



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

## EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE UNA INSTALACIÓN INDUSTRIAL DE ACERO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

BENJAMÍN ALFREDO MENDOZA VELÁSQUEZ

PROFESOR GUÍA:  
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
DAVID CAMPUSANO BROWN  
RAMÓN MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE  
2022

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
POR: BENJAMÍN ALFREDO MENDOZA VELÁSQUEZ  
FECHA: 2022  
PROF. GUÍA: RICARDO HERRERA MARDONES

## EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE UNA INSTALACIÓN INDUSTRIAL DE ACERO

Con el paso del tiempo la capacidad resistente de las estructuras se ve reducida, por lo que es necesario tener un sistema de evaluación y rehabilitación de estas. Por lo anterior, en este trabajo se realiza la evaluación y el estudio de métodos de intervención de una estructura industrial de acero.

Se realiza una revisión de la normativa vigente, específicamente lo establecido para estructuras de acero, con lo que se describe la caracterización de materiales, desempeños objetivos, métodos de análisis, criterios de aceptación, entre otros. Para complementar esta información, se consulta el código estadounidense ASCE/SEI 41-17 revisando lo relacionado a estructuras de acero. Además, se revisan documentos que incluyen recomendaciones y ejemplos de métodos de intervención para estructuras de acero, siendo las principales recomendaciones incorporar arriostramientos, añadir muros de corte y reforzar elementos y/o conexiones.

La estructura utilizada para el análisis corresponde a un edificio de silos de almacenamiento de concentrado de cobre, ubicada en la Fundición de Potrerillos, Región de Atacama. La información utilizada para el modelo se extrae de la memoria de R. Retamales y la tesis de J. Martínez, de las cuales se obtiene las cargas y el apoyo de los silos, el tipo de acero utilizado y la distribución de perfiles en uno de los marcos de la estructura.

Al evaluar la estructura con la norma de instalaciones industriales NCh2369, la estructura satisface lo establecido para desplazamiento entre pisos, esbeltez de los elementos y razones demanda-capacidad, cumpliendo así con la normativa. En el caso de la norma de rehabilitaciones NCh3389, se llega a la conclusión que los métodos lineales de análisis no son aplicables, por lo que se considera aspectos no lineales. Para el análisis no lineal estático, la estructura no cumple con el nivel de desempeño objetivo, principalmente por un exceso de compresión en las diagonales de los niveles superiores.

Con estos resultados se plantean cuatro posibles intervenciones siendo sometidas a una nueva evaluación. A pesar de un aumento en la capacidad o en los niveles de desplazamiento de la estructura, ninguna cumple con el desempeño objetivo, debido al exceso de compresión en columnas de los niveles inferiores o repitiendo el exceso de compresión en diagonales de niveles superior.

Se recibe información sobre el apoyo de los silos en la estructura, por lo que se realiza una nueva evaluación modificando la distribución de cargas de los silos. Se observa un aumento en la capacidad de la estructura, pero no se cumple con el desempeño objetivo.

*Gracias por el apoyo en este proceso,*

***Se logró.***

# Tabla de Contenido

<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Motivación . . . . .	1
1.2. Objetivos . . . . .	2
1.3. Alcances . . . . .	2
<b>2. Antecedentes</b>	<b>3</b>
2.1. NCh 3389 . . . . .	3
2.1.1. Objetivos de desempeño sísmico . . . . .	3
2.1.1.1. Niveles de desempeño objetivo . . . . .	3
2.1.1.2. Selección del objetivo de desempeño sísmico . . . . .	5
2.1.2. Demanda sísmica . . . . .	6
2.1.3. Tipología constructiva . . . . .	8
2.1.4. Configuración del edificio . . . . .	8
2.1.4.1. Diafragmas . . . . .	8
2.1.5. Caracterización de materiales . . . . .	9
2.1.5.1. Acero . . . . .	9
2.1.6. Factor de confianza . . . . .	10
2.1.7. Comportamiento de componentes . . . . .	11
2.1.8. Capacidad de componentes . . . . .	13
2.1.8.1. Métodos lineales . . . . .	13
2.1.8.2. Métodos no lineales . . . . .	13
2.1.9. Análisis estructural . . . . .	13
2.1.9.1. Limitaciones de métodos lineales . . . . .	13
2.1.9.2. Métodos de análisis estructural . . . . .	15
2.1.10. Combinaciones de carga . . . . .	16
2.1.10.1. Métodos lineales . . . . .	16
2.1.10.2. Métodos no lineales . . . . .	17
2.1.11. Parámetros de modelación y Criterios de aceptación . . . . .	17
2.1.11.1. Requisitos generales . . . . .	18
2.1.11.2. Requisitos para estructuras de Acero . . . . .	18
2.2. ASCE/SEI 41-17 . . . . .	21
2.2.1. Desempeño objetivo . . . . .	21
2.2.1.1. Niveles de peligro sísmico . . . . .	21
2.2.1.2. Niveles de desempeño objetivo . . . . .	21
2.2.1.3. Nivel de Sismicidad . . . . .	23
2.2.1.4. Desempeño básico para estructuras existentes (BPOE) . . . . .	24
2.2.2. Requisitos y evaluación . . . . .	24

2.2.2.1.	Tipología constructiva . . . . .	24
2.2.2.2.	Configuración del edificio . . . . .	26
2.2.2.3.	Propiedades de los componentes . . . . .	27
2.2.2.4.	Procedimientos de evaluación y rehabilitación . . . . .	27
2.2.3.	Tier 1 . . . . .	27
2.2.3.1.	Información requerida . . . . .	27
2.2.3.2.	Listas de verificación . . . . .	27
2.2.3.3.	Análisis . . . . .	28
2.2.4.	Tier 2 . . . . .	32
2.2.4.1.	Información requerida . . . . .	32
2.2.4.2.	Procedimiento para sistemas sismorresistentes . . . . .	34
2.2.4.3.	Requisitos para rehabilitación . . . . .	34
2.2.5.	Tier 3 . . . . .	37
2.2.5.1.	Requisitos de información . . . . .	37
2.2.5.2.	Requisitos de evaluación . . . . .	38
2.2.5.3.	Requisitos de rehabilitación . . . . .	38
2.2.6.	Métodos de análisis y Criterios de aceptación . . . . .	38
2.2.6.1.	Requisitos generales . . . . .	38
2.2.6.2.	Métodos de análisis . . . . .	40
2.2.6.3.	Criterios de aceptación . . . . .	42
2.2.7.	Requisitos para estructuras de acero . . . . .	47
2.2.7.1.	Propiedades de los materiales y evaluación de condición . . . . .	47
2.2.7.2.	Marcos de momento de acero . . . . .	50
2.2.7.3.	Marcos arriostrados de acero . . . . .	52
2.3.	Investigación de intervenciones . . . . .	55
2.3.1.	AISC Rehabilitation and Retrofit Guide [12] . . . . .	55
2.3.2.	Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook [14] . . . . .	56
2.3.3.	Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, FEMA 547/2006 Edition [15] . . . . .	57
2.3.4.	Seismic and Vibration Performance Rehabilitation for an Industrial Steel Building [16] . . . . .	59
<b>3.</b>	<b>Evaluación y opciones de intervención</b>	<b>60</b>
3.1.	Descripción Estructura . . . . .	60
3.1.1.	Descripción general . . . . .	60
3.1.2.	Estructuración . . . . .	61
3.1.3.	Cargas . . . . .	65
3.2.	Evaluación . . . . .	67
3.2.1.	NCh2369 . . . . .	67
3.2.2.	NCh 3389/ASCE 41 . . . . .	74
3.3.	Opciones de intervención . . . . .	84
3.3.1.	Opción 1: Disminuir longitud de pandeo en diagonales XL . . . . .	84
3.3.2.	Opción 2: Reemplazar diagonales XL . . . . .	90
3.3.3.	Opción 3: Arriostrar marcos internos . . . . .	95
3.3.4.	Opción 4: Modificar diagonales del nivel 2 . . . . .	99
3.3.5.	Comparación de intervenciones . . . . .	104

3.3.6. Evaluación Apoyo silos en nivel 4 . . . . .	106
<b>4. Comentarios finales</b>	<b>112</b>
4.1. Resumen del trabajo . . . . .	112
4.2. Principales resultados . . . . .	114
4.3. Recomendaciones para futuros trabajos . . . . .	115
<b>Bibliografía</b>	<b>116</b>
<b>Anexos</b>	<b>119</b>
A. Resistencia de perfiles . . . . .	119
A.1. Análisis NCh2369 . . . . .	119
A.2. Análisis NCh3389 . . . . .	130
B. Análisis No lineal . . . . .	144
B.1. Estructura Original . . . . .	144
B.2. Intervención 1 . . . . .	147
B.3. Intervención 2 . . . . .	150
B.4. Intervención 3 . . . . .	152
B.5. Intervención 4 . . . . .	154
B.6. Evaluación Apoyo silos en nivel 4 . . . . .	157

# Índice de Tablas

2.1.	Descripción cualitativa de daños según nivel de desempeño. Adaptación de NCh3389	5
2.2.	Clasificación de edificaciones y estructuras según su importancia y uso. Adaptación de NCh3389 . . . . .	5
2.3.	Nivel de desempeño sísmico mínimo recomendado según categoría de importancia de la edificación e intensidad de sismo. Adaptación de NCh3389 . . . . .	6
2.4.	Definición de intensidad de sismo. . . . .	6
2.5.	Factores de amplificación que dependen de la zonificación sísmica. Adaptación de NCh3389 . . . . .	7
2.6.	Parámetros para definición del espectro de diseño, SDI. Adaptación de NCh3389	8
2.7.	Descripción cualitativa de tipologías presentes en estructuras de acero. Adaptación de NCh3389 . . . . .	8
2.8.	Valores por defecto de tensión admisible de acero estructural. Adaptación de NCh3389 . . . . .	10
2.9.	Factores de transformación propiedades del límite inferior a esperadas. Adaptación de NCh3389 . . . . .	10
2.10.	Recolección de información y factor de confianza. Adaptación de NCh3389. . .	10
2.11.	Cálculo de capacidad por elemento - Procedimientos lineales. Adaptación de NCh3389 . . . . .	13
2.12.	Cálculo de capacidad por elemento - Procedimientos no lineales. Adaptación de NCh3389 . . . . .	13
2.13.	Valores para factor de modificación $C_1$ . Adaptación de NCh3389 . . . . .	17
2.14.	Definición de nivel de sismicidad. Adaptación ASCE/SEI 41-17 . . . . .	23
2.15.	Desempeño básico para estructuras existentes. Adaptación de ASCE/SEI 41-17	24
2.16.	Tipos de edificios comunes: Acero - Parte 1. - Adaptación ASCE/SEI 41-17 . .	25
2.17.	Tipos de edificios comunes: Acero - Parte 2. - Adaptación ASCE/SEI 41-17 . .	26
2.18.	Listas de verificación estructurales para Tier 1. Adaptación ASCE/SEI 41-17 .	28
2.19.	Factor de modificación C. Adaptación de ASCE/SEI 41-17 . . . . .	29
2.20.	Requisitos de recolección de información. Adaptación: ASCE/SEI 41-17 . . . .	33
2.21.	Cálculo de capacidad de componentes - Métodos lineales. Adaptación: ASCE/SEI 41-17 . . . . .	45
2.22.	Cálculo de capacidad de componentes - Métodos no lineales. Adaptación: ASCE/SEI 41-17 . . . . .	45
3.1.	Propiedades material utilizado en la estructura. . . . .	61
3.2.	Cotas y dimensiones de marco. . . . .	62
3.3.	Características de perfiles doble T de la estructura. Fuente: Tesis J. Martínez .	64
3.4.	Características de perfil XL de la estructura. Fuente: Tesis J. Martínez . . . .	65
3.5.	Parámetros para definir el espectro de diseño. . . . .	68
3.6.	Cortante basal mínimo y por acción sísmica. . . . .	69

3.7.	Desplazamientos por dirección y máximos permitidos por nivel. . . . .	70
3.8.	Esbeltéz de los perfiles. . . . .	71
3.9.	Capacidad perfiles - Tracción, compresión y flexión. . . . .	72
3.10.	Solicitaciones por perfil - Tracción, compresión y flexión. . . . .	72
3.11.	Razón Demanda-Capacidad - Análisis NCh2369. . . . .	72
3.12.	Solicitaciones por perfil, Caso estático - Tracción, compresión y flexión. . . . .	73
3.13.	Razón Demanda-Capacidad, Caso estático - Análisis NCh2369. . . . .	73
3.14.	Tensión considerada en el modelo. . . . .	74
3.15.	Capacidad perfiles - Tracción, compresión y flexión. . . . .	74
3.16.	Nivel de desempeño por tipo de sismo - Categoría Media. . . . .	75
3.17.	Distribución de Peso sísmico. . . . .	76
3.18.	Solicitaciones por perfil, Dirección X - Tracción, compresión y flexión. . . . .	76
3.19.	Solicitaciones por perfil, Dirección Y - Tracción, compresión y flexión. . . . .	77
3.20.	Razón Demanda-Capacidad - Análisis NCh3389, Dirección X. . . . .	77
3.21.	Razón Demanda-Capacidad - Análisis NCh3389, Dirección Y. . . . .	77
3.22.	Distribución de fuerzas laterales. . . . .	78
3.23.	Desplazamiento objetivo - Seguridad de la Vida. . . . .	79
3.24.	Reacciones basales para cortante basal máximo. . . . .	81
3.25.	Estado de rótulas plásticas - Dirección X - $\delta = 113$ [mm]. . . . .	81
3.26.	Estado de rótulas plásticas - Dirección Y - $\delta = 61$ [mm]. . . . .	81
3.27.	Cambio de resistencia a compresión de perfiles XL. . . . .	84
3.28.	Reacciones basales para cortante basal máximo - Intervención 1. . . . .	86
3.29.	Estado de rótulas - Dirección X - Intervención 1 - $\delta = 56$ [mm]. . . . .	87
3.30.	Estado de rótulas - Dirección Y - Intervención 1 - $\delta = 55$ [mm]. . . . .	87
3.31.	Propiedades de perfil HN20x69,4. . . . .	90
3.32.	Capacidad perfil HN20x69.4 - Tracción, compresión y flexión. . . . .	90
3.33.	Reacciones basales para cortante basal máximo - Intervención 2. . . . .	91
3.34.	Estado de rótulas - Dirección X - Intervención 2 - $\delta = 83$ [mm]. . . . .	92
3.35.	Estado de rótulas - Dirección Y - Intervención 2 - $\delta = 46$ [mm]. . . . .	92
3.36.	Reacciones basales para cortante basal máximo - Intervención 3. . . . .	95
3.37.	Estado de rótulas - Dirección X - Intervención 3 - $\delta = 114$ [mm]. . . . .	96
3.38.	Estado de rótulas - Dirección Y - Intervención 3 - $\delta = 46$ [mm]. . . . .	96
3.39.	Reacciones basales para cortante basal máximo - Intervención 4. . . . .	99
3.40.	Estado de rótulas - Dirección X - Intervención 4 - $\delta = 95$ [mm]. . . . .	101
3.41.	Estado de rótulas - Dirección Y - Intervención 4 - $\delta = 90$ [mm]. . . . .	101
3.42.	Peso extra para cada opción de intervención. . . . .	105
3.43.	Distribución de fuerzas laterales- Evaluación Apoyo silos en nivel 4. . . . .	107
3.44.	Reacciones basales para cortante basal máximo - Evaluación Apoyo silos en nivel 4. . . . .	108
3.45.	Estado de rótulas - Dirección X - Evaluación Apoyo silos en nivel 4 - $\delta = 60$ [mm].	109
3.46.	Estado de rótulas - Dirección Y - Evaluación Apoyo silos en nivel 4 - $\delta = 50$ [mm].	109
4.1.	Resultados Evaluación NCh2369. . . . .	114
4.2.	Resultados Evaluación Lineal Dinámico NCh3389. . . . .	114
4.3.	Resultados Evaluación - Estructura original. . . . .	114
4.4.	Resultados Evaluación - Opciones de intervención. . . . .	115
4.5.	Resultados Evaluación - Apoyo Silos Nivel 4. . . . .	115



# Índice de Ilustraciones

2.1.	Curva de comportamiento según desempeño sísmico objetivo. Fuente: NCh3389	4
2.2.	Espectro base de diseño para zona sísmica 2 y los cuatro tipos de suelo ( $\beta = 0,05$ ). Fuente: NCh3389	7
2.3.	Curva de fuerza versus deformación del componente. Fuente: NCh3389	11
2.4.	Criterios de modelación y aceptación de componente. Fuente: NCh3389	12
2.5.	Curva generalizada de fuerza versus deformación - Elementos de acero. Fuente: NCh3389	20
2.6.	Proceso de evaluación Tier 1. Fuente: ASCE/SEI 41-17	31
2.7.	Proceso de evaluación Tier 2 - Parte 1. Fuente: ASCE/SEI 41-17	35
2.8.	Proceso de evaluación Tier 2 - Parte 2. Fuente: ASCE/SEI 41-17	36
2.9.	Curva de fuerza versus deformación. Fuente: ASCE/SEI 41-17	44
2.10.	Factor para transformar propiedades del límite inferior a propiedades esperadas. Fuente: ASCE/SEI 41-17	49
2.11.	Propiedades del Acero del límite inferior. Fuente: ASCE/SEI 41-17	50
3.1.	Estructura estudiada. Fuente: Memoria R. Retamales	61
3.2.	Silos de almacenamiento. Fuente: Memoria R. Retamales	61
3.3.	Modelo de la estructura.	62
3.4.	Vistas en Elevación.	63
3.5.	Vistas en Planta.	64
3.6.	Perfil XL utilizado en diagonales.	65
3.7.	Espectro de diseño NCh2369 Of.2003 - Zona 2 Suelo II.	69
3.8.	Espectro Sismo Máximo Posible NCh3389 - Zona 2 Suelo II.	75
3.9.	Perfil de fuerzas normalizado - Ejes A,B,C y D.	78
3.10.	Perfil de fuerzas normalizado - Ejes 1,2,3,4 y 5.	79
3.11.	Escala de colores para el estado de rótula plástica.	80
3.12.	Curva de capacidad - Estructura Original.	80
3.13.	Formación de rótulas en Eje D - Dirección X.	82
3.14.	Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y.	83
3.15.	Vistas en Elevación - Intervención 1.	85
3.16.	Curva de capacidad - Intervención 1.	86
3.17.	Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Intervención 1.	88
3.18.	Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y - Intervención 1.	89
3.19.	Curva de capacidad - Intervención 2.	91
3.20.	Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Intervención 2.	93
3.21.	Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y - Intervención 2.	94
3.22.	Curva de capacidad - Intervención 3.	96
3.23.	Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Intervención 3.	97
3.24.	Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y - Intervención 3.	98

3.25.	Vistas en Elevación - Intervención 4. . . . .	100
3.26.	Curva de capacidad - Intervención 4. . . . .	101
3.27.	Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Intervención 4. . . . .	102
3.28.	Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y - Intervención 4. . . . .	103
3.29.	Comparación de Curvas de Capacidad - Dirección X. . . . .	104
3.30.	Comparación de Curvas de Capacidad - Dirección Y. . . . .	104
3.31.	Modelo considerando apoyo de silos en nivel 4. . . . .	106
3.32.	Perfil de fuerzas normalizado - Evaluación Apoyo silos en nivel 4. . . . .	107
3.33.	Curva de capacidad - Evaluación Apoyo silos en nivel 4. . . . .	108
3.34.	Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Evaluación Apoyo silos en nivel 4. . . . .	110
3.35.	Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y - Evaluación Apoyo silos en nivel 4. . . . .	111
A.1.	Capacidad Perfil HN25x68.9 - Análisis NCh2369. . . . .	119
A.2.	Capacidad Perfil HN25x68.9 - Análisis NCh2369. . . . .	120
A.3.	Capacidad Perfil HN30x79.9 - Análisis NCh2369. . . . .	121
A.4.	Capacidad Perfil HN30x79.9 - Análisis NCh2369. . . . .	122
A.5.	Capacidad Perfil HN30x159 - Análisis NCh2369. . . . .	123
A.6.	Capacidad Perfil HN30x159 - Análisis NCh2369. . . . .	124
A.7.	Capacidad Perfil HN35x186 - Análisis NCh2369. . . . .	125
A.8.	Capacidad Perfil HN35x186 - Análisis NCh2369. . . . .	126
A.9.	Capacidad Perfil IN70x159 - Análisis NCh2369. . . . .	127
A.10.	Capacidad Perfil IN70x159 - Análisis NCh2369. . . . .	128
A.11.	Capacidad Perfil XL25x29.7 - Análisis NCh2369. . . . .	129
A.12.	Capacidad Perfil HN25x68.9 - Análisis NCh3389. . . . .	130
A.13.	Capacidad Perfil HN25x68.9 - Análisis NCh3389. . . . .	131
A.14.	Capacidad Perfil HN30x79.9 - Análisis NCh3389. . . . .	132
A.15.	Capacidad Perfil HN30x79.9 - Análisis NCh3389. . . . .	133
A.16.	Capacidad Perfil HN30x159 - Análisis NCh3389. . . . .	134
A.17.	Capacidad Perfil HN30x159 - Análisis NCh3389. . . . .	135
A.18.	Capacidad Perfil HN35x186 - Análisis NCh3389. . . . .	136
A.19.	Capacidad Perfil HN35x186 - Análisis NCh3389. . . . .	137
A.20.	Capacidad Perfil IN70x159 - Análisis NCh3389. . . . .	138
A.21.	Capacidad Perfil IN70x159 - Análisis NCh3389. . . . .	139
A.22.	Capacidad Perfil HN20x69.4 - Análisis NCh3389. . . . .	140
A.23.	Capacidad Perfil HN20x69.4 - Análisis NCh3389. . . . .	141
A.24.	Capacidad Perfil XL25x29.7 - Análisis NCh3389. . . . .	142
A.25.	Capacidad Perfil XL25x29.7 - Análisis NCh3389. . . . .	143
B.1.	Formación de rótulas en Eje A - Dirección X. . . . .	144
B.2.	Formación de rótulas en Eje 1 - Dirección Y. . . . .	145
B.3.	Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y. . . . .	146
B.4.	Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Intervención 1. . . . .	147
B.5.	Formación de rótulas en Eje 1 - Dirección Y - Intervención 1. . . . .	148
B.6.	Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y. . . . .	149
B.7.	Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Intervención 2. . . . .	150
B.8.	Formación de rótulas en Eje 1 - Dirección Y - Intervención 2. . . . .	151
B.9.	Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Intervención 3. . . . .	152
B.10.	Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y - Intervención 3. . . . .	153
B.11.	Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Intervención 4. . . . .	154

B.12.	Formación de rótulas en Eje 1 - Dirección Y - Intervención 4. . . . .	155
B.13.	Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y - Intervención 4. . . . .	156
B.14.	Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.	157
B.15.	Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.	158

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Motivación

Las estructuras presentes en el país pueden ver comprometidas sus condiciones resistentes o de funcionamiento a lo largo de su vida útil por diferentes factores, ya sean condiciones de uso no contempladas, corrosión por falta de mantención, desgastes asociados a fatiga, además de eventos como ráfagas de viento, incendios, episodios sísmicos, etc. Por lo anterior, se considera necesario formular una metodología que permita estudiar el estado de la estructura, ya que de esta manera se busca verificar que cumpla con sus especificaciones de uso y diseño, además de comprobar que estos no signifiquen una fuente de riesgos para sus usuarios.

A partir de esta evaluación, se deben tomar las decisiones adecuadas para encontrar la solución a los problemas detectados, idealmente, sin recurrir a la demolición. Una intervención en la estructura permite disminuir la vulnerabilidad de esta e, incluso, elevar su desempeño con respecto a la situación original. Lo anterior se realiza de manera sustentable, ya que al mantener la estructura se reutiliza el material existente además de disminuir la generación de residuos.

Debido a que se realiza un menor número de proyectos de rehabilitación que proyectos de construcción de estructuras, la experiencia en rehabilitar es limitada (Yekrangnia, 2019). A pesar de esto, existen códigos y normativas vigentes (ASCE, 2017; ICC, 2017; INN, 2020) que abarcan el campo. Sin embargo, surge un nuevo problema: Escoger el método de intervención.

Por lo anterior, esta propuesta de tema de memoria abarca la evaluación y rehabilitación de una estructura industrial de acero. En esta se estudia opciones de intervención con el fin de mejorar el comportamiento sísmico de la estructura. Con esto en mente, se realiza una investigación de códigos y normativas referentes al tema y así generar un conocimiento asociado a la rehabilitación de estructura.

Mediante la modelación en SAP2000 se estudia el estado actual de la estructura, la efectividad de las opciones de intervención y se discute la efectividad de estos métodos.

## 1.2. Objetivos

### 1. Objetivo general

- Evaluar el desempeño sísmico de una estructura industrial de acero existente y sugerir métodos de rehabilitación para mejorarlo.

### 2. Objetivos específicos

- Levantamiento del estado del arte en rehabilitación de estructuras.
- Estudio del desempeño sísmico de la estructura en estado previo y posterior a la intervención.
- Análisis y evaluación de métodos de intervención.

## 1.3. Alcances

A continuación se presentan los alcances por capítulo:

### 1. Capítulo 1: Introducción

Presenta una introducción al tema de memoria, además de los objetivos y los alcances de los capítulos de esta.

### 2. Capítulo 2: Antecedentes

En este capítulo se incluyen antecedentes relacionados a evaluación y rehabilitación de estructuras. Para esto se describen los aspectos relacionados al análisis lineal de estructuras de acero de la Norma Chilena NCh3389 y en el Código ASCE/SEI 41-17. Además se investigan documentos que incluyan recomendaciones y ejemplos de rehabilitación de estructuras.

### 3. Capítulo 3: Evaluación e intervenciones

En este capítulo se describe la instalación industrial estudiada, especificando su función, estructuración y cargas asociadas a esta. Además se presentan vistas tridimensionales, en planta y en elevación del modelo computacional utilizado, incluyendo los elementos de acero presentes en la estructura. Se realizan evaluaciones con las normas NCh2369 de instalaciones industriales y NCh3389 de rehabilitación de estructuras, para luego indicar las propuestas de intervención, sus evaluaciones de desempeño y una comparación entre estas. Finalmente se realiza una última evaluación que considera información extra de la estructura, la cual es proporcionada luego de la entrega inicial.

### 4. Capítulo 4: Comentarios finales

En este capítulo se realizan comentarios finales sobre el trabajo, donde se presenta un resumen, principales resultados y se entregan recomendaciones para futuros trabajos.

# Capítulo 2

## Antecedentes

En el presente capítulo se recopilan antecedentes relacionados con la evaluación y rehabilitación de estructuras. Para esto se consulta una norma chilena, un código estadounidense, además de revisar ejemplos y recomendaciones de diversos documentos.

### 2.1. NCh 3389

A continuación se describen las clasificaciones, requisitos y procedimientos estipulados en la norma chilena NCh3389: Estructuras - Intervención en Construcciones Patrimoniales y Edificios Existentes - Requisitos del Proyecto Estructural.

#### 2.1.1. Objetivos de desempeño sísmico

Los objetivos de desempeño sísmico se determinan en base al comportamiento sísmico esperado para los componentes de la estructura frente a un evento que pueda afectar la edificación en la vida útil proyectada.

