40

Se optó por diseñar por capacidad esperada, puesto que no resulta una gran diferencia en relación con las máximas cargas obtenidas, y garantiza un mejor comportamiento para los arriostramientos teniendo en cuenta que están pensados como elementos fusibles.

A continuación, se presentan los detalles de las conexiones. Los pernos $\phi 3/4''$ utilizados son de calidad A325N.

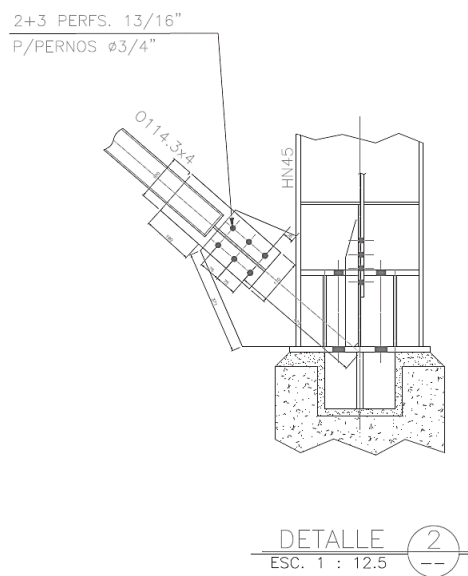


Figura F 1. Detalle conexión placa base perfil O114.3X4.

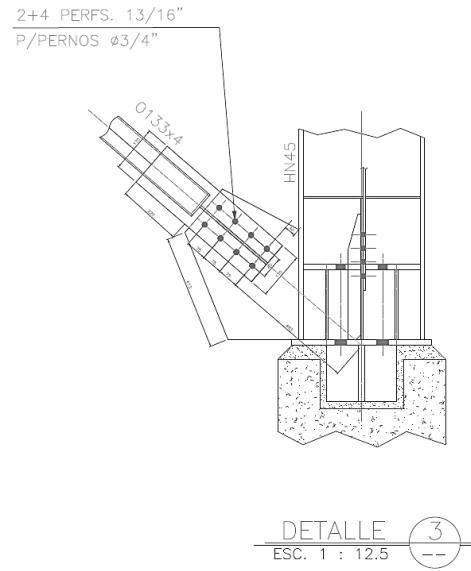


Figura F 2. Detalle conexión placa base perfil O133X4.

**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO**

Departamento	: Departamento de Ingeniería Civil
Carrera	: Ingeniería Civil
Nombre del memorista	: Francisco Javier Fuentealba Bizama
Título de la memoria	: Evaluación del desempeño sísmico de un Edificio de Flotación Neumática según NCh2369 2023.
Fecha de la presentación oral	:
Profesor(es) Guía	: Rodrigo Silva Muñoz
Profesor(es) Revisor(es)	: Víctor Aguilar Vidal
Profesor(es) Externos(es)	: Miguel Medalla y Cristian Urzúa
Concepto	:
Calificación	:

Resumen

La NCh2369 tiene como objetivo la continuidad de operación y protección de la vida en la industria. La filosofía de diseño en Chile está basada en dotar de una importante sobrerresistencia y una ductilidad moderada a la estructura.

Posterior al terremoto del 27F en Chile se detectaron ciertas anomalías en las normas de diseño, en conjunto a los descubrimientos y avances tecnológicos se lleva a cabo esta actualización de la norma, la cual destaca como uno de sus principales cambios la distinción entre elementos fusibles y elementos que deben permanecer en el rango elástico.

El estudio en cuestión tiene como principal enfoque evaluar el desempeño sísmico de un Edificio de Flotación Neumática, estructurado en base a un sistema mixto de marcos arriostrados en el primer nivel y marcos rígidos en los niveles superiores. Se realiza en primera instancia el diseño lineal de la estructura y posterior un análisis no lineal considerando un escenario sísmico a nivel de diseño (SDI) y otro a nivel de sismo máximo probable.

El diseño lineal se realiza con $R=5$, con la mayoría de los elementos cercanos al límite del factor de utilización. Para el análisis no lineal los elementos quedaron dentro de los criterios de aceptación y los factores de desempeño sísmico obtenidos son concordantes con lo proyectado.