##### 2.1.1.1. Niveles de desempeño objetivo

###### 1. Ocupación inmediata

Estado en que los daños causados por el evento sísmico son leves. La estructura mantiene esencialmente intactas sus condiciones de resistencia y rigidez, por lo que presenta altos niveles de seguridad.

###### 2. Daño controlado

Estado en que los daños causados por el evento sísmico son moderados. La estructura presenta un grado de disminución en condiciones de resistencia y rigidez, mantiene niveles adecuados de seguridad.

###### 3. Seguridad de la vida

Estado en que los daños causados por el evento sísmico son considerables. La estructura presenta una importante disminución de sus condiciones de resistencia y rigidez, mantiene un margen de seguridad para evitar colapso total o parcial que pueda amenazar la vida de los ocupantes.

###### 4. Prevención del colapso

Estado en que los daños causados por el evento sísmico son severos. La estructura ve reducida al mínimo sus condiciones de resistencia y rigidez, sus componentes se ven dañados y sin margen de seguridad frente al colapso. No es seguro continuar el uso de la estructura.

En la Figura 2.1 se ilustran los daños esperados en cada nivel de desempeño.

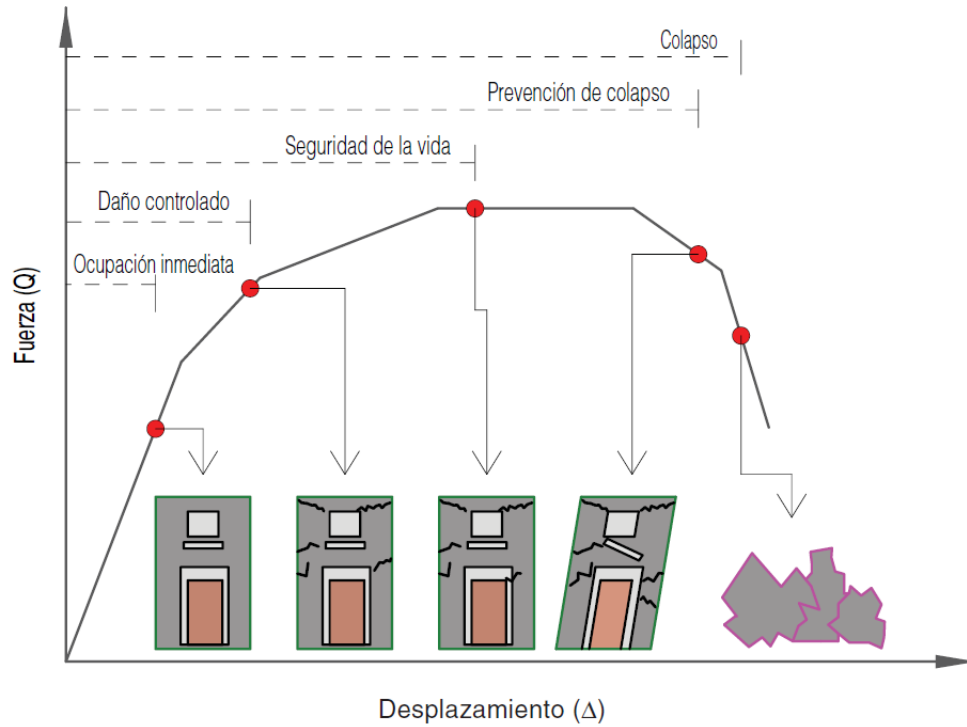


Figura 2.1: Curva de comportamiento según desempeño sísmico objetivo.  
Fuente: NCh3389

En la Tabla 2.1 se presenta una descripción del comportamiento esperado en cada nivel de desempeño.

Tabla 2.1: Descripción cualitativa de daños según nivel de desempeño. Adaptación de NCh3389

Nivel general del daño	Nivel de desempeño			
	Ocupación Inmediata (OI)	Daño Controlado (DC)	Seguridad de la Vida (SV)	Prevención de Colapso (PC)
Nivel general del daño	Leve/Sin Daño	Leve/Moderado	Moderado/Severo	Severo/Total}
Generales	Edificio en operación normal y funcional. Los daños, de producirse, serán superficiales. En este nivel se protege la inversión, función y valor histórico y cultural.	Edificio podrá quedar inoperativo por un período corto de tiempo.	Edificio inoperativo, pero salvaguarda vida de ocupantes.	Edificio con pérdidas totales, completamente inoperativo.
Estructurales	Sólo se generarán daños superficiales en el sistema estructural.	Algunos daños locales se presentarán en el sistema estructural.	Daños severos y permanentes en edificio.	Estructura permanecerá con capacidad de soporte de cargas gravitacionales, pero en muy mal estado.
No estructurales	Daño menor. Servicios básicos se mantienen disponibles o mediante fuentes de reserva.	Daño puntual (localizado) en componentes y sistemas no estructurales. Pueden existir fallas en servicios básicos, restituibles por fuentes de reserva.	Daño extenso en componentes y sistemas no estructurales. Servicios básicos se encuentran sin funcionamiento.	Daño total de componentes y sistemas no estructurales.

### 2.1.1.2. Selección del objetivo de desempeño sísmico

Para el diseño del proyecto de intervención debe seleccionarse un objetivo de desempeño sísmico para los siguientes eventos: Sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo posible. Estos objetivos deben ser definidos por el mandante y por un equipo técnico asesor, en donde se utiliza la información presentada en las Tablas 2.2 y 2.3 para escogerlo.

Tabla 2.2: Clasificación de edificaciones y estructuras según su importancia y uso. Adaptación de NCh3389

Criterio de selección	Categorías de importancia		
	Alta	Media	Baja
Criterio de selección	Edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública (como cuarteles de policía, centrales eléctricas y telefónicas, correos y telégrafos, radioemisoras, canales de televisión, plantas de agua potable y de bombeo, etc.), y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe (como hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, estaciones terminales, etc.)	Edificios cuyo contenido es de gran valor (como bibliotecas, museos, etc.) y aquellos donde existe frecuentemente aglomeración de personas. Entre estos últimos se incluyen los siguientes edificios: — Salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; — Estadios y graderías al aire libre para 2000 o más personas; — Escuelas, parvularios y recintos universitarios; — Cárceles y lugares de detención; — Locales comerciales con una superficie igual o mayor que 500 m <sup>2</sup> por piso, o de altura superior a 12 m	Edificios destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a ninguna de las categorías alta o media



Tabla 2.3: Nivel de desempeño sísmico mínimo recomendado según categoría de importancia de la edificación e intensidad de sismo. Adaptación de NCh3389

Sismo	Categorías de importancia		
	Alta	Media	Baja
Servicio	OI	OI	OI
Diseño	OI	DC	SV
Máximo	DC	SV	PC

## 2.1.2. Demanda sísmica

La demanda sísmica a la cual se somete la estructura debe ser caracterizada a partir de los antecedentes descritos en los siguientes puntos.

### 1. Antecedentes geotécnicos

La información geotécnica para caracterizar el suelo de fundación debe cumplir con lo establecido en la Norma Chilena NCh1508 vigente.

### 2. Definición de zona sísmica

La zonificación sísmica de la estructura debe ser establecida según los procedimientos la Norma Chilena NCh433:1996, 4.1.

### 3. Definición de intensidad de sismo

En la Tabla 2.4 se definen tres intensidades de sismo según su recurrencia y probabilidad de excedencia.

Tabla 2.4: Definición de intensidad de sismo.

Tipo de sismo	Recurrencia	Probabilidad de excedencia
Sismo de servicio	72 años	50 % en 50 años
Sismo de diseño	475 años	10 % en 50 años
Sismo máximo posible	970 años	10 % en 100 años

Para estructuras ubicadas sobre suelos tipo E o F, se requiere un estudio para caracterizar la amenaza sísmica en el sitio.

### 4. Espectro de diseño

El movimiento del suelo debe caracterizarse a partir de los espectros de diseño definidos en los siguientes puntos.

#### i) Sismo de servicio

El sismo de servicio debe obtenerse de NCh433, pero debe considerarse el factor de reducción definido por la ecuación 2.1:

$$R^{**} = \frac{R_1}{1,4} \quad (2.1)$$

Al ser el espectro de aceleración representativo de los sismo de diseño y máximo, se permite obtener el espectro de aceleración para sismo de servicio de NCh433 modificado por DS61 adaptado a la combinaciones de carga de este documento.

**ii) Sismo de diseño**

El espectro de diseño se define a partir de la Figura 2.2 y los parámetros de la Tabla 2.6. Además se debe escalar por el factor  $Z_s$  presentado en Tabla 2.5.

**iii) Sismo máximo posible**

El espectro para sismo máximo posible utiliza el espectro de diseño presentado en la Figura 2.2, en donde se debe escalar por el factor  $M_M$  presentado en Tabla 2.5.

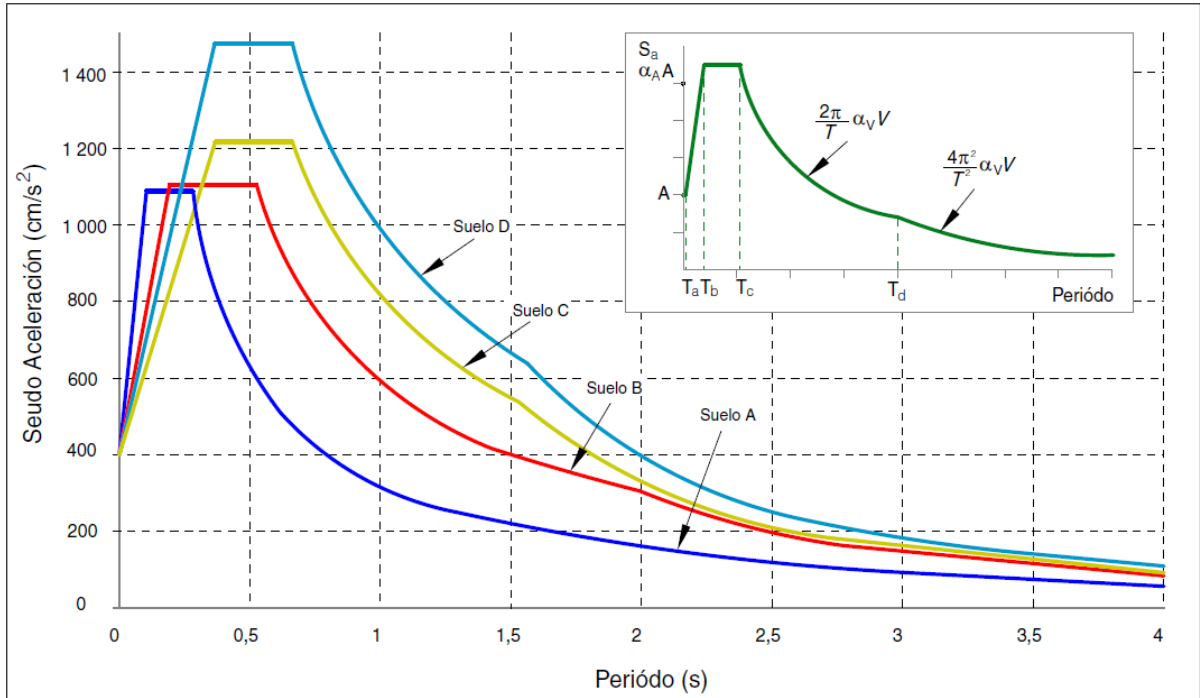


Figura 2.2: Espectro base de diseño para zona sísmica 2 y los cuatro tipos de suelo ( $\beta = 0,05$ ). Fuente: NCh3389

Tabla 2.5: Factores de amplificación que dependen de la zonificación sísmica. Adaptación de NCh3389

Zona sísmica	$Z_s$	$M_M$
1	3/4	1,2
2	1	1,2
3	5/4	1,2

Tabla 2.6: Parámetros para definición del espectro de diseño, SDI. Adaptación de NCh3389

Suelo NCh 433	$T_a$ [s]	$T_b$ [s]	$T_c$ [s]	$T_d$ [s]	$T_e$ [s]	$T_f$ [s]	$\alpha_{AA}$ [cm/s <sup>2</sup> ]	$\alpha_{VV}$ [cm/s <sup>2</sup> ]	$\alpha_{DD}$ [cm/s <sup>2</sup> ]
A	0,030	0,110	0,290	2,510	10	33	1085	50	20
B	0,030	0,200	0,540	2,000	10	33	1100	94	30
C	0,030	0,375	0,680	1,580	10	33	1212	131	33
D	0,030	0,375	0,680	1,580	10	33	1470	159	40

### 2.1.3. Tipología constructiva

Se debe definir el sistema sismorresistente de la edificación, para esto se identifica la tipología presente en la obra y se compara con lo presentado en la Tabla 5 y Tabla 6 de la Norma NCh3389.

La Tabla 2.7 presenta un extracto de las tipologías presentes en estructuras de acero.

Tabla 2.7: Descripción cualitativa de tipologías presentes en estructuras de acero. Adaptación de NCh3389

Tipología	Descripción
Marcos de momento	Elementos o sistemas por vigas y columnas de acero, con conexiones rígidas entre ellos. Estructuras de piso y techo suelen ser de estructura metálica recubierta con madera, hormigón o algún otro material constructivo.  Las fuerzas laterales son resistidas por los marcos de momento de acero que desarrollan su rigidez a través de conexiones viga-columna rígidas o semi-rígidas. Cuando todas las conexiones son resistentes a momento, el marco entero participa en la resistencia lateral. Cuando sólo algunas conexiones son resistentes a momento, la resistencia es provista a través de las líneas sismorresistentes del marco.
Marcos arriostrados	Elementos o sistemas compuestos por vigas y columnas de acero, sin conexiones rígidas entre ellos pero con componentes diagonales que aportan a la rigidez en la dirección del elemento. Estructuras de piso y techo suelen ser de estructura metálica recubierta con madera, hormigón o algún otro material constructivo. Las fuerzas laterales son resistidas por diagonales de acero, soportando fuerzas de tracción y compresión. Cuando las conexiones diagonales son concéntricas, los esfuerzos de todos los miembros son primordialmente axiales. Cuando las conexiones diagonales son excéntricas, los elementos estructurales están sujetos a esfuerzos axiales, de flexión y corte.

### 2.1.4. Configuración del edificio

Se debe estipular el tipo y la disposición de cada uno de los componentes estructurales verticales y horizontales existentes en la edificación.

Con respecto a los componentes no estructurales, se debe identificar los que podrían influir en la rigidez o resistencia de algún componente estructural.

#### 2.1.4.1. Diafragmas

Los diafragmas debe ser clasificados como rígidos o flexibles, lo cual se hace a partir de un análisis estructural que considere las rigideces relativas entre el diafragma y los elementos

verticales asociados a este.

En el caso particular de losas de hormigón armado y losas con placa colaborante se debe considerar un diafragma rígido.

### 2.1.5. Caracterización de materiales

Las propiedades de los materiales deben obtenerse a través de ensayos in situ, preferentemente no destructivos. Deben aplicar la normativa vigente y ser realizados por laboratorios certificados.

Los valores de resistencia nominal indicados en planos o documentos deben ser considerados como valores del límite inferior. Esto no exime de realizar los ensayos pertinentes.

En caso de requerir ensayos destructivos, estos se consideran aceptables si se cumple con la siguiente cantidad de muestras:

- a) Probetas de materiales: Al menos tres.
- b) Probetas de sistemas constructivos simples o compuestos: Al menos una si se complementa con ensayos no destructivos o información de planos. Al menos tres si es el único método de recolección de información.

Los ensayos destructivos requieren ensayos no destructivos como complemento, de esta forma se obtiene un mayor conocimiento de las propiedades de los materiales.

Los ensayos no destructivos se consideran aceptables si se cumple con lo siguiente:

- a) Complementario<sup>1</sup> a ensayos destructivos: Al menos tres mediciones.
- b) Suplementario<sup>2</sup> a ensayos destructivos: Al menos ocho mediciones.

Todos los elementos intervenidos para realizar ensayos debe ser reparados y/o repuestos con elementos similares a los originales.

En caso de no poder realizar ensayos o no obtener la cantidad mínima para considerarlos aceptables, se permite el uso de valores referenciales presentados en las subcláusulas 8.4.2 a 8.4.5 de la norma NCh3389.

#### 2.1.5.1. Acero

Las propiedades mecánicas de los aceros que deben ser determinadas, como mínimo, son las siguientes:

1. Tensión de fluencia:  $f_y$
2. Tensión de rotura:  $f_u$
3. Elongación de rotura:  $\varepsilon_u$

---

<sup>1</sup> Requieren ensayos destructivos.

<sup>2</sup> No requieren ensayos destructivos.

#### 4. Carbono equivalente: $C_{eq}$

En caso de no contar con esta información a través de documentos ni poder realizar ensayos, se permite utilizar los valores presentados en la Tabla 2.8 para el cálculo de capacidad de las secciones.

Tabla 2.8: Valores por defecto de tensión admisible de acero estructural. Adaptación de NCh3389

Año	Tensión admisible ( $F_f$ ) [MPa]
Antes de 1900	100
1900-1960	120
1960 en adelante	140

Para transformar las propiedades del límite inferior<sup>3</sup> a propiedades esperadas se debe multiplicar por el valor estipulado en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9: Factores de transformación propiedades del límite inferior a esperadas. Adaptación de NCh3389

Propiedad	Factor
Tensión de fluencia acero estructural	1,08

La composición química del material de acero permite verificar si el elemento corresponde a hierro, acero u otro material. En caso que el material no corresponda a aceros, se debe aplicar un factor de reducción  $\omega = 0,8$  a los valores presentados en la Tabla 2.8.

#### 2.1.6. Factor de confianza

Se define un factor de confianza  $k$ , que refleja el nivel de conocimiento obtenido a partir de la información recopilada sobre la estructura. Este factor se presenta en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10: Recolección de información y factor de confianza. Adaptación de NCh3389.

	Sin ensayos <sup>a)</sup>	Con ensayos <sup>b)</sup>
Evaluación de condición <sup>c)</sup>	Visual	Exhaustiva
Descripción de la estructura	Descripción general	Descripción detallada de elementos y uniones
Factor de confianza, $k$	0,75	1,00

Donde:

- a) Propiedades de materiales se obtienen de valores por defecto.
- b) Propiedades de materiales se obtienen a través de ensayos.

<sup>3</sup> Corresponde al valor medio de las propiedades del material menos una desviación estándar.

- c) La evaluación de condición corresponde a la observación y análisis del estado actual, incluyendo deficiencias y mecanismos de deterioro de la edificación

### 2.1.7. Comportamiento de componentes

Se debe definir el comportamiento sísmico de los componentes del sistema sismorresistente, este puede ser controlado por fuerzas o controlado por deformaciones. La clasificación se hace a partir de la curva fuerza versus deformación, con la cual se evidencian tres tipos de comportamiento presentados en la Figura 2.3.

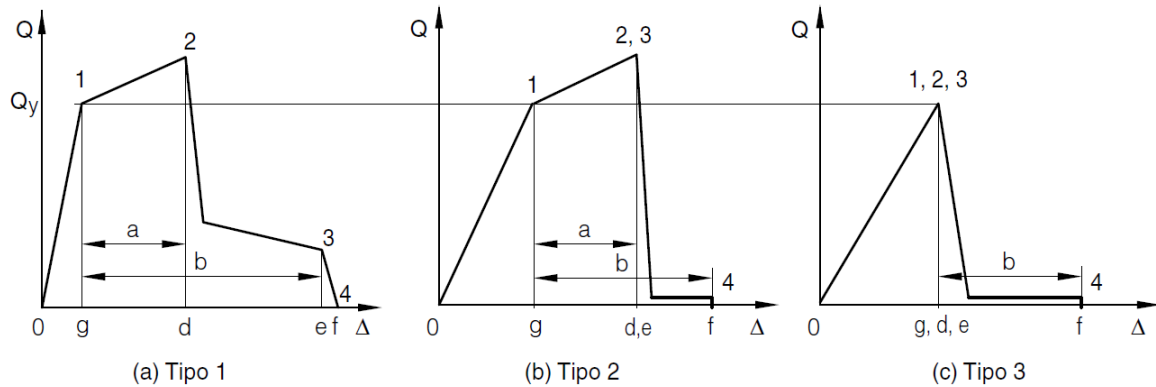


Figura 2.3: Curva de fuerza versus deformación del componente. Fuente: NCh3389

- Tipo 1:

Representa un comportamiento dúctil donde existe un rango elástico entre los puntos 0-1 y un rango plástico entre puntos 1-3. Luego del punto 3 hay una pérdida de la capacidad de resistencia sísmica y una pérdida de la capacidad de resistencia gravitacional en el punto 4.

En el rango plástico puede existir una pendiente positiva o negativa entre los puntos 1-2. Existe una región degradada con una resistencia residual no despreciable ante cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas entre puntos 2-3.

Los componentes estructurales que presenten este comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación si se cumple con  $d \geq 2g$ . En caso de no cumplirse, se clasifican como controlados por fuerzas.

- Tipo 2:

Representa un comportamiento dúctil donde existe un rango elástico entre los puntos 0-1 y un rango plástico, con pendiente positiva o negativa, entre los puntos 1-3. Luego del punto 3 existe una pérdida de la capacidad de resistencia sísmica y una pérdida de capacidad de resistencia gravitacional en el punto 4.

Los componentes estructurales que presenten este comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación si se cumple con  $e \geq 2g$ . En caso de no cumplirse, se clasifican como controlados por fuerzas.

- Tipo 3:

Representa un comportamiento frágil o no dúctil donde existe un rango elástico entre los puntos 0-1 y luego una pérdida de resistencia para cargas sísmicas en el punto 3 y una pérdida de soporte para cargas gravitacionales luego del punto 4.

Los componentes estructurales que presenten este comportamiento deben ser clasificados como controlados por fuerzas.

Para cualquier componente estructural que presente alguno de los comportamientos mencionados, solo se aceptan deformaciones hasta el punto 2. En caso de no conocer las curvas de comportamiento de un elemento, este debe ser clasificado como controlado por fuerzas.

- Para los componentes con comportamiento Tipo 1 se consideran criterios de aceptación basados en deformaciones. Estas deben encontrarse en el rango elástico o plástico.
- Para los componentes con comportamiento Tipo 2 se consideran criterios de aceptación basados en deformaciones. Estas deben encontrarse en el rango elástico o plástico según el nivel de desempeño alcanzado.
- Para los componentes con comportamiento Tipo 3 se consideran criterios de aceptación basados en resistencias y sus deformaciones deben encontrarse en el rango elástico.

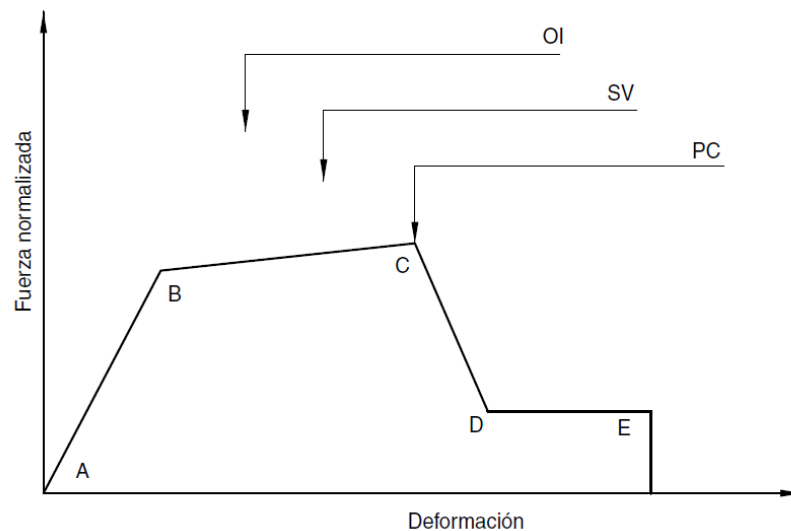


Figura 2.4: Criterios de modelación y aceptación de componente. Fuente: NCh3389

En la Figura 2.4 se presenta una curva genérica de fuerza versus deformación. Los límites de deformaciones aceptadas quedan asociados al nivel de desempeño escogido: Ocupación inmediata (OI), seguridad de la vida (SV) y prevención del colapso (PC). Además se debe considerar el nivel del sismo evaluado: Servicio (SDS), diseño (SDI) o máximo posible (SMP).

## 2.1.8. Capacidad de componentes

### 2.1.8.1. Métodos lineales

Para procedimientos lineales, la capacidad para elementos controlados por deformaciones está definida como el producto entre los factores  $m^4$ , el factor de confianza  $k$  y la resistencia esperada  $Q_{CE}$ . En caso de elementos controlados por fuerzas, la capacidad está dada por el producto entre el factor de confianza  $k$  y la resistencia del límite inferior  $Q_{CL}$ . Lo anterior se resume en la Tabla 2.11.

Tabla 2.11: Cálculo de capacidad por elemento - Procedimientos lineales.  
Adaptación de NCh3389

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerzas
Capacidad	$m \cdot k \cdot Q_{CE}$	$k \cdot Q_{CL}$

### 2.1.8.2. Métodos no lineales

Para procedimientos no lineales, la capacidad para elementos controlados por deformaciones se define como el límite de deformación inelástico permitido. En caso de elementos controlados por fuerzas, la capacidad está dada por el producto entre el factor de confianza  $k$  y la resistencia del límite inferior  $Q_{CL}$ . Lo anterior se resume en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12: Cálculo de capacidad por elemento - Procedimientos no lineales.  
Adaptación de NCh3389

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerzas
Capacidad de deformación	$k \cdot \text{Límite deformación}$	No aplica
Capacidad resistente	No aplica	$k \cdot Q_{CL}$

## 2.1.9. Análisis estructural

Se debe realizar un análisis de la estructura en su condición actual para determinar las fuerzas y deformaciones producidas por la acción sísmica seleccionada.

### 2.1.9.1. Limitaciones de métodos lineales

Para determinar la aplicabilidad del procedimiento, se debe efectuar un análisis lineal previo. A partir de este se debe identificar magnitud y distribución de las demandas sobre componentes estructurales. Para esto se utiliza el cociente entre demanda y capacidad  $DCR$ , que es definido en la Ecuación 2.2:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (2.2)$$

Donde:

- $Q_{UD}$  es la fuerza causada por cargas gravitacionales y cargas sísmicas.
- $Q_{CE}$  es la resistencia esperada del componente estudiado.

<sup>4</sup> Factor de modificación de la demanda de un componente, asociado al nivel de desempeño objetivo seleccionado.



Este factor debe ser calculado para cada solicitud y para cada componente del sistema sismorresistente. La solicitud crítica para cada componente es la que presente un mayor valor de DCR.

En caso de existir alguna de las irregularidades mencionadas a continuación, que se encuentran descritas en NCh3389, y que el  $DCR$  de algún componente sea mayor que el mínimo entre 3 y el factor  $m$  de la solicitud evaluada, entonces los métodos lineales no son aplicables a la estructura.

### 1. Irregularidades verticales

- Discontinuidad en el plano

Se considera que existe si algún elemento del sistema sismorresistente está presente en un piso pero continúa está desplazado en un piso adyacente.

- Irregularidad de rigidez - Piso blando

Se debe verificar si ocurre mediante alguna de las siguientes formas:

- a) Se considera discontinuidad en rigidez lateral si la razón entre los promedios de los DCR entre pisos adyacentes supera el 125 %. El DCR promedio de un piso se calcula con la Ecuación 2.3:

$$D\bar{C}R = \frac{\sum_1^N DCR_i V_i}{\sum V_i} \quad (2.3)$$

Donde:

- $DCR_i$  es el DCR de la solicitud crítica para el elemento  $i$  del piso.
- $V_i$  es la fuerza total de corte en el elemento  $i$  debido al sismo.
- $N$  es el número de elementos del piso.

- b) Se considera piso blando el cual posea una rigidez lateral sea 0,7 veces la rigidez del piso superior o 0,8 veces la rigidez promedio de los tres pisos superiores al piso blando.

- Irregularidad vertical geométrica

Se considera cuando la dimensión horizontal del sistema resistente de fuerzas laterales de un piso es 1,3 veces la de un piso adyacente.

- Irregularidad de capacidad - Piso débil

Se considera una discontinuidad en la capacidad resistente de un piso si este posee 0,8 veces la resistencia del piso superior. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos sismorresistentes que comparten el esfuerzo cortante del piso.

- Irregularidad de masa

Se considera que existe cuando la masa sísmica de un piso es 1,5 veces la masa sísmica de un piso adyacente.

### 2. Irregularidades en planta

- Discontinuidad fuera del plano

Se considera que existe cuando un elemento del sistema sismorresistente se encuentra desplazado con respecto a si mismo en algún piso adyacente.

- Irregularidad torsional  
Se considera que existe si en algún piso con diafragma rígido se cumple con alguna de las siguiente características:
  - a) La razón entre el DCR del elemento crítico a un lado del centro de masa del piso y el DCR del elemento crítico al otro lado supera 1,5.
  - b) El máximo desplazamiento relativo del piso, incluyendo torsión accidental, es mayor a 1,2 veces el promedio de los desplazamientos relativos del piso de los extremos de la estructura.
- Esquinas reentrantes  
Se considera que existe cuando hay planos con esquinas reentrantes tales que los retrocesos y avances son mayores al 15 % de la dimensión del plano resistente en dirección principal.
- Discontinuidad de diafragma  
Se considera que existe si los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez, incluyendo los con área recortada o abiertas mayores al 50 % del área bruta encerrada o cambios de la rigidez efectiva del diafragma superiores al 50 % del piso siguiente.
- Sistemas no paralelos  
Se considera que existe si los elementos verticales que resisten cargas laterales no son paralelos ni simétricos con respecto a los ejes ortogonales del sistema.

### 2.1.9.2. Métodos de análisis estructural

#### 1. Análisis lineal estático

Este método considera la acción sísmica como un sistema de fuerzas laterales, siendo los efectos sobre la estructura calculados a partir de los procedimientos de la estática. El sistema de fuerzas horizontales se encuentra definidos en las subcláusulas 9.2.1.1 a 9.2.1.3 de NCh3389.

2. **Análisis lineal dinámico o modal espectral** Este método es aplicable a todas las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales cercanos al 5 % del amortiguamiento crítico.

Se deben incluir todos los modos normales ordenados según valores crecientes de frecuencias propias, siendo estos los necesarios para que las masas equivalentes para cada una de las acciones sísmicas (X e Y) sean mayor o igual al 90 % de la masa total.

Para realizar la combinación modal se debe utilizar los métodos indicados en NCh433.

#### 3. Análisis no lineal estático

En este tipo de análisis se debe incluir las características no lineales de carga versus deformación para cada componente de la estructura. Se considera un sistema de cargas laterales que representan las fuerzas inerciales generadas en un sismo.

El desplazamiento de techo objetivo ( $\delta_u$ ) considerado en esta norma se obtiene a partir del espectro elástico de desplazamiento  $Sd_e$  para un 5 % de amortiguamiento. Se debe considerar el desplazamiento asociado al modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis, multiplicado por un factor 1,3. Esto se presenta en la ecuación 2.4.

$$\delta_u = 1,3 S_{de}(T) \quad (2.4)$$

Donde:

- $\delta_u$  es el desplazamiento de techo objetivo.
- $S_{de}(T)$  es el desplazamiento asociado al periodo fundamental en la dirección de análisis.

Se debe incluir explícitamente en el modelo los comportamientos fuerza-deformación de todos los componentes a través de curvas representativas que incluyan la degradación de resistencia o resistencia residual.

### 2.1.10. Combinaciones de carga

Se deben utilizar combinaciones de cargas gravitacionales (Permanentes más sobrecargas de uso) y cargas sísmicas según corresponda para el método de análisis escogido.

#### 2.1.10.1. Métodos lineales

Para métodos lineales se deben considerar las combinaciones de cargas gravitacionales de las ecuaciones 2.5 y 2.6.

$$Q_G = 1,1 (D + L) \quad (2.5)$$

$$Q_G = 0,9 D \quad (2.6)$$

Donde:

- $D$  corresponde a la suma de cargas permanentes.
- $L$  corresponde a la suma de las sobrecargas o cargas de uso.

La Ecuación 2.5 considera que la demanda sísmica y la demanda gravitacional son aditivas.

La Ecuación 2.6 considera que estas demandas se contrarrestan. Ambas deben ser consideradas para el análisis, verificando la mayor demanda en los resultados.

Se debe utilizar las siguientes demandas dependiendo del tipo de comportamiento escogido.

#### i) Solicitaciones controladas por deformación

La demanda  $Q_{UD}$  se calcula con la ecuación 2.7.

$$Q_{UD} = Q_G + E \quad (2.7)$$

Donde:

- $Q_G$  son cargas gravitacionales definidas en Ecuaciones 2.5 y 2.6.
- $E$  son las cargas sísmicas.

ii) Solicitaciones controladas por fuerzas

La demanda  $Q_{UF}$  se calcula con la ecuación 2.8.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{E}{C_1 \cdot J} \quad (2.8)$$

Donde:

- $Q_G$  son cargas gravitacionales definidas en Ecuaciones 2.5 y 2.6.
- $E$  son las cargas sísmicas.
- $C_1$  es un factor de modificación definido en Tabla 2.13.
- $J$  es un factor de reducción por traspaso de fuerzas, con valor mayor o igual que 1. Corresponde al menor de los  $DCR$  entre todos los componentes que traspasan cargas al componente en análisis. Si no se calculan los  $DCR$ , se considera como 1 para ocupación inmediata y como 2 para el resto de los objetivos de desempeño.

Tabla 2.13: Valores para factor de modificación  $C_1$ . Adaptación de NCh3389

Periodo fundamental	Factor de modificación $C_1$		
	$m_{max} < 2^a)$	$2 \leq m_{max} \leq 6^a)$	$m_{max} \geq 6^a)$
$T \leq 0,3$	1,1	1,4	1,8
$0,3 \leq T \leq 1,0$	1,0	1,1	1,2
$T \geq 1,0$	1,0	1,0	1,1

Donde:

- a)  $m_{max}$  es el mayor factor  $m$  de los elementos del sistemas sismorresistente en la dirección de análisis.

### 2.1.10.2. Métodos no lineales

Para métodos no lineales se deben considerar la combinación de cargas gravitacionales presentada en la ecuación 2.9 y su interacción con las cargas sísmicas.

$$Q_G = D + L \quad (2.9)$$

Donde:

- $D$  corresponde a la suma de cargas permanentes.
- $L$  corresponde a la suma de las sobrecargas o cargas de uso.

Las fuerzas sísmicas deben ser aplicadas en ambos sentidos, y utilizar el máximo efecto para el análisis.

### 2.1.11. Parámetros de modelación y Criterios de aceptación

Se presentan los parámetros de modelación y criterios de aceptación estipulados en la norma. En este caso, la información presentada corresponde a procedimientos para estructuras de acero.

### 2.1.11.1. Requisitos generales

#### 1. Métodos lineales

Se debe verificar las ecuaciones 2.10 y 2.11 según el comportamiento que corresponda para comprobar que la estructura cumple con lo esperado.

- Controlados por deformación

Las solicitaciones controladas por deformación deben cumplir con la Ecuación 2.10.

$$m \cdot k \cdot Q_{CE} > Q_{UD} \quad (2.10)$$

- Controlados por fuerzas

Las solicitaciones controladas por fuerzas deben cumplir con la Ecuación 2.11.

$$k \cdot Q_{CL} > Q_{UF} \quad (2.11)$$

Donde:

- $m$  corresponde al factor  $m$  del componente.
- $k$  corresponde al factor de confianza.

Además, se debe verificar que momentos en elementos horizontales de grandes luces, generados por cargas gravitacionales, no excedan el 75 % de la capacidad. En caso de superarlo, debe hacerse un análisis con posible incursión inelástica debido a la carga sísmica.

#### 2. Métodos no lineales

Se debe verificar según el comportamiento que presente el componente para comprobar que la estructura pueda alcanzar los objetivos de desempeño esperados.

- Controlados por deformación

Los componentes controlados por deformación deben tener capacidades de deformación esperadas que no sean menores a las demandas de deformación máxima calculadas al alcanzar el desplazamiento objetivo.

- Controlados por fuerzas

Los componentes sismorresistentes controlados por fuerzas deben tener resistencias en el límite inferior superiores a las fuerzas máximas actuando sobre el componente.

Además, se debe verificar que la formación de las rótulas plásticas ocurran en los extremos del elemento, a menos que estas se consideren en otro sector en el modelo de análisis.

### 2.1.11.2. Requisitos para estructuras de Acero

Los modelos matemáticos para estructuras de acero deben contener lo siguiente:

- Dimensiones y propiedades seccionales de cada elemento.

- Estructuración de componentes y presencia de excentricidades o deformaciones permanentes.
- Configuración y propiedades de conexiones.
- Propiedades y presencia de diafragmas rígidos.

Además deben cumplir con lo indicado en los siguientes puntos:

### 1. Resistencia

Se debe determinar la resistencia nominal de cada elemento de acero a partir de lo indicado en la NCh427. Considerar un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$ .

### 2. Rigidez

Determinar la rigidez efectiva de cada elemento de acero partir de lo especificado en la NCh427.

### 3. Comportamiento

Los elementos de acero pueden presentar ambos comportamientos: Controlados por deformación o por fuerzas. Esto debe quedar determinado a partir del comportamiento que presente en la curva fuerza versus deformación.

- Controlados por fuerzas

Estos elementos deben cumplir con los criterios de aceptación presentados en la sección 2.1.11.1.

- Controlados por deformación

Para métodos lineales se debe obtener los factores  $m$  según lo establecido en la Tabla 36 de NCh3389. Estos valores debe aplicarse junto al criterio de aceptación presentado en la Ecuación 2.10 de la sección 2.1.11.1.

Para métodos no lineales, a cada elemento de acero controlado por deformación se le puede asociar una relación fuerza - deformación como la presentada en la Figura 2.5.

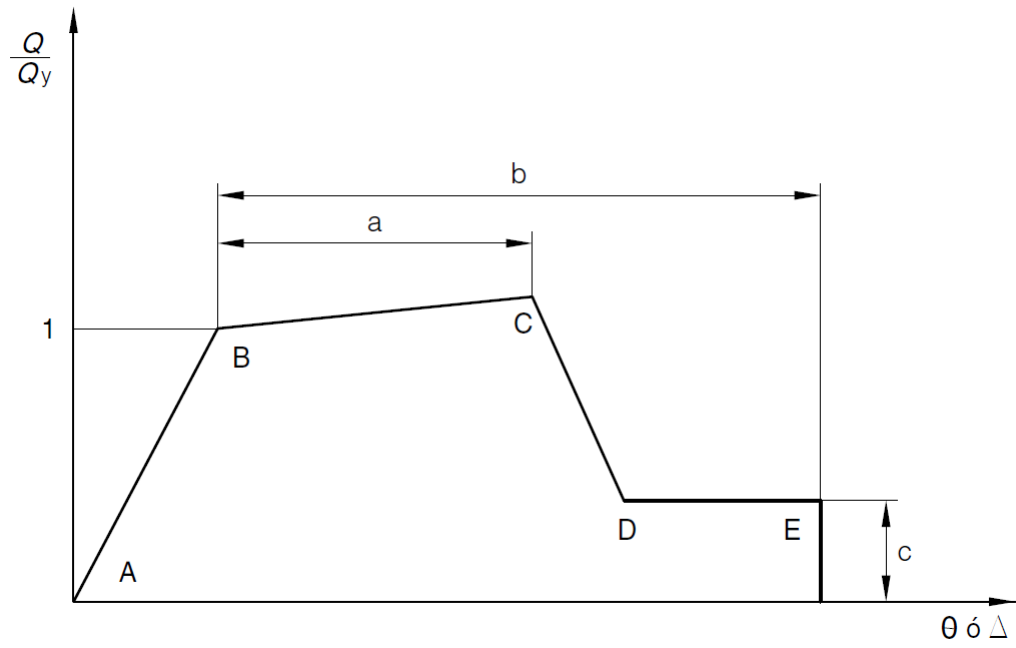


Figura 2.5: Curva generalizada de fuerza versus deformación - Elementos de acero. Fuente: NCh3389

Para cada uno de los elementos estructurales se debe modelar esta curva utilizando los valores presentados en la Tabla 35 de NCh3389, o mediante cálculos justificados basados en mecánica de materiales.

## 2.2. ASCE/SEI 41-17

A continuación se describen las clasificaciones, requisitos y procedimientos estipulados en el código estadounidense ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

### 2.2.1. Desempeño objetivo

Un nivel de desempeño objetivo se compone por un nivel de peligro sísmico, un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural.

#### 2.2.1.1. Niveles de peligro sísmico

Los niveles de peligro sísmico considerados se presentan a continuación:<sup>5</sup>

- BSE-1N:

Se utiliza con el objetivo de desempeño básico equivalente para estándares de estructura nueva, se toma como dos tercios de BSE-2N en el sitio. También puede utilizarse para estructura existente.

- BSE-1E:

Se utiliza con objetivo de desempeño para estructuras existentes, se toma un peligro sísmico con un 20% de probabilidad de excedencia en 50 años. No debe ser superior al BSE-1N en el sitio.

- BSE-2N:

Se utiliza con el objetivo de desempeño básico equivalente para estándares de estructura nueva, se basa en el sismo máximo considerado por ASCE 7 en el sitio. También puede utilizarse para estructura existente.

- BSE-2E:

Se utiliza con objetivo de desempeño para estructuras existentes, se toma un peligro sísmico con un 5% de probabilidad de excedencia en 50 años. No debe ser superior al BSE-2N en el sitio

#### 2.2.1.2. Niveles de desempeño objetivo

A continuación se describen los niveles de desempeño estructurales y no estructurales que permiten definir un nivel de desempeño objetivo.

##### 1. Niveles de desempeño estructurales

Los niveles de desempeño estructurales son los siguientes:

###### i) Ocupación inmediata (S-1)

Se define como el estado de daño, luego del sismo, en el cual la estructura permanece segura para su ocupación. Esencialmente mantiene su resistencia y rigidez original.

---

<sup>5</sup> BSE: Basic Safety Earthquake



**ii) Daño controlado (S-2)**

Se encuentra dentro del rango de seguridad mejorado y se define como el estado de daño, luego del sismo, que se encuentra entre los niveles de Seguridad de la vida y Ocupación inmediata. Los criterios de aceptación de evaluaciones o rehabilitación deben considerarse como un punto medio entre los utilizados para los niveles S-1 y S-3.

**iii) Seguridad de la vida (S-3)**

Se define como el estado de daño, luego del sismo, en el cual la estructura presenta componentes dañados pero mantiene un margen de seguridad frente al colapso parcial o total.

**iv) Seguridad limitada (S-4)**

Se encuentra dentro del rango de seguridad reducido y se define como el estado de daño, luego del sismo, que se encuentra entre los niveles de Seguridad de la vida y Prevención del colapso. Los criterios de aceptación de evaluaciones o rehabilitación deben considerarse como un punto medio entre los utilizados para los niveles S-3 y S-5.

**v) Prevención del colapso (S-5)**

Se define como el estado de daño, luego del sismo, en el cual la estructura presenta componentes dañados que resisten las cargas gravitacionales, pero no mantiene un margen de seguridad frente al colapso.

**vi) No considerado (S-6)**

Cuando una evaluación o rehabilitación en la edificación no aborda los componentes estructurales, el nivel de desempeño es no considerado.

## 2. Niveles de desempeño no estructurales

Los niveles de desempeño no estructurales son los siguientes:

**a) Operacional (N-A)**

Se define como el estado de daño, luego del sismo, en que los componentes no estructurales son capaces de continuar con las funciones que ejercían previo al evento sísmico.

**b) Retención de posición (N-B)**

Se define como el estado de daño, luego del sismo, en que los componentes no estructurales pueden estar dañados al punto que no pueden funcionar de forma inmediata pero se encuentran asegurados en su posición. De esta forma se evitan daños asociados a su movimiento debido al evento sísmico.

**c) Seguridad de la vida (N-C)**

Se define como el estado de daño, luego del sismo, en que los componentes no estructurales podrían estar dañados, pero este daño no representa una amenaza para la vida.

**d) Peligro reducido (N-D)**

Se define como el estado de daño, luego del sismo, en que los componentes no estructurales se encuentran dañados y existe peligros asociados a su caída. Los componentes que presentan un mayor peligro se encuentran asegurados para prevenir accidentes en áreas de alta concentración de personas.

**e) No considerado (N-E)**

Cuando una evaluación o rehabilitación en la estructura no aborda los componentes estructurales a los niveles mencionados, el nivel de desempeño es no considerado.

A partir de las definiciones anteriores, se puede definir el nivel de desempeño del edificio como una combinación de un nivel estructural y otro no estructural.

**1. Operacional (1-A)**

Considera los requisitos de Ocupación inmediata (S-1) en desempeño estructural y los requisitos de Operacional (N-A) en desempeño de componentes no estructurales.

**2. Ocupación inmediata (1-B)**

Considera los requisitos de Ocupación inmediata (S-1) en desempeño estructural y los requisitos de Retención de posición (N-B) en desempeño de componentes no estructurales.

**3. Seguridad de la vida (3-C)**

Considera los requisitos de Seguridad de la vida (S-3) en desempeño estructural y los requisitos de Seguridad de la vida (N-C) en desempeño de componentes no estructurales.

**4. Prevención del colapso (5-D)**

Considera los requisitos de Prevención del colapso (S-5) en desempeño estructural y los requisitos de Peligro reducido (N-D) en desempeño de componentes no estructurales.

**2.2.1.3. Nivel de Sismicidad**

El nivel de sismicidad se define como: Alto, Moderado, Bajo o Muy Bajo, lo que se presenta en la Tabla 2.14.

Tabla 2.14: Definición de nivel de sismicidad. Adaptación ASCE/SEI 41-17

Nivel de sismicidad <sup>a</sup>	$S_{DS}$	$S_{D1}$
Muy Bajo	$< 0,167 g$	$< 0,067 g$
Bajo	$\geq 0,167 g$	$\geq 0,67 g$
	$< 0,33 g$	$< 0,133 g$
Moderado	$\geq 0,33 g$	$\geq 0,133 g$
	$< 0,50 g$	$< 0,20 g$
Alto	$\geq 0,50 g$	$\geq 0,20 g$

Donde:

a) Se debe escoger el mayor nivel de sismicidad según los valores de  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ .

Los valores de  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$  se definen en las ecuaciones 2.12 y 2.13.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_S \tag{2.12}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \quad (2.13)$$

Donde:

- $F_a$  y  $F_v$  son coeficientes de sitio.
- $S_S$  y  $S_1$  son parámetros asociados al nivel de peligro sísmico.

#### 2.2.1.4. Desempeño básico para estructuras existentes (BPOE)

Para estructuras existentes, el desempeño objetivo que deben cumplir varía según la categoría de riesgo, siendo esto presentado en la Tabla 2.15.

Tabla 2.15: Desempeño básico para estructuras existentes. Adaptación de ASCE/SEI 41-17

Categoría de riesgo	Nivel de peligro sísmico	
	BSE-1E	BSE-2E
I y II	Estructural: Seguridad de la vida No estructural: Seguridad de la vida 3-C	Estructural: Prevención del colapso No estructural: Peligro reducido <sup>a</sup> 5-D
III	Estructural: Daño controlado No estructural: Retención de posición 2-B	Estructural: Seguridad limitada No estructural: Peligro reducido <sup>a</sup> 4-D
IV	Estructural: Ocupación inmediata No estructural: Retención de posición 1-B	Estructural: Seguridad de la vida No estructural: Peligro reducido <sup>a</sup> 3-D

Donde:

- a) Se considera el cumplimiento de las disposiciones de ASCE 7 para nuevas construcciones.

## 2.2.2. Requisitos y evaluación

### 2.2.2.1. Tipología constructiva

Se debe definir el sistema sismorresistente de la edificación, para esto se identifica la tipología presente y se compara con la Tabla 3-1 de ASCE/SEI 41-17. En las Tablas 2.16 y 2.17 se presenta un extracto de las edificaciones de acero.

Tabla 2.16: Tipos de edificios comunes: Acero - Parte 1. - Adaptación AS-CE/SEI 41-17

Tipo	Descripción
<p>Marcos de momento de Acero - S1 (Diafragma rígido)</p>	<p>Estos edificios consisten en un conjunto de marcos de vigas y columnas de acero. La estructura del suelo y del tejado es rígida, incluyendo losas de hormigón in situ o cubiertas metálicas con relleno de hormigón apoyadas en vigas de acero, viguetas de alma abierta o cerchas de acero. Las fuerzas sísmicas son resistidas por marcos de momento de acero que desarrollan su rigidez a través de conexiones rígidas o semi-rígidas, vigas y columnas. Cuando todas las conexiones son resistentes a momentos, toda la estructura participa en la resistencia a las fuerzas sísmicas. Cuando sólo algunas conexiones son resistentes a momentos, la resistencia se proporciona a lo largo de líneas discretas del armazón. Las columnas están orientados de forma que cada dirección principal del edificio tenga columnas que resistan la flexión con su eje fuerte. Los diafragmas consisten en una construcción rígida en relación con los marcos. Se permite que el exterior de la estructura esté cubierto; los muros de cierre son de cualquier tipo, incluyendo tanto los sistemas dúctiles y flexibles como los sistemas rígidos y no dúctiles (por ejemplo, albañilería no reforzada, ya sea en el interior o en el exterior de la línea del marco). Se permite que el sistema de fundaciones esté formado por una variedad de elementos.</p>
<p>Marcos de momento de Acero - S1a (Diafragma flexible)</p>	<p>Estos edificios son similares a los edificios S1, salvo que los diafragmas son de cubierta metálica sin revestimiento o metálica con cubierta de hormigón, yeso vertido, madera o un revestimiento no estructural similar, y son flexibles con respecto a los marcos. Se permite que los soportes del diafragma sean elementos sólidos o elementos de celosía de madera y/o metal.</p>

Tabla 2.17: Tipos de edificios comunes: Acero - Parte 2. - Adaptación AS-CE/SEI 41-17

Tipo	Descripción
<p>Marco arriostrado de Acero - S2 (Diafragma rígido)</p>	<p>Estos edificios tienen una estructura de columnas, vigas y arriostramientos de acero. Los marcos arriostrados desarrollan resistencia a las fuerzas sísmicas por la acción de arriostramiento de los miembros diagonales. Los arriostramientos inducen fuerzas en las vigas y columnas asociadas, de forma que todos los elementos trabajan juntos, siendo los esfuerzos de los elementos principalmente axiales. Estos diafragmas transfieren las cargas sísmicas a los marcos arriostrados.</p> <p>Los diafragmas consisten en una cubierta de hormigón o metálica y son rígidos en relación con los pórticos. El sistema de fundaciones puede consistir en una variedad de elementos. Existen tres variaciones de esta configuración y diseño de los pórticos arriostrados:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Marcos arriostrados concéntricamente: Las líneas de trabajo de los componentes se cruzan en un único punto o en varios puntos de forma que la distancia entre las líneas de trabajo que se cruzan (o excentricidad) es menor o igual que la anchura del componente más pequeño conectado en la unión.</li> <li>- Marcos arriostrados excéntricamente: Las líneas de trabajo de los componentes no se cruzan en un punto, y la distancia entre las líneas de trabajo que se cruzan (o excentricidad) es superior a la anchura del componente más pequeño que se conecta en la unión.</li> <li>- Marcos arriostrados con pandeo restringido: Tipos especiales de marcos arriostrados concéntricamente en los cuales los arriostramientos están encerrados en una carcasa rígida para evitar el pandeo.</li> </ul>
<p>Marco arriostrado de Acero - S2a (Diafragma flexible)</p>	<p>Estos edificios son similares a los edificios S2, con la diferencia de que los diafragmas consisten en armazones de madera o de acero con estructura en frío, cubierta metálica sin recubrimiento o cubierta metálica con hormigón, yeso o un revestimiento no estructural similar, y son flexibles con respecto a los marcos.</p>

### 2.2.2.2. Configuración del edificio

Se debe estipular el tipo y la disposición de cada uno de los componentes estructurales verticales y horizontales existentes en la edificación.

### 2.2.2.3. Propiedades de los componentes

Los planos deben tener información de los componentes del edificio, incluyendo las propiedades de los materiales, su geometría y las conexiones con otros componentes. La información recolectada permite determinar las capacidades resistentes y de deformación de los elementos.

Para tener en cuenta la incertidumbre en la recolección de datos, se define un factor de confianza  $k$ . Este factor refleja el conocimiento sobre la estructura y varía según la información disponible.

### 2.2.2.4. Procedimientos de evaluación y rehabilitación

Para demostrar el cumplimiento del nivel de desempeño objetivo se debe realizar una evaluación o rehabilitación para eventos sísmicos. Esto se realiza siguiendo los procedimientos descritos en tres niveles:

- Tier 1: Procedimientos de evaluación y rehabilitación visual
- Tier 2: Procedimientos de evaluación y rehabilitación basado en deficiencias.
- Tier 3: Procedimientos de evaluación y rehabilitación sistemática.

## 2.2.3. Tier 1

### 2.2.3.1. Información requerida

Los alcances requeridos de la investigación contemplan los siguientes puntos:

- Investigación en terreno y evaluación de condición

El análisis Tier 1 permite el uso de información disponible en documentos de construcción y otros registros. Además se debe realizar una investigación en terreno para verificar si la condición existente es la descrita en los documentos.

- Tipología constructiva

La tipología presente en el edificio debe estar presente en los tipos descritos en la Tabla 3-1 de ASCE/SEI 41-17. En el caso de estructuras de acero, las Tablas 2.16 y 2.17 presentan un extracto de las principales configuraciones. Además de esto se debe informar sobre el sistema resistente de fuerzas laterales y el tipo de diafragma presente.

- Propiedades de los materiales

El análisis Tier 1 permite el uso de propiedades por defecto de los materiales presentes en la estructura. Estas propiedades se encuentran descritas en los capítulos 7-10 de ASCE/SEI 41-17.

### 2.2.3.2. Listas de verificación

Las listas de verificación para un análisis Tier 1 se detallan en el capítulo 16 de ASCE/SEI 41-17. Estas listas se encuentran en función del nivel de sismicidad y nivel de desempeño, en la Tabla 2.18 presenta la lista de verificación requerida en función de estos niveles.

Cada punto dentro de la lista debe marcarse como *Cumple*(C), *No Cumple*(NC), *No Aplica* (N/A) O *Desconocido* (D).

Tabla 2.18: Listas de verificación estructurales para Tier 1. Adaptación AS-CE/SEI 41-17

Nivel de sismicidad <sup>b</sup>	Nivel de desempeño del edificio <sup>c</sup>	Lista de verificación requerida <sup>a</sup>		
		Verificación Configuración Básica (Sec. 17.1.2)	Verificación Prevención del Colapso (Sec. 17.2 a 17.17)	Verificación Ocupación Inmediata (Sec. 17.2 a 17.17)
Moderado	PC	X	X	
Moderado	OI	X		X
Alto	PC	X	X	
Alto	OI	X		X

a) La presencia de X significa que esa lista de verificación debe ser completada.

b) Definida como en la Tabla 2.14

c) PC: Prevención del colapso, OI: Ocupación inmediata

### 2.2.3.3. Análisis

Los análisis Tier 1 se encuentran limitados a verificaciones rápidas. Estas se utilizan para calcular la rigidez y resistencia de ciertos componentes del edificio, y de esta forma determinar si cumplen o no con los criterios de aceptación.

En la Figura 2.6 se presenta un esquema del proceso utilizado en un análisis Tier 1.

#### 1. Fuerzas sísmicas:

Para los cálculos se requiere las fuerzas sísmicas, las cuales se determinan como se describe a continuación.

##### i) Fuerzas sísmicas equivalentes

Las fuerzas pseudo sísmicas se calculan con la ecuación 2.14.

$$V = CS_aW \quad (2.14)$$

Donde:

- $V$  es el cortante basal sísmico.
- $C$  es un factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para el espectro de respuesta lineal;  $C$  se obtiene de la Tabla 2.19.
- $S_a$  es la aceleración espectral para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.
- $W$  es el peso sísmico efectivo del edificio.

Tabla 2.19: Factor de modificación C. Adaptación de ASCE/SEI 41-17

Tipología	Número de pisos			
	1	2	3	$\geq 4$
Marcos de Momento (S1)	1,3	1,1	1,0	1,0
Marco Arriostrado (S2)	1,4	1,2	1,1	1,0

ii) Fuerza cortante por piso

Las pseudo fuerzas calculadas deben ser distribuidas verticalmente con las ecuaciones 2.15 y 2.16.

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (2.15)$$

$$V_j = \sum_{x=j}^n F_x \quad (2.16)$$

Donde:

- $V_j$  es el corte de piso en el piso  $j$ .
- $n$  es el total de pisos sobre nivel de suelo.
- $j$  es el número de pisos bajo consideración.
- $W$  es el peso sísmico efectivo del edificio.
- $V$  es la pseudo fuerza obtenida con la ecuación 2.14.
- $w_i$  es la fracción del peso total  $W$  asociado al nivel  $i$ .
- $w_x$  es la fracción del peso total  $W$  asociado al nivel  $x$ .
- $h_i$  es la altura desde la base al piso  $i$ .
- $h_x$  es la altura desde la base al piso  $x$ .
- $k$  es 1 si  $T < 0,5 s$  y 2 si  $T > 2,5 s$ . Los valores intermedios se deben interpolar.

iii) Espectro de aceleración

La aceleración espectral se calcula con la ecuación 2.17

$$S_a = \frac{S_{X1}}{T} \leq S_{XS} \quad (2.17)$$

Donde:

- $S_a$  es la aceleración espectral.
- $T$  es el periodo fundamental del edificio.
- $S_{X1}$  y  $S_{XS}$  dependen del nivel de amenaza sísmica.



iv) Periodo

El periodo fundamental de la estructura, en la dirección considerada, se calcula de acuerdo a la ecuación 2.18.

$$T = C_t h_n^b \quad (2.18)$$

Donde:

- $T$  es el periodo fundamental del edificio.
- $C_t$  es 0,035 para marcos de momento de acero (Tipos S1 y S1a), 0,030 para marcos de acero arriostrados excéntricamente (Tipos S2 y S2a) y 0,020 para otros sistemas.
- $h_n$  es la altura de la base al techo.
- $b$  es 0,80 para marcos de momento de acero (Tipo S1 y S1a) y 0,75 para otros sistemas. De forma alternativa, para marcos de momento de acero o de hormigón armado de 12 o menos pisos, el periodo puede calcularse con la Ecuación 2.19.

$$T = 0,10n \quad (2.19)$$

Donde:

- $T$  es el periodo fundamental del edificio.
- $n$  es el número de pisos sobre la base.

2. Verificación rápida de resistencia:

Las verificaciones a realizar para estructuras de acero se mencionan a continuación y se encuentran descritas en la sección 4.4.3 de ASCE/SEI 41-17.

- i) Deriva de piso para Marcos de momento
- ii) Refuerzo diagonal
- iii) Esfuerzo axial en columnas por volcamiento
- iv) Esfuerzo de flexión en columnas y vigas en marcos de momento de acero

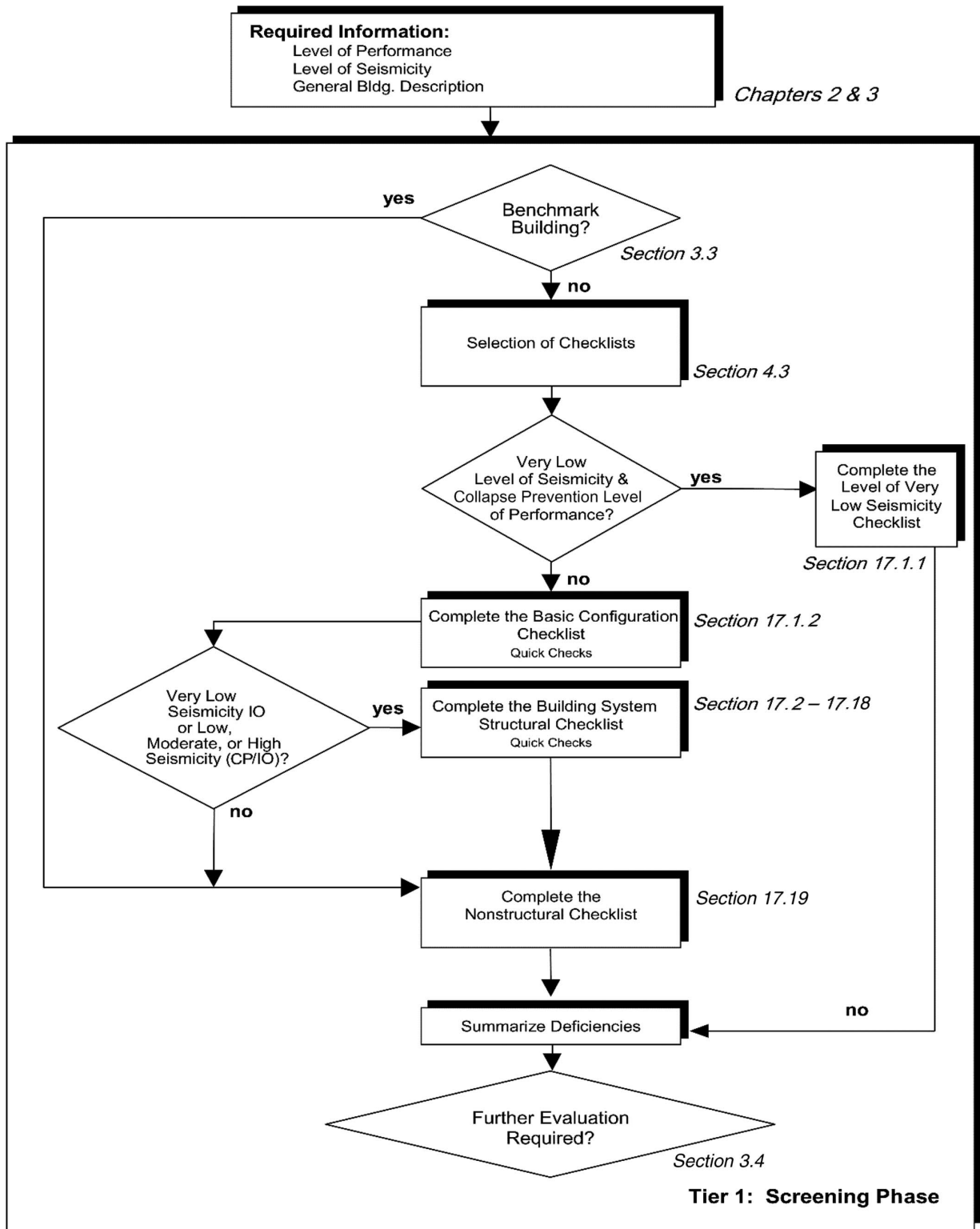


Figura 2.6: Proceso de evaluación Tier 1. Fuente:ASCE/SEI 41-17

## 2.2.4. Tier 2

### 2.2.4.1. Información requerida

Un análisis Tier 2: *Evaluación o rehabilitación basada en deficiencias* requiere haber realizado un análisis Tier 1 antes. A partir de los componentes que han sido identificados con deficiencias potenciales se realizan análisis adicionales para confirmar las deficiencias o demostrar que satisfacen con lo solicitado.

Los requisitos generales para este nivel de evaluación son los siguientes:

- Nivel de desempeño y Nivel de sismicidad

Se debe considerar los mismos niveles de desempeño y sismicidad utilizados en el análisis Tier 1.

- Información de la estructura

Se requiere información adicional a la recopilada durante los procedimientos de análisis Tier 1. Se deben realizar ensayos no destructivos para todas las posibles deficiencias y elementos asociados a ella. En el caso del nivel de desempeño Ocupación Inmediata se debe realizar ensayos destructivos.

Durante este procedimiento se permite el uso de valores indicados en documentos constructivos disponibles. Además se permite el uso de valores por defecto de las propiedades de los materiales, las cuales se encuentran descritas entre los capítulos 8 y 12 de ASCE/SEI 41-17.

- Evaluación de condición

Al utilizar los procedimientos de análisis Tier 2 para evaluar los daños o el deterioro identificados en un análisis Tier 1, se debe determinar el grado y los efectos que estos generan en el sistema sismorresistente.

- Factor de confianza

Se debe utilizar un factor de confianza de 0,75, a menos que la recolección de información justifique el uso de un valor 1,0. El factor  $k$  debe escogerse para cada componente según su información disponible, lo que debe hacerse según lo establecido en la Tabla 2.20, en la cual se considera desempeño objetivo, tipo de análisis y nivel de recolección de información.

Tabla 2.20: Requisitos de recolección de información. Adaptación: ASCE/SEI 41-17

Información	Factor de confianza					
	Mínimo		Común		Exhaustivo	
Nivel de desempeño	Seguridad de la Vida (S-3) o menor		Daño Controlado (S-2) o menor		Ocupación Inmediata (S-1) o menor	
Tipo de Análisis	Lineal Estático o Dinámico		Todos		Todos	
Ensayos	No <sup>a</sup>		Ensayos comunes		Ensayos exhaustivos	
Planos	Planos de diseño	Planos en base a investigación en terreno, en ausencia de planos de diseño	Planos de diseño	Planos en base a investigación en terreno, en ausencia de planos de diseño	Planos de diseño	Planos en base a investigación en terreno, en ausencia de planos de diseño
Evaluación de Condición <sup>b</sup>	Visual	Exhaustiva	Visual	Exhaustiva	Visual	Exhaustiva
Propiedades de Materiales	De planos de diseño (O documentos) <sup>c</sup>	Valores por defecto	De planos de diseño (O documentos) y ensayos	De ensayos comunes	De planos de diseño (O documentos) y ensayos	De ensayos exhaustivos
Factor de confianza $k$ <sup>d</sup>	0,9 <sup>a,f</sup>	0,75	1,00	1,00	1,00	1,00

a) Excepto en los casos en que no se proporcionan propiedades de material por defecto en esta norma

b) A falta de información suficiente sobre los detalles de los componentes en los planos de diseño, la información faltante se debe completar con una evaluación exhaustiva del estado

c) Cuando las propiedades de los materiales no se encuentre en los planos (o documentos) de diseño, puede utilizarse los valores por defecto con  $k = 0,75$ .

d) Revisar los capítulos 9 a 12 para conocer otros requisitos y limitaciones específicas de los materiales.

e) Si el edificio cumple los requisitos de referencia de la Tabla 3-2 de ASCE/SEI 41-17, entonces  $k=1,0$ .

f) Si hay registros de inspección o de pruebas que justifiquen los planos de diseño, entonces  $k=1,0$ .

#### **2.2.4.2. Procedimiento para sistemas sismorresistentes**

Para elementos que no cumplen con las verificaciones en un análisis Tier 1, se debe seguir los procedimientos descritos en las Figuras 2.7 y 2.8. En estas se indica los tipos de análisis disponibles, las combinaciones de cargas y como determinar la demanda y resistencia de los componentes.

A continuación se presentan verificaciones que deben realizarse bajo este procedimiento para marcos de momento y marcos arriostrados.

##### 1. Marco de momento

###### a) Procedimientos generales

Para marcos de acero se tienen las siguientes verificaciones:

- Derivas
- Esfuerzo Axial
- Tensión de Corte
- Columna fuerte - Viga débil

###### b) Marcos de momento de acero

Para marcos de momento de acero se tienen las siguientes verificaciones:

- Conexiones de momento
- Esfuerzo de flexión
- Zona de paneles
- Empalmes de columnas
- Penetración de viga
- Refuerzo ala inferior

##### 2. Marco arriostrado

Para marcos arriostrados se tienen las siguientes verificaciones:

- Esfuerzo axial
- Empalmes de columnas
- Esbeltez de diagonales
- Esbeltez de diagonales
- Resistencia de conexiones

#### **2.2.4.3. Requisitos para rehabilitación**

Si se realiza una rehabilitación, las deficiencias identificadas en el análisis Tier 1 o Tier 2 deben ser mitigadas mediante alguna medida de intervención. La estructura resultante debe cumplir con los criterios de aceptación del respectivo nivel de evaluación.

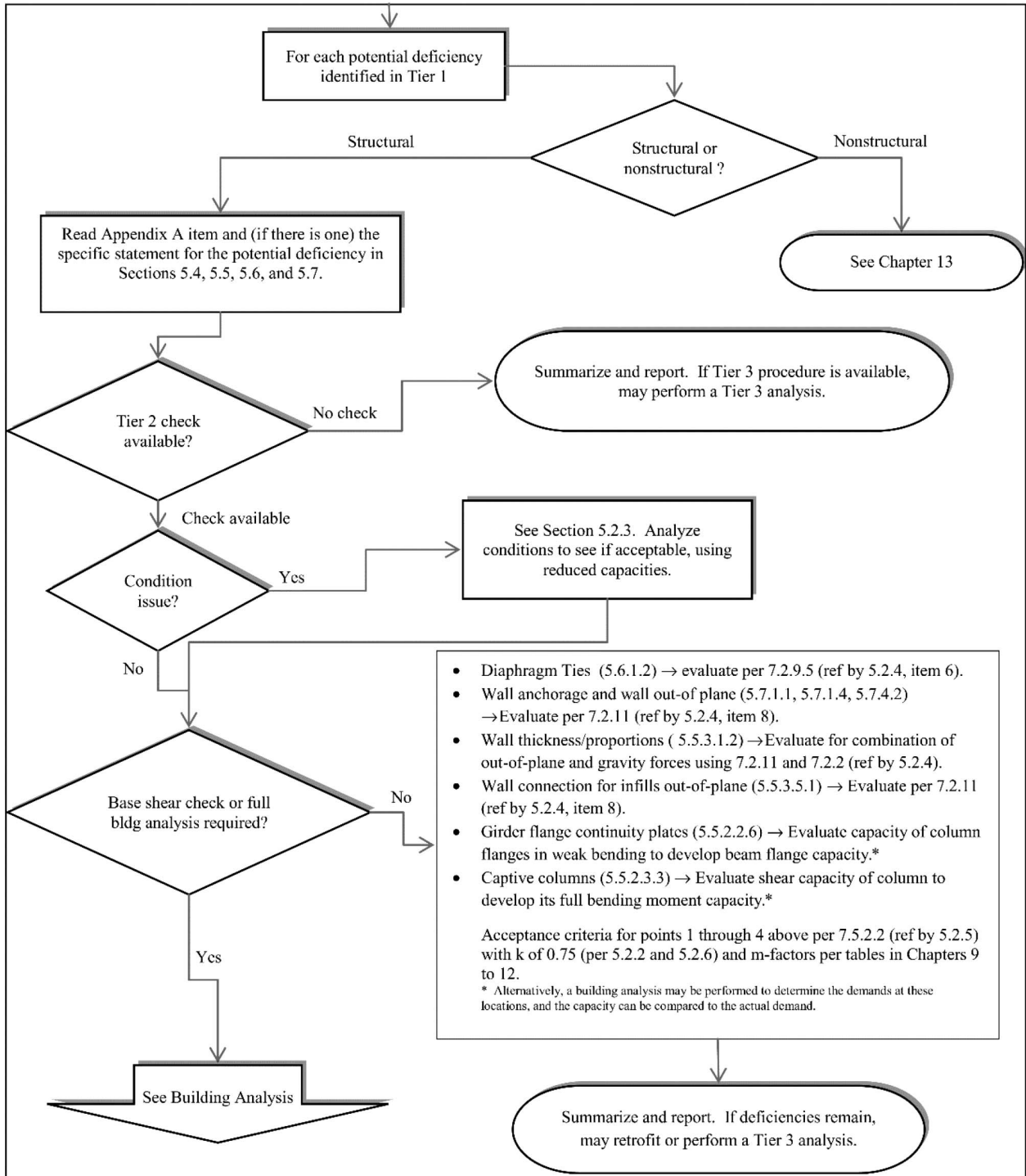


Figura 2.7: Proceso de evaluación Tier 2 - Parte 1. Fuente: ASCE/SEI 41-17

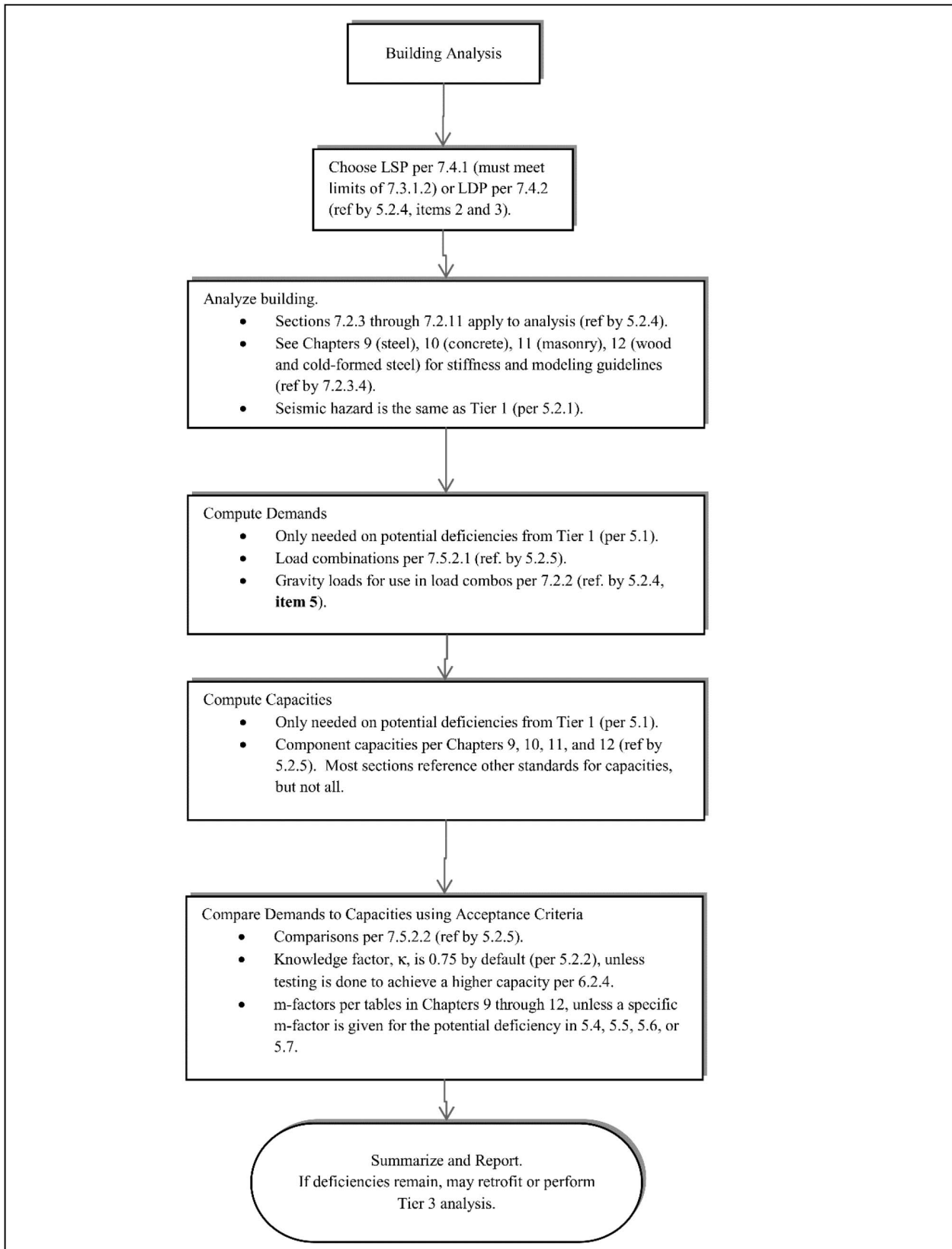


Figura 2.8: Proceso de evaluación Tier 2 - Parte 2. Fuente: ASCE/SEI 41-17

## 2.2.5. Tier 3

### 2.2.5.1. Requisitos de información

La información debe obtenerse de planos, especificaciones técnicas y otros documentos de construcción disponibles. Esta información debe ser complementada y verificada mediante investigaciones en terreno, además de realizar ensayos no destructivos de los materiales y componentes de la estructura.

Para los tres niveles de recolección se tiene lo siguiente:

- i) En ausencia de suficiente información en los planos, se debe complementar con una evaluación exhaustiva de la condición de la estructura, incluyendo ensayos destructivos y no destructivos según lo estipulado en los capítulos 9 al 12 de ASCE/SEI 41-17.
- ii) En ausencia de reportes de la calidad de materiales y registros de ensayos de estos, se permite el uso de las propiedades por defecto de acuerdo a los capítulos 9 al 12 de ASCE/SEI 41-17.
- iii) Información sobre estructuras aledañas se obtiene de investigaciones en terreno y documentos disponibles.

Los requisitos específicos para cada nivel de recolección se presentan a continuación:

- Requisitos de recolección mínima de información

Se debe utilizar planos que contengan suficiente información y que permitan analizar la demanda y resistencia de los componentes. Los planos deben permitir conocer la configuración del sistema resistente de cargas gravitacionales, el sistema sismorresistente y las conexiones típicas. Esta información debe ser suficiente para llevar a cabo un análisis lineal.

Se debe verificar la información de los planos mediante de una evaluación visual de la condición de la estructura.

- Requisitos de recolección común de información

Se debe utilizar planos que contengan suficiente información y que permitan analizar la demanda y resistencia de los componentes.

Los planos deben permitir conocer la configuración del sistema resistente de cargas gravitacionales, el sistema sismorresistente y las conexiones típicas. Esta información debe ser suficiente para llevar a cabo el tipo de análisis escogido.

Se debe verificar la información de los planos mediante de una evaluación visual de la condición de la estructura.

- Requisitos de recolección exhaustiva de información



La información debe ser obtenida de documentos constructivos, planos de diseño, especificaciones técnicas, registros de ensayos de materiales y reportes de calidad. Para este tipo de recolección, los planos de diseño deben incluir, como mínimo, la configuración del sistema resistente de cargas gravitacionales, el sistema sismorresistente y detalles de las conexiones. Esta información debe ser suficiente para llevar a cabo el tipo de análisis escogido.

Se debe verificar la información de los planos mediante de una evaluación visual de la condición de la estructura.

A partir de la información recolectada debe escogerse un factor de confianza. El factor  $k$  debe seleccionarse según lo estipulado en la Tabla 2.20. En esta se considera el desempeño objetivo, tipo de análisis y nivel de recolección de información.

### **2.2.5.2. Requisitos de evaluación**

Un análisis Tier 3 considera los criterios de aceptación y métodos de análisis presentados en el capítulo 7 de ASCE/SEI 41-17 para sistemas estructurales. La edificación debe cumplir con las disposiciones para el desempeño objetivo escogido.

### **2.2.5.3. Requisitos de rehabilitación**

Una rehabilitación en base a los procedimientos de análisis Tier 3, debe demostrar que la estructura, incluyendo el método de intervención, cumpla con las disposiciones para el nivel de desempeño objetivo escogido.

## **2.2.6. Métodos de análisis y Criterios de aceptación**

### **2.2.6.1. Requisitos generales**

Un análisis de la estructura debe realizarse considerando los siguientes requisitos:

- Método de análisis

El análisis debe realizarse según los métodos establecidos en el punto 2: *Métodos de análisis*.

- Combinaciones de carga

Para procedimiento lineales, las cargas gravitacionales ( $Q_G$ ) deben considerarse combinarse con los efectos de la acción sísmica.

Cuando las acciones gravitacionales y las fuerzas sísmicas son aditivas, la carga gravitacional debe calcularse con la Ecuación 2.20.

$$Q_G = 1,1 (Q_D + Q_L + Q_S) \quad (2.20)$$

Cuando las acciones gravitacionales y las fuerzas sísmicas no son aditivas, la carga gravitacional debe calcularse con la Ecuación 2.21.

$$Q_G = 0,9 Q_D \quad (2.21)$$

Para procedimiento no lineales, las cargas gravitacionales ( $Q_G$ ) deben calcularse de acuerdo a la Ecuación 2.22.

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (2.22)$$

Donde:

- $Q_D$  es la acción causada por las cargas muertas.
- $Q_L$  es la acción causada por las cargas vivas, equivalente al 25 % de las cargas vivas no reducidas según ASCE 7 pero no menor a la carga viva real.
- $Q_S$  es la acción causada por las carga efectiva de nieve.

- Modelo matemático

Se debe utilizar un modelo tridimensional de la estructura para analizar y evaluar su estado.

La rigidez de los componentes estructurales debe basarse en los requisitos de rigidez establecidos en los capítulos 8 a 12 de ASCE/SEI 41-17.

Se debe considerar los efectos de Torsión en el caso que la estructura posea diafragma rígido. En este caso se incluye el efecto de una Torsión accidental, que es igual a la fuerza de corte sísmico multiplicada por el 5 % de la dimensión horizontal del piso, en dirección perpendicular a la dirección de la carga aplicada.

Para métodos lineales y no lineales se debe utilizar un amortiguamiento del 5 % para el análisis. Se podrá utilizar otro valor si se cumple con los criterios del punto 7.2.3.6 de ASCE/SEI 41-17.

- Efectos sísmicos multidireccionales

Las estructuras deben ser evaluadas y rehabilitadas para resistir el movimiento sísmico en cualquiera de las direcciones horizontales.

La acción sísmica concurrente considera que los efectos multidireccionales del sismo, en esta se evalúa o rehabilita los componentes para combinaciones de fuerzas y deformaciones de diferentes análisis para sismos en las direcciones ortogonales establecidas.

Para el caso de análisis lineales se debe considerar:

- a) Fuerzas y componentes asociados al 100 % de las fuerzas en la dirección X sumado al 30 % de las fuerzas en la dirección Y.
- b) Fuerzas y componentes asociados al 100 % de las fuerzas en la dirección Y sumado al 30 % de las fuerzas en la dirección X.

- Efecto P- $\Delta$

Se debe incluir los efectos P- $\Delta$  en los análisis lineales y no lineales.

- Volcamiento

Las estructuras deben ser evaluadas o rehabilitadas para resistir los efectos de volcamiento por las fuerzas sísmicas. Para los métodos lineales, el volcamiento se resiste mediante el efecto estabilizador de las cargas muertas. La condición para resistir los efectos de volcamiento se presenta en la Ecuación 2.23

$$M_{ST} = M_{OT}/(C_1 C_2 J) \quad (2.23)$$

Donde:

- $M_{OT}$  es el momento volcante inducido en el elemento por las fuerzas sísmicas aplicada sobre y en el nivel considerado.
- $C_1$  y  $C_2$  son coeficientes definidos en la sección 7.4.1.3.1 de ASCE/SEI 41-17.
- $J$  es un coeficiente definido en la sección 7.5.2.1.2 de ASCE/SEI 41-17.

De forma alternativa se puede utilizar la Ecuación 2.24.

$$0,9M_{ST} = M_{OT}/(C_1 C_2 u_{OT}) \quad (2.24)$$

Donde:

- $u_{OT}$  es 10 para Prevención del colapso, 8 para Seguridad de la vida y 4 para Ocupación inmediata.

### 2.2.6.2. Métodos de análisis

Un análisis del edificio, incluyendo el método de rehabilitación, debe hacerse para determinar las fuerzas y deformaciones en los componentes de la estructura producto de la acción sísmica. Este análisis debe ser del tipo lineal o no lineal y cumplir con las limitaciones específicas para cada uno.

#### 1. Métodos lineales

##### i) Limitaciones métodos lineales

Los procedimientos lineales se permiten para estructuras que no presenten ninguna de las irregularidades mencionadas a continuación, siendo estas descritas en el punto 7.3.1.1 de ASCE/SEI 41-17.

- Discontinuidad en el plano
- Discontinuidad fuera del plano
- Piso débil
- Fuerza torsional

Además de las irregularidades, se debe verificar la razón demanda-capacidad ( $DCR$ ), que se define en la Ecuación 2.25.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (2.25)$$

Donde:

- $Q_{UD}$  es la fuerza causada por las cargas gravitacionales y las fuerzas sísmicas.
- $Q_{CE}$  es la resistencia esperada en los componentes.

El  $DCR$  debe ser calculada para cada acción en los componentes primarios, siendo la acción crítica definida como la acción que posee el mayor valor de la razón.

En caso que el  $DCR$  sea mayor al menor valor entre 3 y el factor  $m$  del componente y existan irregularidades en la estructura, los procedimientos lineales no son aplicables.

## ii) Análisis Lineal Dinámico

- Base del método

El edificio debe ser modelado con rigidez elástica lineal y valores de amortiguación viscosa consistente con que los componentes trabajen cerca o al nivel de fluencia.

- Consideraciones

El procedimiento de análisis dinámico debe realizarse utilizando un método con espectro de respuesta o de historial de respuesta lineal.

En el caso del método con espectro de respuesta, el análisis dinámico debe calcular la respuesta modal máxima para una cantidad de modos con los cuales se alcance el 90% de la masa modal en ambas direcciones horizontales de la estructura. Para el cálculo de los valores máximos se debe utilizar los métodos SRSS<sup>6</sup> o CQC<sup>7</sup> para la combinación.

En el caso del método de historial de respuesta lineal, el análisis dinámico debe realizarse de acuerdo a lo establecido en el punto 7.4.4.2.3 de ASCE/SEI 41-17.

- Fuerzas y deformaciones

Las fuerzas y deformaciones calculadas deben multiplicarse por el producto de los factores de modificación  $C_1$  y  $C_2$ , y luego deben modificarse para considerar los efectos de torsión.

- Amortiguamiento

Para edificios analizados usando el método de espectro de respuesta, la razón de amortiguamiento debe determinarse de acuerdo a la sección 7.2.3.6 de ASCE/SEI 41-17.

---

<sup>6</sup> Square root sum of squares

<sup>7</sup> Complete quadratic combination

Para análisis que utilizan el método de historial de respuesta lineal, el amortiguamiento debe modelarse de acuerdo a lo establecido en el punto 7.4.4.4 de ASCE/SEI 41-17.

## 2. Métodos no lineales

### i) Análisis No Lineal Estático

- Base del método

El modelo matemático debe incorporar directamente las características no lineales de carga-deformación de los componentes estructurales, los que se ven sometidos a cargas laterales que crecen monotónicamente representando las fuerzas inerciales de un sismo, hasta que se supere el desplazamiento objetivo.

- Consideraciones

Para la selección del nodo de control, las fuerzas sísmicas y la aplicación del procedimiento de análisis se debe cumplir con los requisitos del punto 7.4.3.2.1 de ASCE/SEI 41-17.

Para estructuras con diafragmas rígidos, el desplazamiento objetivo se debe calcular con la ecuación 7-28 de ASCE/SEI 41-17. Este desplazamiento objetivo debe ser modificado para considerar los efectos de torsión de acuerdo a la sección 7.2.3.2 de ASCE/SEI 41-17.

Las fuerzas y deformaciones de los elementos para un desplazamiento del nodo de control que iguale o supere el desplazamiento objetivo deben cumplir los criterios de aceptación de la sección 7.5.3 de ASCE/SEI 41-17.

- Amortiguamiento

Para edificios analizados usando este método, la razón de amortiguamiento debe determinarse de acuerdo a la sección 7.2.3.6 de ASCE/SEI 41-17.

### 2.2.6.3. Criterios de aceptación

A continuación se presentan los criterios de aceptación, describiendo los requisitos generales y requisitos específicos para procedimientos de análisis.

#### 1. Requisitos generales

##### i) Componentes primarios y secundarios

Los componentes que afecten la rigidez lateral o la distribución de fuerzas en la estructuras o que se encuentren cargados como resultado de una deformación lateral de la estructura, deben ser clasificados como primarios o secundarios, incluso si estos no forman parte del sistema sismorresistente.

Un componente estructural que requiere resistir fuerzas sísmicas y ajustarse a las deformaciones para alcanzar el nivel de desempeño escogido debe ser clasificado como primario.

Un componente estructural que requiere ajustarse a las deformaciones y no resistir fuerzas sísmicas para alcanzar el nivel de desempeño escogido puede ser clasificado como secundario.

ii) Comportamiento de componentes

Todas las acciones deben ser clasificadas como controladas por deformaciones o controladas por fuerzas, para esto se utiliza la curva fuerza versus deformación presentada en la Figura 2.9.

La curva tipo 1 es representativa de un comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0 a 1) y un rango plástico (entre puntos 1 a 3). En el punto 4 existe una pérdida de la resistencia a cargas gravitacionales. El rango plástico puede tener una pendiente positiva o negativa (puntos 1 a 2) y una región de resistencia degradada con una resistencia no despreciable a fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales (puntos 2 a 3). Los componentes primarios que presenten este tipo de comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformaciones si el rango plástico es tal que  $d \geq 2g$ , en caso contrario se clasifican como controlados por fuerzas. Los componentes secundarios con este tipo de comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación para cualquier razón  $d/g$ .

La curva tipo 2 es representativa de un comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0 a 1) y un rango plástico (entre puntos 1 a 3). El rango plástico puede tener una pendiente positiva o negativa (puntos 1 a 3) seguido por una pérdida de la resistencia ante fuerzas sísmicas en el punto 3. En el punto 4 existe una pérdida de la resistencia a cargas gravitacionales. Los componentes primarios que presenten este tipo de comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformaciones si el rango plástico es tal que  $e \geq 2g$ , en caso contrario se clasifican como controlados por fuerzas. Los componentes secundarios con este tipo de comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación si  $f \geq 2g$ , en caso contrario se clasifican como controlados por fuerzas.

La curva tipo 3 es representativa de un comportamiento frágil o no dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0 a 1) seguido por una pérdida de la resistencia ante fuerzas sísmicas en el punto 3 y una pérdida de la resistencia a cargas gravitacionales en el punto 4. Los componentes primarios que presenten este tipo de comportamiento deben ser clasificados como controlados por fuerzas. Los componentes secundarios con este tipo de comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación si  $f \geq 2g$ , en caso contrario se clasifican como controlados por fuerzas.

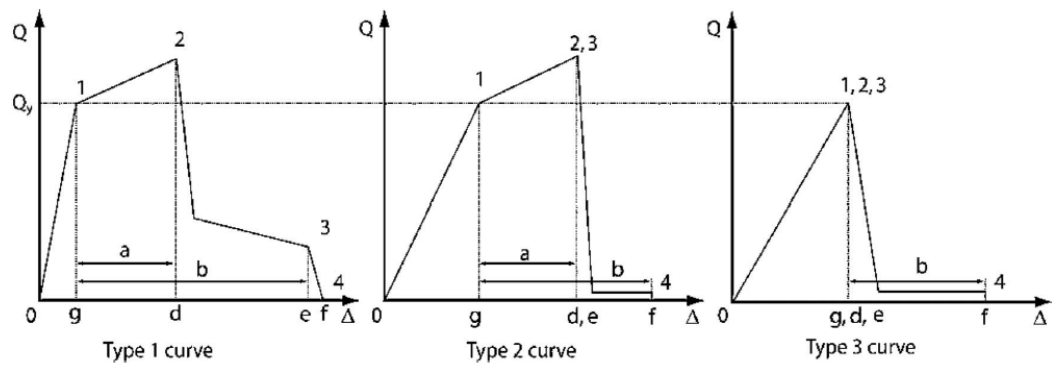


Figura 2.9: Curva de fuerza versus deformación. Fuente: ASCE/SEI 41-17

iii) Resistencia esperada y límite inferior

Cuando se evalúa un componente que presenta un comportamiento controlado por deformaciones, se debe utilizar la resistencia esperada  $Q_{CE}$ . Este valor se define como la resistencia promedio de un componente.

Cuando se evalúa un componente cuyo comportamiento es controlado por fuerzas, se debe utilizar la resistencia del límite inferior  $Q_{CL}$ . Este valor se define como la resistencia de fluencia promedio menos una desviación estándar de una muestra de componentes similares.

iv) Propiedades materiales

Las propiedades esperadas de los materiales deben basarse en el valor promedio de ensayos realizados. En el caso de las propiedades del límite inferior, estas deben basarse en el valor promedio de ensayos realizados menos una desviación estándar.

Los propiedades nominales, o propiedades especificadas en documentos de construcción deben considerarse propiedades de los materiales del límite inferior, a menos que se especifique lo contrario en los capítulos correspondientes a esos materiales en ASCE/SEI 41-17.

Las propiedades esperadas de los materiales deben ser calculadas multiplicando el valor del límite inferior por el factor especificado para cada material, siendo presentados en los capítulos mencionados en el párrafo anterior.

v) Capacidad de componentes

Para procedimientos lineales, la capacidad para componentes controlados por deformación se define como el producto de los factores  $m$ , factores  $k$  y la resistencia esperada  $Q_{CE}$ . La capacidad para componentes controlados por fuerzas se define como la resistencia del límite inferior  $Q_{CL}$ .

En la Tabla 2.21 se resume el cálculo de la capacidad de componentes para métodos lineales.

Tabla 2.21: Cálculo de capacidad de componentes - Métodos lineales. Adaptación: ASCE/SEI 41-17

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerzas
Resistencia del material existente	Valor esperado promedio considerando endurecimiento por deformación	Valor del límite inferior (Aproximadamente el valor promedio menos una desviación estándar)
Capacidad de acción existente	$k Q_{CE}$	$k Q_{CL}$
Resistencia del material nuevo	Resistencia esperada del material	Resistencia especificada del material
Capacidad de acción nuevo	$Q_{CE}$	$Q_{CL}$

Para procedimientos no lineales, la capacidad para componentes controlados por deformación debe tomarse como los límites de deformación inelásticos permitidos. La capacidad para componentes controlados por fuerzas se define como la resistencia del límite inferior  $Q_{CL}$ .

En la Tabla 2.22 se resume el cálculo de la capacidad de componentes para métodos no lineales.

Tabla 2.22: Cálculo de capacidad de componentes - Métodos no lineales. Adaptación: ASCE/SEI 41-17

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerzas
Capacidad de deformación (Componente Existente)	$k$ Límite de deformación	No Aplica
Capacidad de deformación (Componente Nuevo)	Límite de deformación	No Aplica
Capacidad resistente (Componente Existente)	No Aplica	$k Q_{CL}$
Capacidad resistente (Componente Nuevo)	No Aplica	$Q_{CL}$

## 2. Procedimientos de análisis

### a) Métodos lineales

Las fuerzas y deformaciones de los componentes deben ser calculadas de acuerdo a su comportamiento.

#### i) Fuerzas y deformación

Para acciones controladas por deformación,  $Q_{UD}$  se calcula con la Ecuación 2.26.

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E \quad (2.26)$$

Donde:

- $Q_{UD}$  es la acción causada por las cargas gravitacionales y las fuerzas sísmicas.
- $Q_G$  es la acción causada por las cargas gravitacionales.



- $Q_E$  es la acción causada por la amenaza sísmica escogida.

Para acciones controladas por fuerzas,  $Q_{UF}$  se calcula con la Ecuación 2.27.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{\chi Q_E}{C_1 C_2 J} \quad (2.27)$$

Donde:

- $Q_{UF}$  es la acción causada por las cargas gravitacionales y las fuerzas sísmicas.

- $J$  es un factor de reducción mayor o igual a 1, tomado como el menor valor del  $DCR$ .

- $\chi$  es un factor de ajuste según el nivel de desempeño estructural. Es 1 cuando  $J$  es tomado como el menor valor del  $DCR$ . Para prevención del colapso es 1,0, mientras que para Seguridad de la vida u Ocupación inmediata es 1,3.

## ii) Criterios para procedimientos lineales

Para acciones controladas por deformaciones, los componentes deben satisfacer la Ecuación 2.28.

$$m k Q_{CE} > Q_{UD} \quad (2.28)$$

Donde:

- $m$  es un factor de modificación de la capacidad del componente para la ductilidad esperada asociada al nivel de desempeño escogido. Los factores  $m$  se especifican en los capítulos 8 al 12 de ASCE/SEI 41-17.

- $Q_{CE}$  es la resistencia esperada de un componente controlado por deformaciones al nivel de deformación considerado.

- $k$  es el factor de confianza.

Para acciones controladas por fuerzas, los componentes deben satisfacer la Ecuación 2.29.

$$k Q_{CL} > Q_{UF} \quad (2.29)$$

Donde:

- $Q_{CL}$  es la resistencia del límite inferior de un componente controlado por fuerzas al nivel de deformación considerado.

## b) Métodos no lineales

### i) Fuerzas y deformación

Las fuerzas y deformaciones deben calcularse según lo establecido en la Tabla 2.22.

### ii) Criterios para procedimientos no lineales

Para acciones controladas por deformaciones, los componentes deben tener capacidades de deformación esperadas no menores a la demanda máxima de de-

formación calculada al desplazamiento objetivo.

Las demandas de los componentes primarios y secundarios deben estar dentro de los criterios de aceptación para los componentes no lineales en el nivel de desempeño escogido. Las capacidades de deformación esperadas de los materiales se determinan de acuerdo con los capítulos 8 al 15 de ASCE-SEI 41-17.

Para acciones controladas por fuerzas, los componentes que no incluyan sus propiedades fuerza-deformación deben satisfacer la Ecuación 7-38 de ASCE-SEI 41-17.

Las resistencias del límite inferior se determinan de acuerdo con los capítulos 8 al 12, 14 y 15 de ASCE-SEI 41-17.

## **2.2.7. Requisitos para estructuras de acero**

A continuación se describe como determinar las propiedades del acero y las consideraciones asociadas a rigidez, resistencia y criterios de aceptación para las tipologías constructivas mencionadas.

### **2.2.7.1. Propiedades de los materiales y evaluación de condición**

#### i) Propiedades del material y componentes

Las propiedades del material y de los componentes deben obtenerse según lo establecido en los siguientes puntos.

- Propiedades del material

Para el acero estructural se debe obtener las siguientes propiedades de los materiales presentes en componentes y conexiones de la obra.

- Resistencia a la tracción y de fluencia del material base.
- Resistencia a la tracción y de fluencia del material usado en las conexiones.
- Carbono equivalente del material base y el usado en conexiones.

Cuando se requiera ensayos de los materiales, se debe utilizar los métodos descritos en la sección 9.2.2.3 de ASCE/SEI 41-17. El uso de valores por defecto de las propiedades del acero estructural debe ser permitido de acuerdo a la sección 9.2.2.5 de ASCE/SEI 41-17.

Las propiedades nominales especificadas en AISC 360 o propiedades especificadas en documentos de construcción deben ser consideradas como propiedades del material del límite inferior. Para calcular las propiedades esperadas del material se debe multiplicar los valores del límite inferior por el factor adecuado de la Figura 2.10. En caso que el material no se encuentre en esta tabla se debe consultar la sección 9.2.2.1.3 de ASCE/SEI 41-17.

- Propiedades de componentes y conexiones

Para componentes de acero estructural y sus conexiones se debe obtener las siguientes propiedades:

- Tamaño y espesor de los materiales conectados, incluyendo placas de recubrimiento, arriostramientos y atiesadores.
- Área de sección transversal, módulos de sección, momento de inercia y propiedades torsionales de los componentes en secciones críticas.
- Configuración de conexiones intermedias, finales y empalmes.
- Condición física actual del material base y de los materiales usados en en las conexiones, verificar presencia de deformaciones y grado de deterioro. Se debe revisar documentos constructivos disponible para identificar sistemas y elementos transmisores de cargas, componentes y conexiones críticas y cualquier modificación de los componentes o de la configuración general de la estructura.

En ausencia de deterioro se permite el uso de dimensiones nominales de la sección transversal de los componentes.

- Propiedades por defecto

Las propiedades del material del límite inferior se presentan en la Figura 2.11 para materiales que se ajusten a las especificaciones indicadas en la misma. Para materiales que no se encuentren en esta tabla, las propiedades del límite inferior deben tomarse de propiedades nominales, especificadas o basadas en ensayos.

Las propiedades por defecto de resistencia esperada se determinan multiplicando los valores del límite inferior por un factor apropiado presentado en la Figura 2.10.

ii) Evaluación de condición

Se debe realizar una evaluación de condición del sector y de la estructura existente, esta debe incluir lo siguiente:

- Examinar la condición física de componentes primarios y secundarios y documentar la presencia la presencia de cualquier grado de degradación.
- Verificar la presencia y configuración de componentes y elementos estructurales y sus conexiones, además de la continuidad de los sistemas transmisores de cargas.
- Identificar y documentar otras condiciones, incluyendo paredes y edificios colindantes, la presencia de componentes no estructurales que influyen en el rendimiento del edificio, y las remodelaciones anteriores.

Los procedimientos para realizar esta evaluación se describen en el punto 9.2.3.2 de ASCE/SEI 41-17.

Property	Year	Specification	Factor
Tensile strength	Before 1961		1.10
Yield strength	Before 1961		1.10
Tensile strength	1961–1990	ASTM A36	1.10
	1961–Present	ASTM A572, Group 1	1.10
		ASTM A572, Group 2	1.10
		ASTM A572, Group 3	1.05
		ASTM A572, Group 4	1.05
		ASTM A572, Group 5	1.05
	1990–Present	ASTM A36 and Dual Grade, Group 1	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 2	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 3	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 4	1.05
	1998–Present	ASTM A992	1.10
Yield strength	1961–1990	ASTM A36	1.10
	1961–Present	ASTM A572, Group 1	1.10
		ASTM A572, Group 2	1.10
		ASTM A572, Group 3	1.05
		ASTM A572, Group 4	1.10
		ASTM A572, Group 5	1.05
	1990–Present	ASTM A36, Plates	1.10
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 1	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 2	1.10
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 3	1.05
	1998–Present	ASTM A36 and Dual Grade, Group 4	1.05
		ASTM A992	1.10
Tensile strength	All	ASTM A53, Grade B, Pipe	1.10
		ASTM A500, Grade B, Round HSS	1.20
		ASTM A500, Grade B, Rectangular HSS	1.20
		ASTM A500, Grade C, Round HSS	1.20
		ASTM A500, Grade C, Rectangular HSS	1.20
		ASTM A1085 Grade A, Rectangular	1.25
Yield strength	All	ASTM A53, Grade B, Pipe	1.20
		ASTM A500, Grade B, Round HSS	1.20
		ASTM A500, Grade B, Rectangular HSS	1.20
		ASTM A500, Grade C, Round HSS	1.20
		ASTM A500, Grade C, Rectangular HSS	1.20
		ASTM A1085 Grade A, Rectangular	1.25
Tensile strength	All	Not listed <sup>a</sup>	1.10
Yield strength	All	Not listed <sup>a</sup>	1.10

<sup>a</sup> For materials not conforming to one of the listed specifications.

Figura 2.10: Factor para transformar propiedades del límite inferior a propiedades esperadas. Fuente: ASCE/SEI 41-17

Date	Specification	Remarks	Tensile Strength, <sup>a</sup> kip/in. <sup>2</sup>	Yield Strength, <sup>a</sup> kip/in. <sup>2</sup>
1900	ASTM A9	Rivet steel	50	30
	Buildings	Medium steel	60	35
1901–1908	ASTM A9	Rivet steel	50	30
	Buildings	Medium steel	60	30
1909–1923	ASTM A9	Structural steel	55	28
	Buildings	Rivet steel	50	30
1924–1931	ASTM A7	Structural steel	55	30
		Rivet steel	50	30
	ASTM A9	Structural steel	55	30
		Rivet steel	50	30
1932	ASTM A140-32T issued as a tentative revision to ASTM A9 (Buildings)	Plates, shapes, bars Eyebar flats (unannealed)	60 67	33 36
1933	ASTM A140-32T discontinued and ASTM A9 (Buildings) revised Oct. 30, 1933	Structural steel	55	30
	ASTM A9 tentatively revised to ASTM A9-33T (Buildings)	Structural steel	60	33
	ASTM A141-32T adopted as a standard	Rivet steel	52	30
1934–Present	ASTM A9	Structural steel	60	33
	ASTM A141	Rivet steel	52	30
1961–1990	ASTM A36	Structural steel		
	Group 1		62	44
	Group 2		59	41
	Group 3		60	39
	Group 4		62	37
	Group 5		70	41
1961–Present	ASTM A572, Grade 50	Structural steel		
	Group 1		65	50
	Group 2		66	50
	Group 3		68	51
	Group 4		72	50
	Group 5		77	50
1990–Present	ASTM A36 and Dual Grade	Structural steel		
	Group 1		66	49
	Group 2		67	50
	Group 3		70	52
	Group 4		70	49
1998–Present	ASTM A992	Structural steel	65	50
All	ASTM A53, Grade B	Pipe	60	45
All	ASTM A500, Grade B	Round HSS	60	48
		Rectangular HSS	62	50
All	ASTM A500, Grade C	Round HSS	62	50
		Rectangular HSS	62	50
All	ASTM A1085 Grade A (50 kip/in. <sup>2</sup> )	Rectangular and Round HSS	65	50

Notes: Lower-bound values for material before 1960 are based on minimum specified values. Lower-bound values for material after 1960 are mean minus one standard deviation values from statistical data. Rivet yield strengths are based upon measured data reported in journal articles for the period. Properties are based on ASTM and AISC structural steel specification stresses.

<sup>a</sup>Where applicable, the indicated values are representative of material extracted from the flanges of wide-flange shapes.

Figura 2.11: Propiedades del Acero del límite inferior. Fuente: ASCE/SEI 41-17

### 2.2.7.2. Marcos de momento de acero

El comportamiento de los marcos de momento de acero es dependiente de la configuración de las conexiones, dividiéndose en dos tipos: Totalmente rígidos y parcialmente rígidos. A continuación se presentan las consideraciones de rigidez, resistencia, criterios de aceptación y métodos de rehabilitación para ambos casos.

i) Totalmente rígidos

Los marcos de momento totalmente rígidos son aquellos cuyas conexiones se identifican como FR en la clasificación de las conexiones presentada en la Tabla 9-5 de ASCE/SEI 41-17. En caso de no encontrarse esa tabla, el marco de momento puede clasificarse como totalmente rígido si la deformación de la articulación no contribuye más de un 10 % al total de la deflexión lateral y que la conexión es al menos tan fuerte como el más débil de los dos miembros que se unen.

Si alguna de estas dos condiciones no se cumple, el marco debe clasificarse como parcialmente rígido.

- Rigidez

Para métodos lineales, la rigidez de los miembros de acero y las conexiones debe basarse en los principios de la mecánica estructural y en lo especificado en AISC 360, a menos que sea sustituido por las disposiciones de la sección 9.4.2.2.1 de ASCE/SEI 41-17.

Para métodos no lineales, la rigidez debe establecerse considerando las disposiciones de la sección 9.4.2.2.2 de ASCE/SEI 41-17.

- Resistencia

Para métodos lineales, la resistencia de los componentes debe considerar los requisitos generales y los requisitos específicos establecidos en el punto 9.4.2.3.2 de ASCE/SEI 41-17.

Para métodos no lineales, la resistencia debe considerar la curva fuerza-deformación de los componentes. Los parámetros de modelación de estas curvas se presentan en las Tablas 9-7.1, 9-7.2 y 9-8 del código. El uso de estas tablas se especifica en el punto 9.4.2.3.3 de ASCE/SEI 41-17.

- Criterios de aceptación

Para procedimientos lineales, los criterios de aceptación se calculan de acuerdo a los requisitos generales. Los valores del factor  $m$  utilizado en la Ecuación 2.28 debe escogerse de la Tabla 9-6 de ASCE/SEI 41-17.

Además, se debe revisar la sección 9.4.2.4.2 de ASCE/SEI 41-17 en la cual se presentan requisitos específicos para vigas, columnas, paneles y conexiones.

Para procedimientos no lineales, las acciones calculadas deben satisfacer los requisitos de la sección 7.5.3 de ASCE-SEI 41-17. Las máximas deformaciones plásticas permitidas se presentan en las Tablas 9-7.1, 9-7.2 y 9-8 del código.

ii) Parcialmente rígidos

Los marcos de momento parcialmente rígidos son aquellos cuyas conexiones se identifican como PR en la clasificación de las conexiones presentada en la Tabla 9-5 de ASCE/SEI 41-17. En caso de no encontrarse en esa Tabla, el marco de momento puede clasificarse

como parcialmente rígido si la deformación de la articulación columna-viga contribuye más de un 10% al total de la deflexión lateral o cuando la resistencia de las conexiones es menor que la fuerza del más débil de los dos miembros que se unen.

- Rigidez

Para las vigas, columnas y zonas de paneles las propiedades deben determinarse como se indica en marcos totalmente rígidos.

Para métodos no lineales, la rigidez debe establecerse considerando las disposiciones de la sección 9.4.3.2.2 de ASCE/SEI 41-17.

Para las conexiones viga-columna se debe calcular una rigidez rotacional según los procedimientos establecidos en el punto 9.4.3.2.1 de ASCE/SEI 41-17.

- Resistencia

Para métodos lineales, la resistencia de las vigas y columnas en marcos de momento parcialmente rígidos debe usarse considerando los procedimientos para marcos totalmente rígidos de la sección 9.4.2.3.2 de ASCE/SEI 41-17.

En el caso de las conexiones parcialmente restringidas, la resistencia esperada  $Q_{CE}$  debe calcularse según lo establecido en AISC 360, experimentos o los procedimientos indicados en la sección 9.4.3.3.2 de ASCE/SEI 41-17.

Para métodos no lineales, la resistencia debe considerar la curva fuerza-deformación de los componentes debe ser determinada de acuerdo a la sección 9.4.2.2.2.

En el caso de la resistencia de las conexiones, se debe utilizar la misma considerada para métodos lineales.

- Criterios de aceptación

Para procedimientos lineales, los criterios de aceptación se calculan de acuerdo a los requisitos generales. Los factores  $m$  para componentes de acero y conexiones parcialmente restringidas deben escogerse de la Tabla 9-6 de ASCE/SEI 41-17. Los estados límites que no se encuentren en esta tabla deben considerarse como controlados por fuerzas.

Los criterios de aceptación para columnas y vigas de acero en marcos parcialmente rígidos deben considerar lo establecido en la sección 9.4.2.4.2 de ASCE/SEI 41-17 en la cual se presentan los requisitos específicos para estas.

Para procedimientos no lineales, las acciones calculadas deben satisfacer los requisitos de la sección 7.5.3 de ASCE-SEI 41-17. Las máximas deformaciones plásticas permitidas se presentan en las Tablas 9-7.1, 9-7.2 y 9-8 del código.

### 2.2.7.3. Marcos arriostrados de acero

Los marcos arriostrados de acero son aquellos en los que la resistencia sísmica se desarrolla principalmente a través de esfuerzos axiales en los componentes.

Se presenta la información asociada a marcos arriostrados concéntricamente, ya que esta es la tipología presente en la estructura estudiada en esta memoria.

i) Arriostrados concéntricamente

Los marcos arriostrados concéntricamente se definen como sistemas en que las líneas de trabajo de los componentes se cruzan en un único punto o en múltiples puntos, de manera que la distancia entre los puntos de intersección, o excentricidad, es menor o igual que la anchura del miembro más pequeño presente en la unión. La flexión causada por dichas excentricidades deberá ser considerada en el modelo y la evaluación de los componentes.

- Rigidez

Para métodos lineales, las propiedades de la sección transversal deben ser calculados como se indica para marcos totalmente rígidos.

Las conexiones deben modelarse según lo establecido para marcos totalmente rígidos y parcialmente rígidos. Los arriostramientos deben modelarse como columnas para marcos totalmente rígidos.

Para métodos no lineales, la rigidez debe establecerse considerando las disposiciones de la sección 9.5.2.2.2 de ASCE/SEI 41-17.

- Resistencia

Para métodos lineales, la resistencia esperada  $Q_{CE}$  de arriostramientos de acero bajo compresión axial es el menor valor obtenido entre los estados límites de pandeo global y pandeo local.

La resistencia efectiva de diseño debe ser calculada de acuerdo a AISC 360, tomando  $\phi = 1,0$  y usando la resistencia fluencia como la resistencia de fluencia esperada ( $F_y = F_{ye}$ ).

Con respecto al largo efectivo del material se considera lo siguiente:

- Para configuraciones en forma de  $X$  donde los elementos se cruzan en el punto medio unidos por una placa gusset, el largo efectivo es 0,5 veces el largo total.
- Para otras configuraciones se considera el largo total si se utilizan placas gusset y 0,7 del largo total si se utilizan conexiones soldadas totalmente restringidas.

La resistencia esperada  $Q_{CE}$  de arriostramientos funcionando a tracción y la resistencia esperada  $Q_{CE}$  y del límite inferior  $Q_{CL}$  de vigas y columnas deben calcularse según los procedimientos de marcos totalmente rígidos.

La resistencia de vigas cuya carga axial supere el 10% de su capacidad deben calcularse como columnas de un marco totalmente rígido.

La resistencia del límite inferior de las conexiones debe calcularse de acuerdo a AISC 360 y los procedimientos del *Manual de construcción de Acero* (AISC 2011),



tomando  $\phi = 1,0$  y usando la resistencia de fluencia como la resistencia de fluencia esperada ( $F_y = F_{ye}$ ). Para métodos no lineales, la resistencia debe considerar la curva fuerza-deformación de los componentes debe ser determinada de acuerdo a la sección 9.5.2.2.2. Los valores de resistencia esperada deben calculados como se especifica en la sección 9.5.2.3.2 del código.

- Criterios de aceptación

Para procedimientos lineales, los criterios de aceptación se calculan de acuerdo a los requisitos generales. Los factores  $m$  para componentes de acero deben escogerse de la Tabla 9-6 de ASCE/SEI 41-17. Además se debe tener en cuenta las consideraciones presentadas a continuación.

La tracción y compresión axial en arriostramientos debe considerarse controlada por deformaciones. En vigas y columnas cuya carga axial exceda el 10 % de su capacidad deben clasificarse de acuerdo a lo establecido para columnas de marcos totalmente rígidos.

En las conexiones y conectores de los arriostramientos compresión, tracción, corte y flexión deben considerarse controlados por fuerzas.

Para procedimientos no lineales, las acciones calculadas deben satisfacer los requisitos de la sección 7.5.3 de ASCE-SEI 41-17. Las máximas deformaciones plásticas permitidas se presentan en las Tablas 9-7.1, 9-7.2 y 9-8 del código.

## 2.3. Investigación de intervenciones

Al consultar códigos, manuales y artículos, se genera un conocimiento sobre las técnicas utilizadas en la rehabilitación de estructuras. A continuación se menciona el documento consultado y las recomendaciones que este entrega.

### 2.3.1. AISC Rehabilitation and Retrofit Guide [12]

Los métodos de rehabilitación presentados en este documento se extraen de FEMA 273[13]. A continuación se describen los métodos de intervención para marcos de momento y marcos arriostrados.

#### i) Marcos de momento totalmente rígidos

Debe comprobarse la compatibilidad de los componentes y/o elementos nuevos y existentes con desplazamientos consistentes con el nivel de desempeño escogido para el diseño.

Las recomendaciones para rehabilitar este tipo de marcos se describen en los siguientes puntos.

- Añadir arriostramientos de acero a uno o más tramos de cada piso para formar un marco arriostrado concéntrico o excéntrico. Los arriostramientos incrementan considerablemente la rigidez de los marcos de acero. Se debe tener cuidado al diseñar las conexiones entre los nuevos arriostramientos y el marco existente. Esta conexión debe soportar la fuerza máxima probable del arriostramiento, que se aproxima como 1,2 veces la fuerza esperada.
- Añadir muros de corte de hormigón o albañilería en unos o más tramos de cada piso. Esto aumenta la rigidez y la resistencia de la estructura. No se debe introducir esfuerzos de torsión en el sistema.
- Fijar nuevos marcos de acero al exterior del edificio. Al cambiar la distribución de rigidez en la estructura debe comprobarse la transmisión de las cargas sísmicas. Las conexiones entre la estructura existente y la exterior son vulnerables. Este método genera resultados eficientes a nivel estructural, pero significa un cambio de aspecto a nivel arquitectónico del edificio. Su principal ventaja es que la rehabilitación puede hacerse sin interrumpir el uso del edificio.
- Reforzar las conexiones momento-resistentes para que las rótulas plásticas de la viga se ubiquen lejos de la unión. Esto tiene como objetivo que la tensión en la conexión soldada se vea reducida considerablemente y, por lo tanto, se reduzca la posibilidad de una falla frágil en ella. Al modificar las conexiones momento-resistentes se puede aumentar o disminuir (En caso que se elimine material de la unión) la rigidez de la estructura, por lo que se recomienda recalcular las demandas sísmicas. Cabe destacar que la modificación de las uniones debe hacerse de forma racional y justificada por el análisis.

## ii) Marcos de momento parcialmente rígidos

Los métodos de rehabilitación recomendados consideran la adición de arriostramientos o muros de corte. Las conexiones pueden mejorarse al reemplazar los remaches por pernos de alta resistencia, añadiendo soldaduras suplementarias y/o añadiendo elementos de refuerzo.

## iii) Marcos arriostrados concéntricamente

Los métodos de rehabilitación de los marcos de momento pueden aplicarse también a este tipo de marcos. Otras medidas incluyen el cambio o modificación de las riostras, el aumento de la resistencia de las conexiones y el refuerzo de las columnas o recubrimiento con hormigón.

En este documento se hace mención a las siguientes publicaciones.

- Anon., "Schoolroom Expansion," Modern Steel Construction, AISC, Octubre 1991.

Una escuela secundaria con estructura de acero construida en la década de 1960 se amplió para dar cabida a grandes laboratorios de ciencias.

El plan era añadir seis naves de 20 x 32 pies al primer piso. La solución fue fabricar cerchas de secciones estructurales huecas (HSS), soldarlas a la línea de columnas existente y, a continuación, eliminar todas las demás columnas de la pared del primer piso.

- Messinger, David L., Cohen, Jeff, and Chun, Kearny, "Strengthening Behind the Scenes," Modern Steel Construction, AISC, Enero 1991.

Un edificio de la Universidad de California en Berkeley en 1915 fue clasificado como "Bajo riesgo sísmico", por lo que se hizo necesario un refuerzo estructural para mejorar su resistencia sísmica y proporcionar un desempeño de seguridad de la vida.

El edificio, con estructura de acero, estaba construido como una dona cuadrada y tenía pisos de hormigón armado. Los muros exteriores con revestimiento de granito eran adecuados para el nivel de desempeño, pero los muros interiores no lo eran. La solución fue reforzar los muros interiores y atar los espacios perimetrales. Se introdujo un sistema de refuerzo en forma de diamante dentro de las vigas y columnas de acero existentes, utilizando secciones tubulares porque se consideró que eran la sección de acero más eficiente y que utilizaban el menor espacio en los muros.

### 2.3.2. Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook [14]

En este documento se menciona que producto del terremoto de Northridge en 1994, muchos edificios con estructuras de acero fueron rehabilitados, principalmente marcos de momento de acero.

Cabe destacar que los daños descubiertos no se limitaron a marcos de momento, pero estos fueron los más afectados por el evento sísmico. Por ejemplo, en marcos arriostrados se observaron daños en las conexiones de los arriostramientos, especialmente en niveles inferiores.

En caso de que no exista daño en vigas o columnas, el procedimiento de rehabilitación consiste en rehacer las conexiones, asegurando que no se produzcan grietas en ellas. Durante la intervención se inspecciona cuidadosamente el proceso de soldadura y, en caso de ser posible, se modifican las soldaduras de penetración total en vigas y columnas para utilizar más soldaduras de filete. Este tipo de soldadura requiere menos calor en el proceso de soldadura y, por lo tanto, existe una menor posibilidad que se produzcan daños.

Otros métodos consisten en reducir las soldaduras al mínimo absoluto desarrollando conexiones apernadas o asegurando que las placas de conexión cedan (se estiren permanentemente) antes de que se rompan las soldaduras. Una posibilidad más para rehabilitar marcos de momento es transformarlos en marcos arriostrados.

### **2.3.3. Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, FEMA 547/2006 Edition [15]**

#### **i) Marcos de momento**

En la Tabla 8.3-1 de este documento se presentan las deficiencias y las posibles técnicas de rehabilitación para estos, siendo las deficiencias mencionadas a continuación:

- Resistencia y rigidez global
- Configuración
- Trayectoria de cargas
- Detallamiento de componentes
- Deficiencias en diafragmas
- Deficiencias en fundaciones

Los métodos de rehabilitación recomendados son los siguientes:

- Añadir marco arriostrado de acero (Conectado a una marco de acero existente)  
Los edificios que presenten marcos de momento que son insuficientes para resistir las fuerzas laterales o que su flexibilidad no permita controlar las derivas del edificio pueden transformarse en marcos arriostrados.
- Añadir muros de corte de hormigón o albañilería (Conectado a una marco de acero existente)  
Los edificios que presenten marcos de momento que son insuficientes para resistir las fuerzas laterales o que su flexibilidad no permita controlar las derivas del edificio pueden mejorar su resistencia y rigidez añadiendo muros de corte de hormigón o albañilería. Los muros de corte pueden utilizarse de forma independiente como el nuevo sistema de resistencia de fuerzas laterales o en conjunto con los marcos de momento.
- Añadir placas de refuerzo de acero o encajonar elementos de acero existentes  
Los elementos de la estructura que no son adecuados para resistir las demandas sísmicas se refuerzan con placas de recubrimiento o añadiendo placas laterales para crear secciones en caja. Esto reduce los esfuerzos axiales y de flexión en vigas y columnas. Este método también puede usarse para aumentar la resistencia al corte de estos elementos.

- Añadir un colector para mejorar transferencia de cargas  
Al añadir un colector se mejora la transferencia de cargas entre las losas o diafragmas y las vigas o columnas del sistema resistente de cargas laterales.
- Mejorar la conexión entre columna de acero con la fundación  
Las columnas de una estructura deben resistir solicitaciones axiales (en algunos casos de tracción), de flexión y de corte. Por esto, si el anclaje a la fundación es inadecuado, entonces la capacidad resistente de la estructura se verá reducida.
- Mejorar la conexión de momento entre viga y columna  
Las conexiones remachadas, apernadas y soldadas se mejoran para que soporten las demandas de rotación inelásticas y desarrollar la capacidad de momento plástico de las vigas.
- Refuerzo de empalmes de columnas  
Reforzar los empalmes soldados o apernados de las columnas que no cumplan con los requisitos de resistencia mínima de diseño establecido en las disposiciones sísmicas de AISC.
- Añadir muros de corte de placas de acero (Conectado a una marco de acero existente)  
Los edificios que presenten marcos de momento que son insuficientes para resistir las fuerzas laterales o que su flexibilidad no permita controlar las derivas del edificio pueden mejorar su resistencia y rigidez añadiendo muros de corte de placa de acero (SPSW<sup>8</sup>). Los muros de corte pueden utilizarse de forma independiente como el nuevo sistema de resistencia a fuerzas laterales o en conjunto con los marcos de momento.
- Convertir un marco gravitacional de acero existente en un marco de momento  
La conversión de las conexiones de marcos gravitacionales existentes en conexiones de marcos de momento no aumenta la resistencia o la rigidez de la estructura de forma significativa, a menos que un gran número de conexiones de las columnas del marco gravitacional se hagan resistentes a momentos. El aumento de la resistencia y la rigidez es limitado porque las vigas y las columnas utilizadas en la estructura de gravedad suelen ser mucho más ligeros que las presentes en un marco de momento. Sin embargo, estos elementos también pueden reforzarse en el proceso de rehabilitación. Esta técnica tiene un menor impacto en el aspecto arquitectónico del edificio que añadir muros de corte o arriostramientos.

## ii) Marcos arriostrados

Los comportamientos no deseados en sistemas de marcos arriostrados concéntricamente que se han observado en terremotos anteriores incluyen la fractura de los elementos de conexión, la fractura y el pandeo local de las riostras. Al presentarse estas fallas se

---

<sup>8</sup> Steel Plate Shear Wall

generan demandas excesivas en otros elementos del sistema y conducen a la falla del marco.

En la Tabla 9.3-1 de este documento se presentan las deficiencias y las posibles técnicas de rehabilitación para estos, siendo las deficiencias mencionadas a continuación:

- Resistencia y rigidez global
- Configuración
- Trayectoria de cargas
- Detallamiento de componentes
- Deficiencias en diafragmas
- Deficiencias en fundaciones

Los métodos de rehabilitación recomendados son los siguientes:

- Mejorar conexiones de un marco arriostrado  
La capacidad adecuada de las conexiones es un aspecto fundamental para el buen funcionamiento de un marco arriostrado. Las conexiones que presenten una resistencia y/o ductilidad insuficientes para desarrollar un comportamiento inelástico estable deben ser reforzados o sustituidos.
- Mejorar la resistencia y la ductilidad de los elementos de un marco arriostrado  
Las vigas, columnas y riostras inadecuadas para el buen funcionamiento deben ser reforzados o sustituidos para conseguir un comportamiento dúctil de la estructura.

#### **2.3.4. Seismic and Vibration Performance Rehabilitation for an Industrial Steel Building [16]**

Se presenta un plan de rehabilitación de una estructura industrial de acero de dos pisos en Irán. La estructura demostró tener un desempeño insatisfactorio: La losa compuesta del primer piso era propensa a sufrir vibraciones incontrolables durante la operación de vehículos montacargas y el sistema resistente de cargas laterales no cumplía las disposiciones del código sísmico vigente.

Hubo un intento de rehabilitación para controlar las vibraciones en una estructura similar. Para esto se añadió columnas y puntales de casi 120 toneladas de acero consiguiendo una escasa mejora. Para solucionar ambos problemas, respetando el requisito de interrupción mínima para una instalación que funciona casi 24 horas al día y las restricciones de alto/ancho asociado a la maquinaria industrial existente y al tráfico de vehículos, se propuso un plan de rehabilitación combinado que incluía:

- i) Mantener las columnas adicionales del intento de rehabilitación
- ii) Aumentar rigidez de las viguetas
- iii) Adoptar amortiguadores en las vigas principales
- iv) Reforzar los arriostramientos laterales existentes y sus conexiones

# Capítulo 3

## Evaluación y opciones de intervención

### 3.1. Descripción Estructura

#### 3.1.1. Descripción general

En 1927, entrará en actividad la mina de Potrerillos, a cargo de la empresa Andes Copper Mining Company, también subsidiaria de Anaconda Copper Mining Company. Esta se emplaza sobre los 2.800 msnm, a unos 200 Km de Copiapó y alrededor de 150 Km de distancia del puerto de Chañaral y a una distancia de 1.100 Km al norte de Santiago.

El yacimiento de Potrerillos fue explotado de manera subterránea y para su procesamiento se instaló una completa red industrial. Se implementó la explotación mecanizada del cobre con una inversión en infraestructura, que incluyó maestranzas, fundiciones y talleres para mantener las instalaciones industriales.

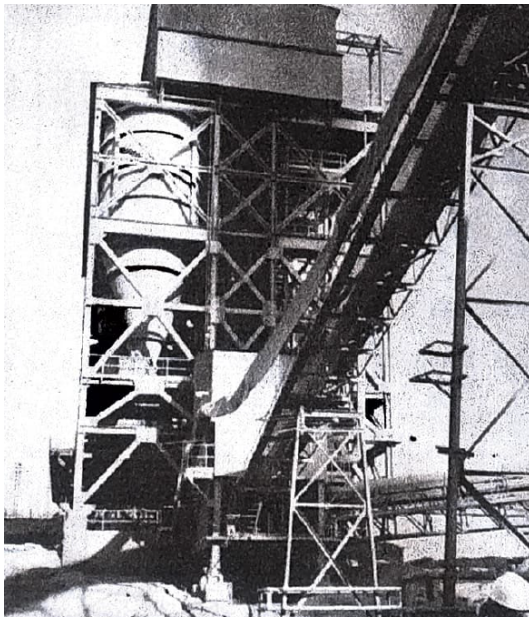
La estructura corresponde a un edificio de silos de almacenamiento de concentrado de cobre ubicado en la fundición de Potrerillos y, al no contar con planos ni memorias de cálculos, la información sobre esta se obtiene de la memoria de R.Retamales [17] y la tesis de J. Martínez [18]. En las Figuras 3.1.a y 3.1.b se presenta una vista frontal y lateral de la estructura, respectivamente.

Su función es encargarse de la continuidad del proceso productivo de la fundición. Mediante un carro repartidor ubicado en una plataforma en el nivel superior, se separa el concentrado de cobre y la caliza en sus respectivos silos de almacenamiento. Una vez almacenado, se descarga en otras cintas transportadoras que llevan a los hornos reverberos y convertidores de la fundición, siendo estas cintas observadas en la Figura 3.1.a.

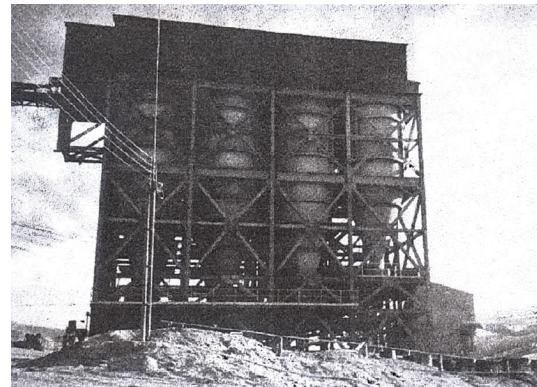
En la estructura se ubican 4 silos en donde se almacena concentrado de cobre y 3 silos en donde se almacena escoria y caliza. En la Figura 3.2 se presenta los silos y el apoyo de estos.

Los silos de almacenamiento de concentrado pesan 32 toneladas y pueden almacenar hasta 375 toneladas de material. En el primer nivel se ubican los alimentadores con los que se descargan estos silos, siendo el peso propio de estas cintas 0,4 [Tonf/m] y su capacidad de transporte 2,2 [Tonf/m].

En el caso de los silos que almacenan caliza, estos pesan 28 toneladas y pueden almacenar hasta 200 toneladas de material. En el segundo nivel se ubican los alimentadores con los que se descargan estos silos, siendo el peso propio de estas cintas 0,2 [Tonf/m] y su capacidad de transporte 1,2 [Tonf/m].

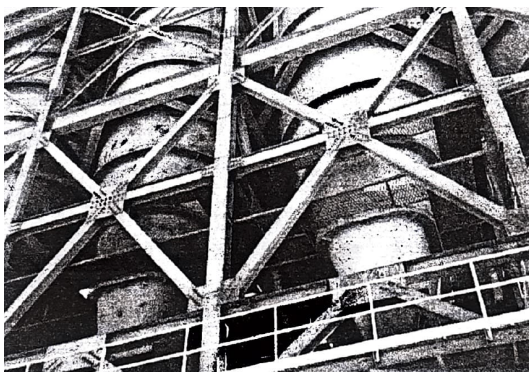


(a) Vista Frontal.



(b) Vista lateral.

Figura 3.1: Estructura estudiada. Fuente: Memoria R. Retamales



(a) Vista lateral.



(b) Detalle de apoyo.

Figura 3.2: Silos de almacenamiento. Fuente: Memoria R. Retamales

### 3.1.2. Estructuración

La estructura corresponde a un marco arriostrado de acero y está construida por completo en acero A270ES, cuyas propiedades se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Propiedades material utilizado en la estructura.

Material	Fy [MPa]	Fu [MPa]
A270ES	270	420



Esta se compone por 4 marcos longitudinales y 5 marcos transversales que se encuentran equiespaciados a 6 [m]. En los marcos perimetrales y el marco central en la dirección transversal se tiene un sistema de diagonales de acero que resiste las cargas laterales, mientras que las vigas y columnas resisten las cargas gravitacionales. En las Figuras 3.3, 3.4 y 3.5 se presentan un modelo tridimensional, vistas en elevación y planta de la estructura, respectivamente.

La altura total del edificio alcanza 20,95 [m] , la cual se divide en 6 niveles cuya de altura entre pisos es variable. La estructura cuenta con plataformas de operación en el 1er, 2do y 6to nivel, siendo las cotas y alturas entre niveles presentados en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2: Cotas y dimensiones de marco.

Nivel	Altura entrepiso [mm]	Cota [mm]
1	4236	4236
2	2225	6461
3	3599	10060
4	4120	14180
5	3035	17215
6	3735	20950

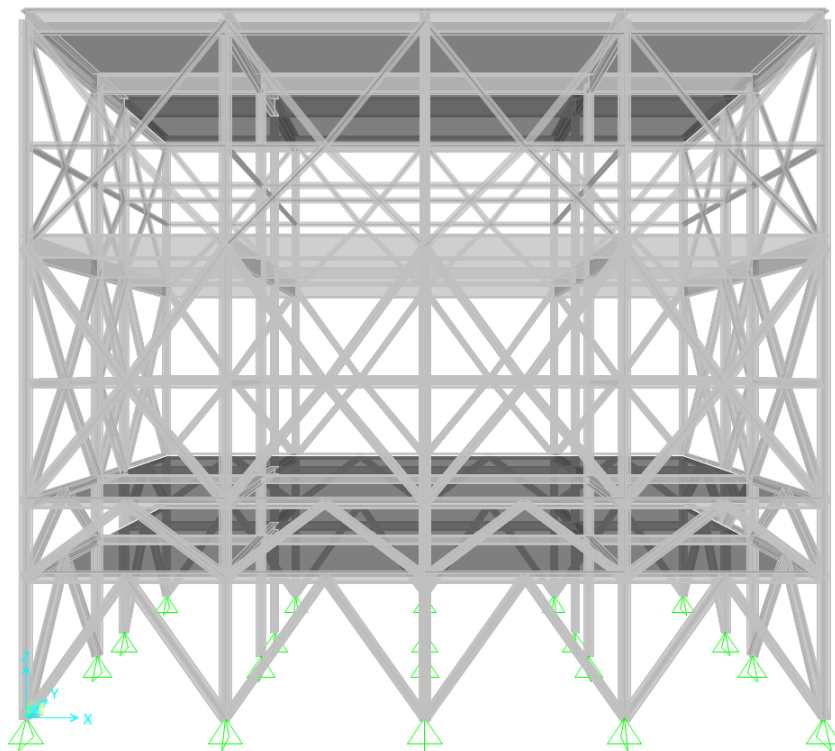


Figura 3.3: Modelo de la estructura.



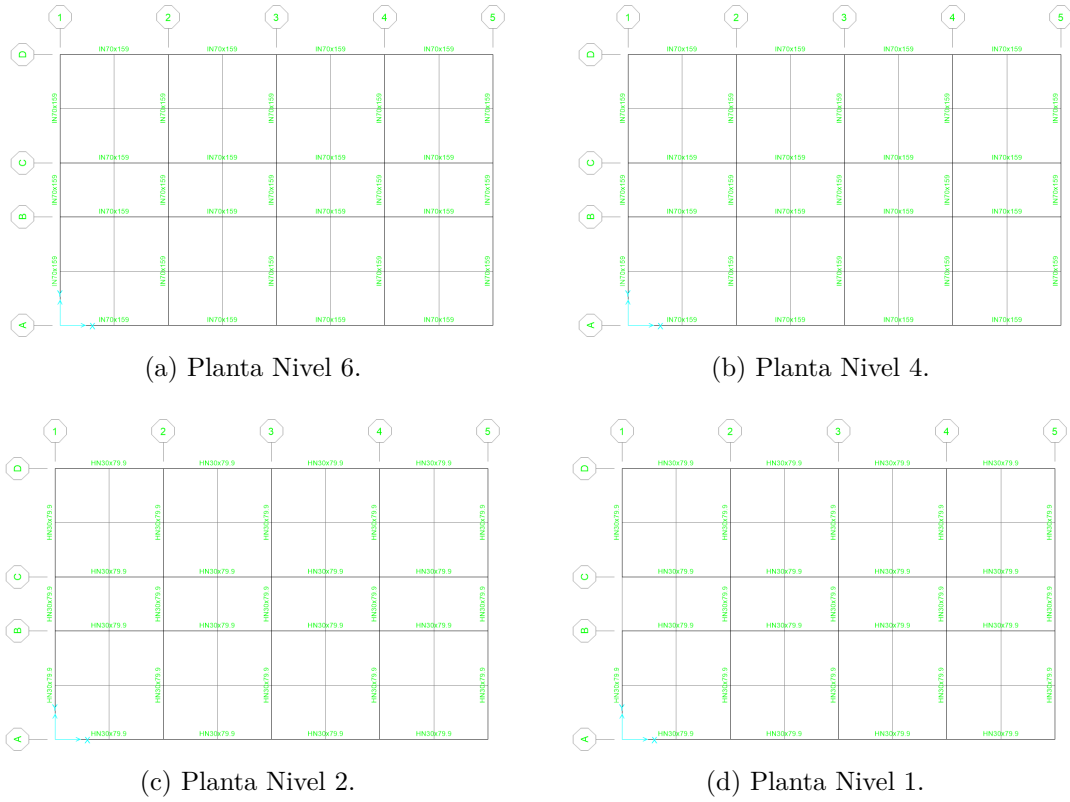


Figura 3.5: Vistas en Planta.

Con respecto a los perfiles utilizados en la estructura, en la Tabla 3.3 se presentan los perfiles doble T, mientras que en la Figura 3.6 y Tabla 3.4 se presenta el perfil XL utilizado en algunas vigas y diagonales.

Tabla 3.3: Características de perfiles doble T de la estructura. Fuente: Tesis J. Martínez

Sección	$d$ [cm]	$b_f$ [cm]	$t_f$ [cm]	$t_w$ [cm]	Área [cm <sup>2</sup> ]	$J$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{33}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{22}$ [cm <sup>4</sup> ]
HN 25x68,9	25	25	1,4	0,8	87,4	47,8	10488	3647
HN 30x79,9	30	30	1,2	0,8	94,1	38,3	16340	5401
HN 30x159	30	30	2,8	1,4	202,2	434,7	32878	12606
HN 35x186	35	35	2,8	1,4	237,2	512,5	53898	20015
IN 70x159	70	30	2,5	0,8	202,0	307,1	189246	11253

Donde:

- $d$  es la altura total del perfil.
- $b_f$  es el ancho de las alas del perfil.
- $t_f$  es el espesor de las alas del perfil.
- $t_w$  es el ancho del alma del perfil.

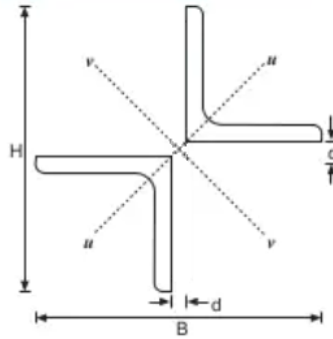


Figura 3.6: Perfil XL utilizado en diagonales.

Tabla 3.4: Características de perfil XL de la estructura. Fuente: Tesis J. Martínez

Sección	H [cm]	B [cm]	d [cm]	Área [cm <sup>2</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>33</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>22</sub> [cm <sup>4</sup> ]
XL25x29,7	25	25	0	19,4	4,0	296	296

Donde:

- $H$  es la altura total del perfil.
- $B$  es el ancho total del perfil.
- $d$  es la separación de los perfiles L.

### 3.1.3. Cargas

A continuación se presentan las cargas presentes en la estructura que son consideradas en el modelo.

#### 1. Peso propio

Considera el peso de los perfiles utilizados en vigas, columnas y diagonales de la estructura.

#### 2. Carga permanente adicional

Considera el peso propio de los silos de almacenamiento y las correas de transporte ubicados en la estructura.

- i) Silos: Se modelan como cargas puntuales ubicadas en las conexiones viga-columnas de los niveles 4 y 6 de la estructura. Además se considera que tributa un 60 % en el nivel inferior y un 40 % en el nivel superior.
  - Cobre: Se ubican 4 silos entre los marcos C-D con un peso propio de 32 [Tonf].
  - Caliza: Se ubican 3 silos entre los marcos A-B con un peso propio de 28 [Tonf].
- ii) Correas: Se modelan como cargas lineales ubicadas en las vigas de los niveles 1 y 2.
  - Cobre: Se ubican en las vigas de nivel 1 entre los marcos C-D con un peso propio de 0,4 [Tonf/m].

- Caliza: Se ubican en las vigas de nivel 2 entre los marcos A-B con un peso propio de 0,2 [Tonf/m].

### 3. Carga de uso

Considera la carga de uso asociada al peso del material almacenado en los silos y transportados en las correas ubicados en la estructura.

- i) Silos: Se modelan como cargas puntuales ubicadas en las conexiones viga-columnas de los niveles 4 y 6 de la estructura. Además se considera que tributa un 60 % en el nivel inferior y un 40 % en el nivel superior.
  - Cobre: Se ubican 4 silos entre los marcos C-D con una sobrecarga de 375 [Tonf].
  - Caliza: Se ubican 3 silos entre los marcos A-B con una sobrecarga de 200 [Tonf].
- ii) Correas: Se modelan como cargas lineales ubicadas en las vigas de los niveles 1 y 2.
  - Cobre: Se ubican en las vigas de nivel 1 entre los marcos C-D con una sobrecarga de 2,2 [Tonf/m].
  - Caliza: Se ubican en las vigas de nivel 2 entre los marcos A-B con una sobrecarga de 1,2 [Tonf/m].

### 4. Carga de uso plataforma

Considera plataformas de operación ubicadas en los niveles 1, 2 y 6 de la estructura sometidas a una sobrecarga de 500 [Kgf/m<sup>2</sup>], se considera un 25 % de esta sobrecarga como masa sísmica.

## 3.2. Evaluación

### 3.2.1. NCh2369

A continuación se procede a evaluar la estructura con la norma chilena *NCh2369: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*[1].

#### 1. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga consideradas para el análisis son las siguientes:

- $1, 4D$
- $0, 9D \pm 1, 1E$
- $1, 2D + 1, 6L$
- $1, 2D + 0, 5L \pm 1, 1E$

Donde:

- $D$  es la suma de las cargas de peso propio y la carga permanente adicional.
- $L$  es la suma de las cargas de uso y la carga de uso plataforma.
- $E$  es la carga asociada a la acción sísmica.

#### 2. Peso sísmico

El peso sísmico considerado es el de la ecuación 3.1.

$$P_{Sis} = PP + CPA + 0,8 CU + 0,25 CUP \quad (3.1)$$

Donde:

- $PP$  es el peso propio.
- $CPA$  es la carga permanente adicional.
- $CU$  es la carga de uso.<sup>9</sup>
- $CUP$  es la carga de uso de plataforma.

A partir de los resultados obtenidos, la estructura tiene un peso sísmico total de 2309 Toneladas, distribuido de la siguiente manera:

- PP: 202 Toneladas.
- CU: 1745 Toneladas.
- CPA: 226 Toneladas.
- CUP: 135 Toneladas.

De esto se observa una distribución de las cargas donde cerca del 80% corresponde a la carga de uso y la carga de uso de plataforma, y el otro 20% asociado a cargas permanentes.

#### 3. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral se debe hacer para el espectro de diseño definido a continuación.

---

<sup>9</sup> El factor 0.8 está considerado por la indicación de la norma de silos ACI 313-97. [11]

### i) Parámetros de tablas

Los parámetros utilizados para definir el espectro de diseño se presentan en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5: Parámetros para definir el espectro de diseño.

Zona Sísmica: 2	$A_o = 0,30g$
Categoría estructura: C2	$I=1$
Tipología: Marco arriostrado	$R=5$
Tipología: Marco de acero apernado	$\xi=0,03$
Tipo suelo: II	$T'=0,35$
Tipo suelo: II	$n=1,33$
Coficiente máximo	$C_{min}=0,08$
Coficiente mínimo	$C_{max}=0,26$

La zona sísmica se escoge según la zonificación sísmica establecida en Figura 5.1 y Tabla 5.1 de NCh2369, donde se clasifica Potrerillos como Zona sísmica 2.

Por otro lado, el tipo de suelo considerado se escoge a partir de la información presentada en la memoria de R.Retamales [17] y la tesis de J. Martínez [18], en donde se considera Tipo de suelo II.

### ii) Espectro

El espectro de diseño queda definido por la ecuación 3.2, siendo este presentado en la Figura 3.7 en la que se consideran los datos de la Tabla 3.5.

$$S_a = \frac{2,75 A_o I}{R} \left( \frac{T'}{T} \right)^n \left( \frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \leq I \cdot C_{max} \cdot g \quad (3.2)$$

Donde:

- $A_o, I, R, T', n, \xi$  y  $C_{max}$  se definen en la Tabla 3.5.
- $g$  es la aceleración de gravedad.
- $T$  es el periodo de vibración considerado.

## 4. Verificaciones

### i) Número de modos y periodo

Realizando el análisis modal se de la norma, se obtiene un periodo de 0,514 [s].

El número de modos considerado es de 20, con el cual se alcanza una masa modal de 92 % y 97 % en las direcciones X e Y, respectivamente. Con esta cantidad de modos se supera el 90 % de masa establecido en la norma para ambas direcciones de análisis.

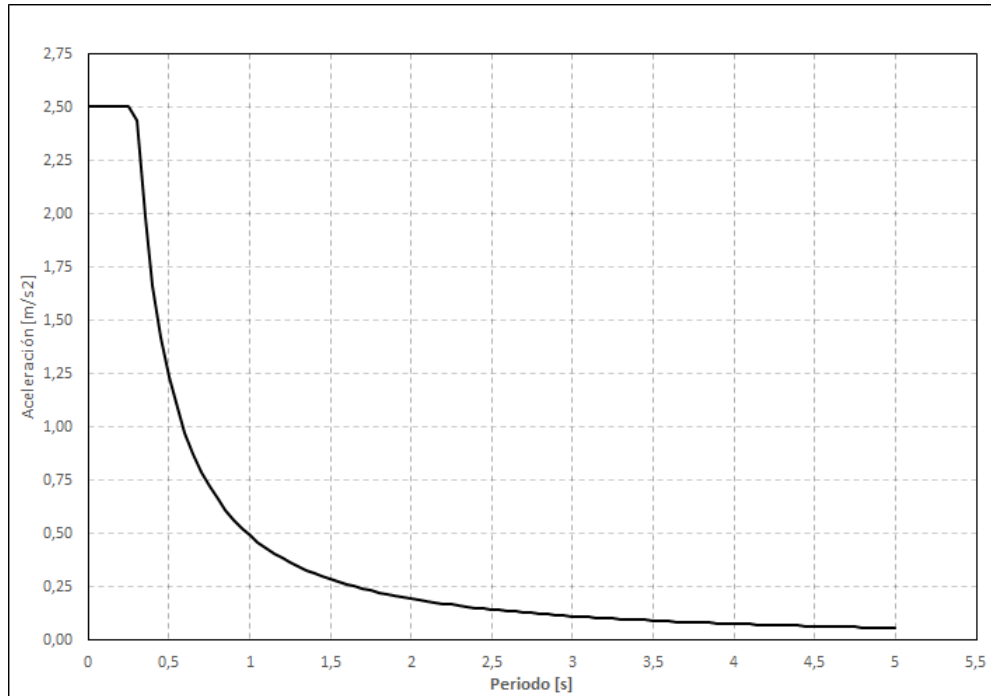


Figura 3.7: Espectro de diseño NCh2369 Of.2003 - Zona 2 Suelo II.

**ii) Cortante basal mínimo**

Se debe verificar el cortante basal y su relación con el cortante basal mínimo presentado en la ecuación 3.3.

$$Q_{min} = 0,25 I \frac{A_o}{g} P_{Sis} \quad (3.3)$$

Donde:

- $A_o, I$  se definen en la Tabla 3.5.
- $P_{Sis}$  es el peso sísmico.

En la Tabla 3.6 se presenta el corte basal mínimo y el corte basal asociado a las acción sísmica.

Tabla 3.6: Cortante basal mínimo y por acción sísmica.

$Q_{min}$ [Tonf]	$Q_{Sx}$ [Tonf]	$Q_{Sy}$ [Tonf]
173	277	255

Al ser los valores de cortante basal superiores al valor mínimo, según los valores presentados en la Tabla 3.6, no se debe modificar los valores de desplazamientos y esfuerzos.

**iii) Desplazamientos**

• **Cálculo desplazamientos**

Al realizar un análisis con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R, los desplazamientos deben calcularse según la ecuación 3.4.



$$\delta = \delta_o + R_1 \cdot \delta_d \quad (3.4)$$

Donde:

- $\delta_o$  es el desplazamiento asociado a las cargas no sísmicas.
- $\delta_d$  es el desplazamiento asociado a las cargas sísmicas reducido por el factor de reducción R.
- $R_1$  es igual al factor de reducción de respuesta R.

• **Desplazamiento máximos**

Los desplazamientos calculados con la ecuación 3.4 no deben exceder el valor presentado en la ecuación 3.5.

$$\delta_{max} = 0,015 h \quad (3.5)$$

Donde:

- $h$  es la altura entre dos puntos ubicados en una misma línea vertical.

En la Tabla 3.7 se presentan los desplazamientos calculados y los desplazamientos máximos permitidos por nivel.

Tabla 3.7: Desplazamientos por dirección y máximos permitidos por nivel.

Nivel	h [mm]	$\delta_x$ [mm]	$\delta_y$ [mm]	$\delta_{max}$ [mm]
5-6	3735	10	12	56
4-5	3035	8	11	46
3-4	4120	10	12	62
2-3	3599	8	9	54
1-2	2225	5	5	33
0-1	4236	11	13	64

A partir de los valores de la Tabla 3.7 se observa que los desplazamientos calculados en el análisis son menores a los máximos admisibles por nivel.

iv) **Esbeltez de elementos**

Para los perfiles presentes en la estructura se debe cumplir con el criterio de la ecuación 3.6.

$$\lambda < 1,5 \pi \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 128,25 \quad (3.6)$$

Donde:

- $\lambda$  es la esbeltez del elemento.
- $E$  es el módulo resistente del acero.
- $F_y$  es la tensión de fluencia del acero.

Para los elementos de sistemas sismorresistentes verticales que trabajan en compresión, se debe tener relaciones ancho/espesor menores que los presentados en la ecuación 3.7.

$$\lambda_{wr} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{fr} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.7)$$

Donde:

- $\lambda_{wr}$  es el límite de esbeltez del alma.
- $\lambda_{fr}$  es el límite de esbeltez de las alas.

En la Tabla 3.8 se presenta la esbeltez de los elementos, en donde se observa que los perfiles HN son perfiles no esbeltos, mientras que los perfiles IN y XL son esbeltos. Estos valores cumplen con los criterios de la Ecuación 3.6 para todos los perfiles de la estructura y, además satisfacen el criterio de la Ecuación 3.7 para elementos que resisten cargas verticales.

Tabla 3.8: Esbeltez de los perfiles.

Sección	$\lambda_f$ [-]	$\lambda_{fr}$ [-]	$\lambda_w$ [-]	$\lambda_{wr}$ [-]
HN25x68,9	8,93	15,24	27,75	40,55
HN30x159	5,36	15,24	17,43	40,55
HN30x79.9	12,50	15,24	34,50	40,55
HN35x186	6,25	15,24	21,00	40,55
IN70x159	6,00	15,24	81,25	40,55
XL25x29.7	15,63	15,24	15,63	15,24

De esta manera se verifica que los perfiles descritos en las Tablas 3.3 y 3.4 cumplen con relaciones ancho/espesor establecidas en la norma.

#### v) Razón Demanda-Capacidad

La razón de Demanda-Capacidad se expresa en la ecuación 3.8.

$$DCR = \frac{D}{C} \quad (3.8)$$

Donde:

- $D$  es la demanda en el componente.
- $C$  es la resistencia del componente.

En la Tabla 3.9 se presentan la capacidad a tracción, compresión y flexión<sup>10</sup> de los perfiles. Su cálculo se realiza según lo establecido en la norma chilena NCh427[3], además se tiene en cuenta el mayor largo de cada perfil para así considerar la condición más desfavorable. El detalle de los cálculos se presenta en el Anexo A.1.

<sup>10</sup> Al perfil XL25x29.7 no se le calcula su capacidad a flexión, ya que no presenta solicitaciones de este tipo.

Tabla 3.9: Capacidad perfiles - Tracción, compresión y flexión.

Perfil	P+ [Tonf]	P- [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
HN25x68.9	213	147	20	11
HN30x159	491	417	58	31
HN30x79.9	229	199	26	12
HN35x186	576	510	84	42
IN70x159	491	320	125	28
XL25x29.7	94	58	-	-

Donde:

- $P+$  es la capacidad a tracción del perfil.
- $P-$  es la capacidad a compresión del perfil.
- $M_{33}$  es la capacidad a flexión en torno al eje fuerte del perfil.
- $M_{22}$  es la capacidad a flexión en torno al eje débil del perfil.

Para el cálculo de la demanda se escoge la mayor sollicitación para cada acción entre las combinaciones consideradas, siendo los valores máximos presentados en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10: Solicitaciones por perfil - Tracción, compresión y flexión.

Perfil	P+ [Tonf]	P- [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
HN25x68.9	47	-77	0,3	0,3
HN30x159	52	-406	0,8	0,2
HN30x79.9	27	-152	21,5	1,7
HN35x186	38	-384	1,5	0,2
IN70x159	0	0	15,3	0
XL25x29.7	20	-40	-	-

Definidas la capacidad y la demanda, se procede al cálculo del factor de utilización (DCR). Este se presenta en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11: Razón Demanda-Capacidad - Análisis NCh2369.

Perfil	P+	P-	$M_{33}$	$M_{22}$
HN25x68.9	0,22	0,52	0,02	0,03
HN30x159	0,11	0,98	0,01	0,01
HN30x79.9	0,12	0,77	0,84	0,14
HN35x186	0,07	0,75	0,02	0,01
IN70x159	0,00	0,00	0,12	0,00
XL25x29.7	0,21	0,69	-	-

En la Tabla 3.11 se observa que los perfiles más solicitados son los utilizados en columnas y diagonales, alcanzando un máximo de 98 % de utilización a compresión para el perfil HN30x159 ubicado en el nivel 1 y un 69 % para compresión del perfil XL25x29.7 ubicado en el nivel 6. En el caso del perfil IN70x159 utilizado en vigas de los niveles 4 y 6, no se supera un 15 % de utilización para flexión en su eje fuerte, mientras que para el perfil HN30x79.9 utilizado en vigas de los niveles 1 y 2 se obtiene una razón de 84 % para flexión en su eje fuerte. En los perfiles usados en diagonales HN25x68.9 y XL25x29.7 se alcanzan razones a tracción de 22 % y 21 % en el nivel 5, respectivamente.

Se debe repetir este proceso para un análisis estático, en donde se modela la estructura sin la presencia de diagonales y se consideran las combinaciones de cargas gravitacionales. Se presentan las demandas y la el factor de utilización en las Tablas 3.12 y 3.13, respectivamente.

Tabla 3.12: Solicitaciones por perfil, Caso estático - Tracción, compresión y flexión.

Perfil	P+ [Tonf]	P- [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf m]	$M_{22}$ [Tonf m]
HN25x68.9	0	0,00	0,4	0
HN30x159	0	-406	0	0
HN30x79.9	0	-152	21,5	0
HN35x186	0	-407	0	0
IN70x159	0	0	15,3	0
XL25x29.7	0	0	-	-

Tabla 3.13: Razón Demanda-Capacidad, Caso estático - Análisis NCh2369.

Perfil	P+	P-	$M_{33}$	$M_{22}$
HN25x68.9	0,00	0,00	0,02	0,00
HN30x159	0,00	0,98	0,00	0,00
HN30x79.9	0,00	0,77	0,84	0,00
HN35x186	0,00	0,80	0,00	0,00
IN70x159	0,00	0,00	0,12	0,00
XL25x29.7	0,00	0,00	-	-

Al realizar una revisión estática, en donde la estructura no posee diagonales y solo es sometida a cargas gravitacionales, en la Tabla 3.13 Se presentan razones demanda-capacidad similares al caso sísmico en los elementos viga-columna para compresión y flexión en su eje fuerte, alcanzando un máximo de 98 % a compresión para el perfil HN30x159 en el nivel 1 y un 84 % a flexión en eje fuerte para el perfil HN30x79.9 en los niveles 1 y 2.

A partir de los valores observados en las Tablas 3.11 y 3.13, se cumple con el criterio de la razón Demanda-Capacidad.

## 5. Comentarios

Al cumplir con lo establecido para desplazamiento entre piso, esbeltez de sus elementos y razones demanda-capacidad para el caso sísmico y el caso estático, se considera que la estructura cumple con lo establecido en la norma NCh2369[1].

### 3.2.2. NCh 3389/ASCE 41

A continuación se procede a evaluar la estructura con la norma chilena *NCh3389*, la cual se ve complementada por el código estadounidense *ASCE 41-13*.

#### 1. Modelo estructural

El modelo utilizado para el análisis de la estructura considera la misma distribución de elementos que la presentada en las Figuras 3.3, 3.5 y 3.4.

Por otro lado, se escoge el tipo de acero indicado en la sección E.4 del Anexo de NCh3389. Los valores considerados se presentan en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14: Tensión considerada en el modelo.

Tensión Admisible ( $F_f$ ) [MPa]	Tensión de fluencia ( $F_y$ ) [MPa]	Tensión de fluencia esperada ( $F_{y_e}$ ) [MPa]
140	233	252

En la Tabla 3.15 se presentan la capacidad esperada a tracción, compresión y flexión de los perfiles. Se considera lo mismo que para el cálculo de la capacidad presentado en la Tabla 3.9, pero se debe utilizar la tensión de fluencia esperada (Tabla 3.14) y un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$ . El detalle de los cálculos se presenta en el Anexo A.2.

Tabla 3.15: Capacidad perfiles - Tracción, compresión y flexión.

Perfil	P+ [Tonf]	P- [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
HN25x68.9	221	156	20,6	11,1
HN30x159	509	437	60,3	32,1
HN30x79.9	237	208	26,9	13,0
HN35x186	598	533	87,1	43,6
IN70x159	509	340	131,1	28,6
XL25x29.7	98	62	-	-

Donde:

- $P+$  es la capacidad a tracción del perfil.
- $P-$  es la capacidad a compresión del perfil.
- $M_{33}$  es la capacidad a flexión en torno a al eje fuerte del perfil.

–  $M_{22}$  es la capacidad a flexión en torno a al eje débil del perfil.

## 2. Análisis lineal dinámico

El método escogido es un análisis lineal dinámico que considera las combinaciones de carga de las Ecuaciones 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8, el espectro de la Figura 3.8 y la capacidad de los perfiles de la Tabla 3.15.

### 2.1 Desempeño objetivo

Considerado lo establecido en la Tabla 2.2 se tiene una categoría de Media de importancia. Para esta categoría, y según lo establecido en la Tabla 2.3, se tienen los niveles de desempeño presentados en la Tabla 3.16.

Tabla 3.16: Nivel de desempeño por tipo de sismo - Categoría Media.

Sismo	Nivel de desempeño
Servicio	OI
Diseño	DC
Máximo posible	SV

La evaluación se hace considerando el sismo máximo posible (SMP), por lo que se tiene en cuenta un nivel de desempeño objetivo de Seguridad de la Vida (SV).

En la Figura 3.8 se presenta el espectro del sismo máximo posible. Este considera lo establecido en la Figura 2.2 y las Tablas 2.5 y 2.6.

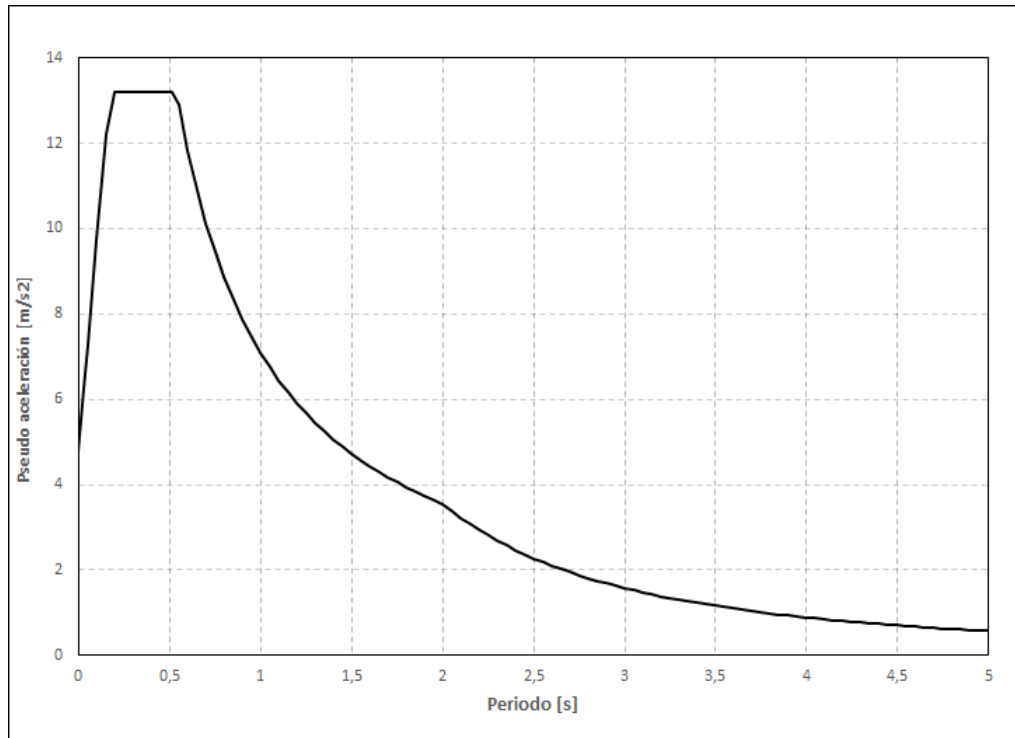


Figura 3.8: Espectro Sismo Máximo Posible NCh3389 - Zona 2 Suelo II.

## 2.2 Factores m

En NCh3389 se definen los Factores m para procedimientos lineales en estructuras de Acero en la Tabla 36, sin embargo, se debe complementar estos valores con la Tabla 9-4 de ASCE-SEI 41-13, ya que no incluye información sobre algunos elementos. Los factores escogidos deben considerar componentes primarios y el nivel de desempeño Seguridad de la Vida (SV).

## 2.3 Resultados

Se realiza un análisis preliminar para verificar la validez de los métodos lineales.

### i) Periodo

El periodo fundamental de la estructura para este análisis es de 0,514 [s].

### ii) Irregularidades

En la Tabla 3.17 se presenta la distribución de peso sísmico en los niveles de la estructura en que existe diafragma rígido. Se observa que el peso sísmico del nivel 4 es superior a 1,5 veces el peso sísmico del piso 2, por lo que, según lo establecido en la norma, existe una irregularidad de masa.

Tabla 3.17: Distribución de Peso sísmico.

Nivel	$P_{Sis}$ [Tonf]
N6	853
N4	1222
N2	101
N1	133

### iii) Razón Demanda-Capacidad

Para el cálculo de la demanda se escoge la mayor sollicitación sobre cada perfil para las direcciones de análisis X e Y. Estas se presentan en las Tablas 3.18 y 3.19, respectivamente.

Tabla 3.18: Sollicitaciones por perfil, Dirección X - Tracción, compresión y flexión.

Perfil	P+ [Tonf]	P- [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
HN25x68.9	353	411	0,3	1,3
HN30x159	500	668	1,9	1,4
HN30x79.9	211	211	15,2	6,1
HN35x186	0	311	1,6	2,0
IN70x159	0	0	10,7	0
XL25x29.7	163	196	-	-

Tabla 3.19: Solicitaciones por perfil, Dirección Y - Tracción, compresión y flexión.

Perfil	P+ [Tonf]	P- [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
HN25x68.9	465	471	0,5	1,9
HN30x159	523	791	6,3	0,8
HN30x79.9	269	269	15,2	9,4
HN35x186	435	865	10,2	0,9
IN70x159	0	0	10,7	0
XL25x29.7	190	205	-	-

Definidas la capacidad y la demanda, se procede al cálculo del factor de utilización (DCR) para las direcciones de análisis X e Y. Estas se presentan en las Tablas 3.20 y 3.21, respectivamente.

Tabla 3.20: Razón Demanda-Capacidad - Análisis NCh3389, Dirección X.

Perfil	P+	P-	$M_{33}$	$M_{22}$
HN25x68.9	1,60	2,63	0,02	0,11
HN30x159	0,98	1,53	0,03	0,04
HN30x79.9	0,89	1,01	0,56	0,47
HN35x186	0,00	0,58	0,02	0,04
IN70x159	0,00	0,00	0,08	0,00
XL25x29.7	1,67	3,17	0,02	0,10

Tabla 3.21: Razón Demanda-Capacidad - Análisis NCh3389, Dirección Y.

Perfil	P+	P-	$M_{33}$	$M_{22}$
HN25x68.9	2,10	3,01	0,03	0,17
HN30x159	1,03	1,81	0,10	0,03
HN30x79.9	1,13	1,29	0,56	0,72
HN35x186	0,73	1,62	0,12	0,02
IN70x159	0,00	0,00	0,08	0,00
XL25x29.7	1,94	3,31	0,02	0,10

En las Tablas 3.20 y 3.21 se observa que el perfil XL25x29.7 al ser solicitado a compresión presenta factores de utilización superiores a 3, para las direcciones X e Y, respectivamente.

## 2.4 Comentarios

Debido a que la estructura presenta razones Demanda-Capacidad mayores a 3 y, además, presenta una irregularidad de masa, entonces los métodos lineales no son aplicables.



### 3. Análisis no lineal estático

El método escogido es un análisis no lineal estático, para el cual se consideran las combinaciones de carga de las ecuaciones 2.9.

Para realizar el análisis, se utiliza la distribución de fuerzas laterales de la Tabla 3.22, la cual se obtiene al considerar la distribución de peso sísmico de la Tabla 3.17 y las Ecuaciones 4, 5 y 6 de NCh3389.

Tabla 3.22: Distribución de fuerzas laterales.

Nivel	$F_i$ [Tonf]	$F_{iX}$ [Tonf]	$F_{iY}$ [Tonf]
6	1822	455	364
4	1208	302	242
2	23	6	5
1	53	13	11

Donde:

- $F_i$  es la fuerza aplicada en el nivel  $i$ .
- $F_{iX}$  es la fuerza aplicada en el nivel  $i$  en los ejes A,B,C y D.
- $F_{iY}$  es la fuerza aplicada en el nivel  $i$  en los ejes 1,2,3,4 y 5.

En las Figuras 3.9 Y 3.10 se presentan los perfiles de fuerza normalizados para las direcciones X e Y, respectivamente. En ambos casos se divide por la fuerza aplicada en el nivel 6 de la estructura en el eje correspondiente.

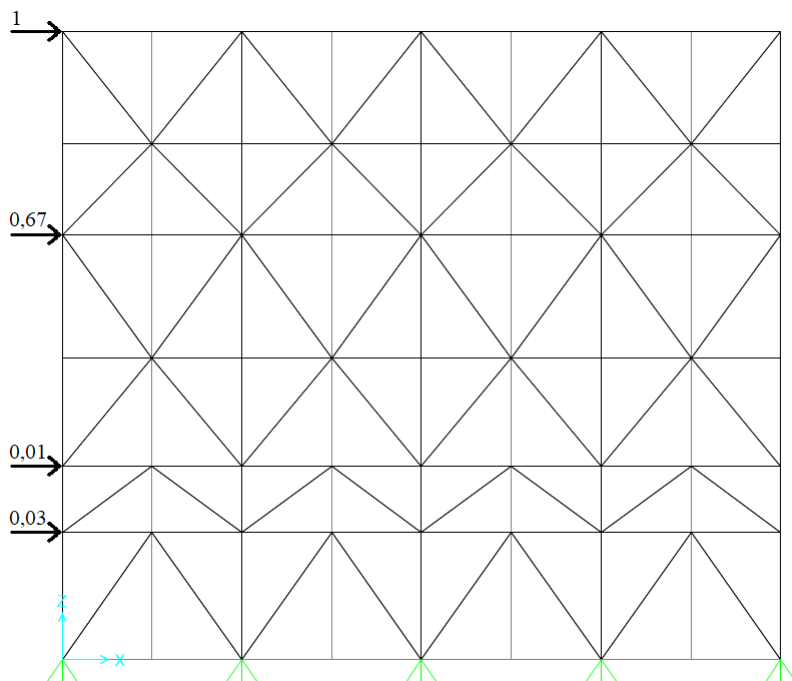


Figura 3.9: Perfil de fuerzas normalizado - Ejes A,B,C y D.

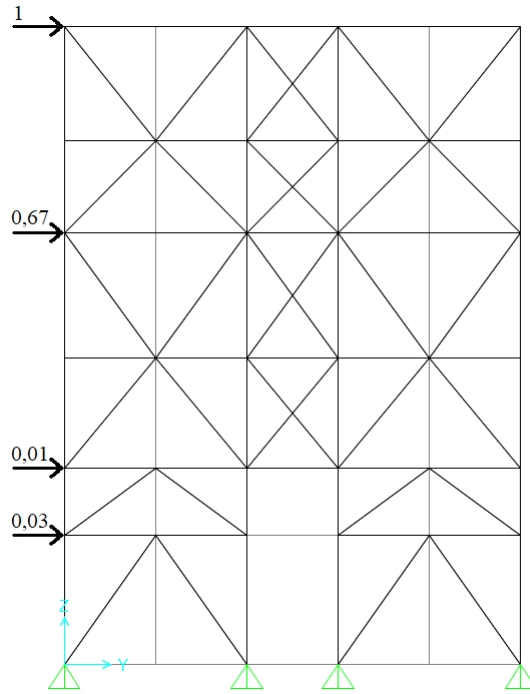


Figura 3.10: Perfil de fuerzas normalizado - Ejes 1,2,3,4 y 5.

### 3.1 Desplazamiento objetivo

Al igual que en el análisis lineal dinámico, el nivel de desempeño objetivo es Seguridad de la Vida (SV). Con este se define el espectro de desplazamiento y, considerando lo establecido en la ecuación 3.5, en la Tabla 3.23 se calcula el desplazamiento de techo objetivo.

Tabla 3.23: Desplazamiento objetivo - Seguridad de la Vida.

$T$ [s]	$Sa$ [ $mm/s^2$ ]	$Sd$ [mm]	$\delta_u$ [mm]
0,51	13200	88	115

El desplazamiento debe ser monitoreado en el techo de la estructura. De manera arbitraria se utiliza la esquina ubicada en el Nivel 6 en la intersección entre los Ejes A y Eje 1 para registrar los desplazamientos.

### 3.2 Rótulas plásticas

La definición de las rótulas plásticas y sus criterios de aceptación se presentan en la Tabla 35 de la norma NCh3389, sin embargo, se considera lo establecido en las Tablas 9-6 y 9-7 de ASCE 41-13 al incluir más información sobre el comportamiento de los elementos. Además, la definición de las rótulas plásticas en el modelo tiene en cuenta lo mencionado a continuación:

- Vigas: Se considera la formación de rótulas a flexión en el centro de su luz, ya que en ese sector es donde ocurre el mayor momento.
- Columnas: Se considera la formación de rótulas a flexo-compresión en el 5% y 95% de su largo.

- Arriostramientos: Se considera la formación de rótulas a esfuerzo axial en el centro de cada elemento.

En la Figura 3.11 se presenta la escala de colores que define el estado de la rótula.

	Bajo Ocupación Inmediata
	Bajo Seguridad de la Vida
	Bajo Prevención del Colapso
	Sobre Prevención del Colapso

Figura 3.11: Escala de colores para el estado de rótula plástica.

### 3.3 Resultados

A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos en la evaluación.

#### i) Periodo

El periodo fundamental de la estructura para este análisis es de 0,514 [s].

#### ii) Curva de capacidad y reacciones basales

En la Figura 3.12 se presenta la curva de capacidad obtenida para el análisis realizado, además se incluye el cortante basal calculado según NCh2369. En esta se observa una zona lineal, una zona de endurecimiento y una zona de pérdida de capacidad para la dirección X. Por otro lado, en la dirección Y se aprecia un comportamiento lineal que se acerca a la zona de endurecimiento sin alcanzar a presentar la pérdida de capacidad.

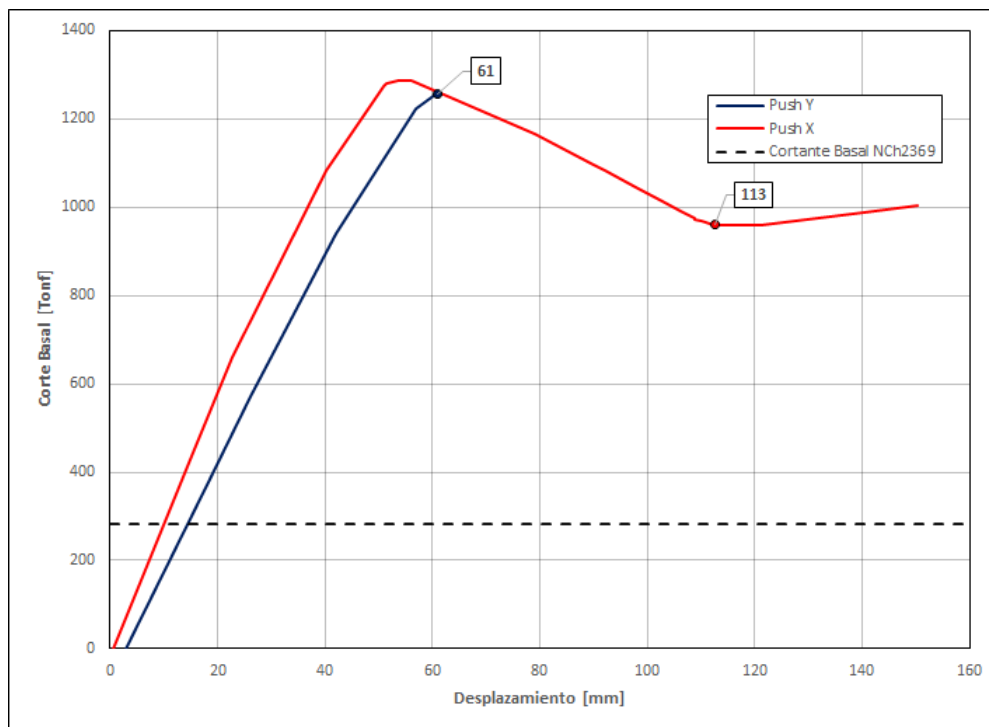


Figura 3.12: Curva de capacidad - Estructura Original.

En la Tabla 3.24 se presentan las reacciones en la base para el máximo valor de la curva de capacidad.

Tabla 3.24: Reacciones basales para cortante basal máximo.

Dirección	$\delta_{Max}$ [mm]	$V_X$ [Tonf]	$V_Y$ [Tonf]	$P$ [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
X	55	1288	0	3150	28004	62941
Y	61	0	1258	3150	50543	39860

### iii) Desplazamiento

En la Figura 3.12 se resaltan los desplazamientos del nodo de control para las direcciones de análisis X e Y, siendo estos  $\delta_X = 113$  [mm] y  $\delta_Y = 61$  [mm], respectivamente. Para estos valores se verifica el estado de las rótulas plásticas.

Se observa que para el análisis en la dirección X se alcanza un desplazamiento del nodo cercano al presentado en la Tabla 3.23. En el caso de la dirección Y, este no registra un desplazamiento cercano al valor objetivo.

### iv) Estado de rótulas

En las Tablas 3.25 y 3.26 se presenta el estado de las rótulas para el desplazamiento que se encuentre más cercano al desplazamiento objetivo.

Tabla 3.25: Estado de rótulas plásticas - Dirección X -  $\delta = 113$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	557
Bajo SV	17
Sobre PC	10

Tabla 3.26: Estado de rótulas plásticas - Dirección Y -  $\delta = 61$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	576
Bajo SV	2
Sobre PC	6

En las Figuras 3.13 y 3.14 se observa el desarrollo de las rótulas a medida que avanza el análisis para las direcciones X e Y, respectivamente.

- Análisis en Dirección X:

En el caso de las diagonales, las rótulas se forman en los niveles 5 y 6 de la estructura, y en la Figura 3.13.b se observa que superan la Prevención del Colapso. La rótulas de las columnas se forman en los mismos niveles que en diagonales, en la Figura 3.13.c superan la Prevención del Colapso.

- Análisis en Dirección Y:

En el caso de las diagonales, las rótulas se forman en su mayoría en el nivel 5 de la estructura, y en la Figura 3.14.c se observa que superan la Prevención del Colapso. La rótulas de las columnas se forman en el nivel 1, y en la Figura 3.14.d se observa la formación de rótulas, sin embargo estas se encuentran bajo el nivel de Ocupación inmediata.

### 3.4 Comentarios

Se observa que en ambas direcciones existen rótulas que presentan un estado que supera la Prevención del Colapso, nivel de desempeño que excede el nivel objetivo de Seguridad de la Vida.

De esta manera, al presentar rótulas que superan el desempeño objetivo para desplazamientos máximos que son menores al desplazamiento objetivo, la estructura no cumple con los criterios de aceptación.

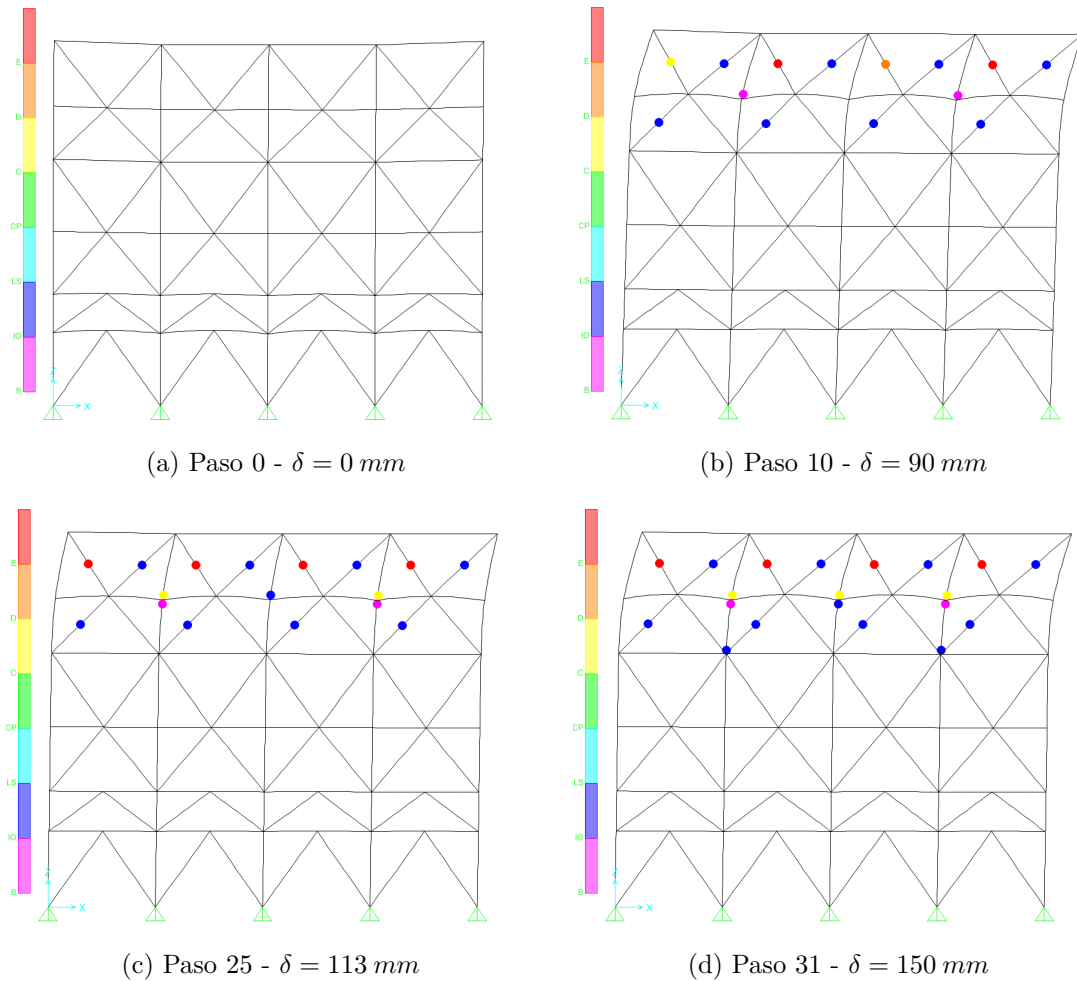
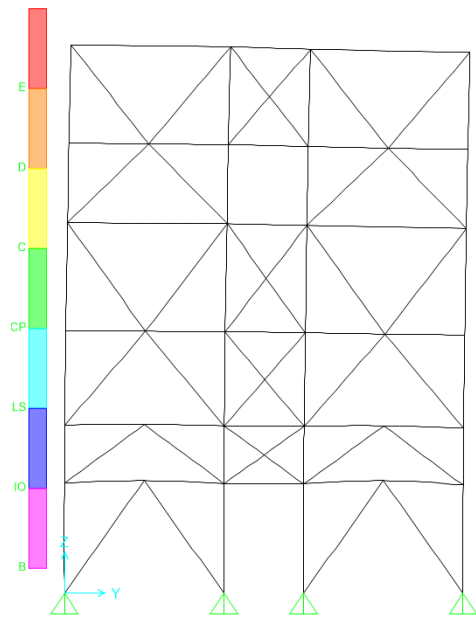
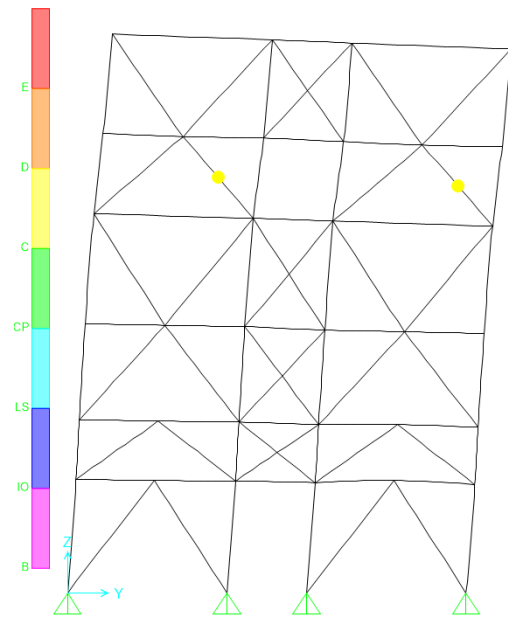


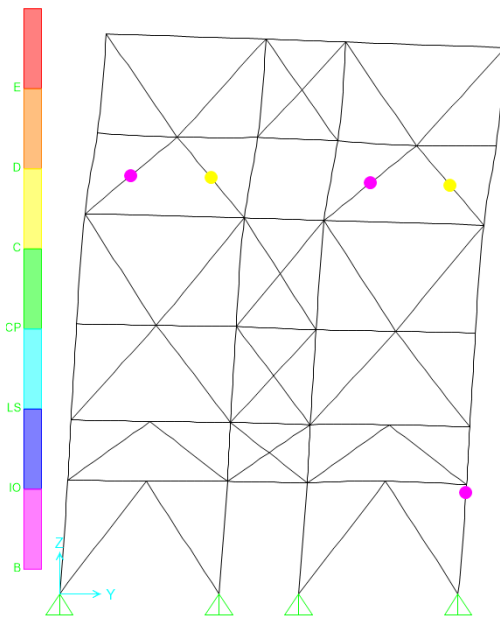
Figura 3.13: Formación de rótulas en Eje D - Dirección X.



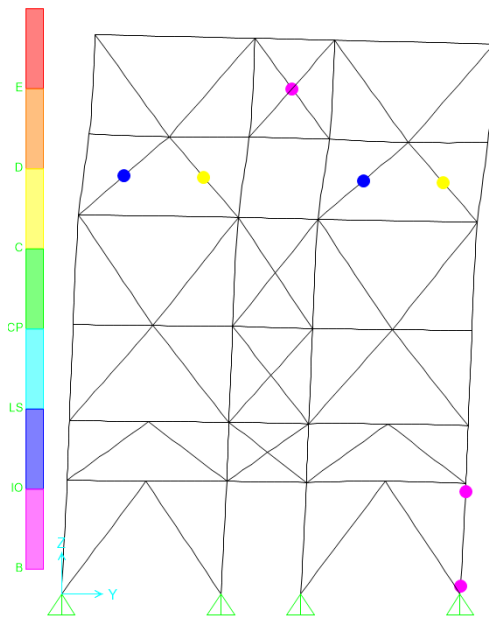
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 42 \text{ mm}$



(c) Paso 4 -  $\delta = 57 \text{ mm}$



(d) Paso 5 -  $\delta = 61 \text{ mm}$

Figura 3.14: Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y.

### 3.3. Opciones de intervención

A continuación, con el objetivo de mejorar el desempeño sísmico de la estructura, se presentan opciones de intervención de esta. Se describen los métodos de rehabilitación, se presentan los resultados y se realizan observaciones de estos.

En estos análisis se tienen las mismas consideraciones que en la evaluación inicial para distribución de fuerzas laterales, nivel de desempeño, nodo de control y definición de rótulas plásticas.

#### 3.3.1. Opción 1: Disminuir longitud de pandeo en diagonales XL

##### 1. Descripción

A partir de los resultados de la evaluación, los perfiles XL superan el nivel de prevención de colapso, específicamente cuando se ven sometidos a compresión. Por lo anterior, se busca aumentar la capacidad a compresión de los perfiles al modificar la longitud de pandeo.

##### 2. Aplicación

Se agregan elementos en los niveles que se encuentren presentes los perfiles XL, siendo esto presentado en la Figura 3.15. Estos se ubican desde la conexión viga-columna del nivel 5 de la estructura hasta el punto medio de las diagonales XL.

Sumado a lo anterior, en el modelo, se divide los elementos diagonales en la intersección con los nuevos elementos, disminuyendo la longitud de pandeo y aumentando la capacidad resistente, siendo este cambio en la capacidad resistente presentado en la Tabla 3.27.

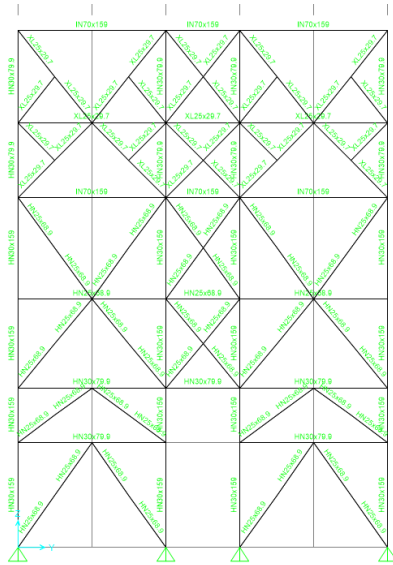
Tabla 3.27: Cambio de resistencia a compresión de perfiles XL.

Perfil	$Pn^o$ [Tonf]	$Pn'$ [Tonf]
XL25x29.7	62	75

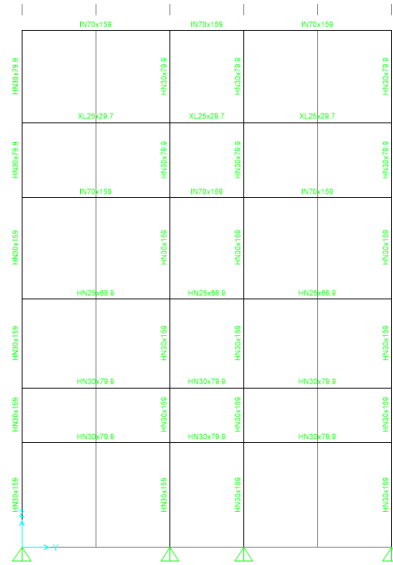
##### 3. Resultados

###### i) Periodo

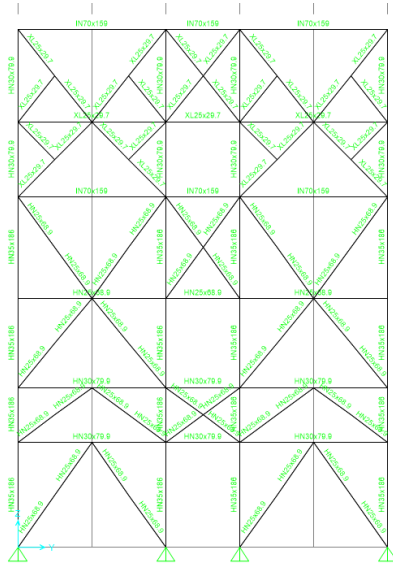
Del análisis, el periodo de la estructura intervenida es 0,514 [s], siendo este igual al original, por lo que los elementos adicionales no modifican la rigidez para la estructura.



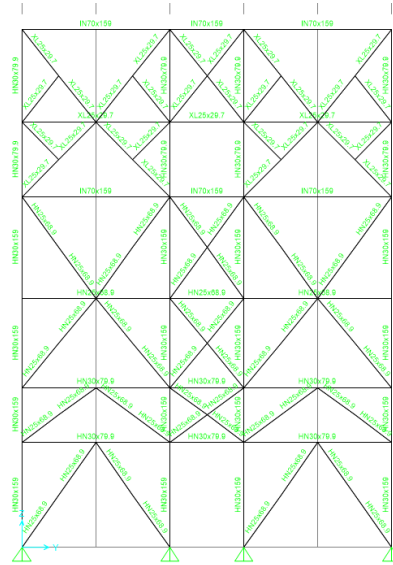
(a) Elevación Eje 1.



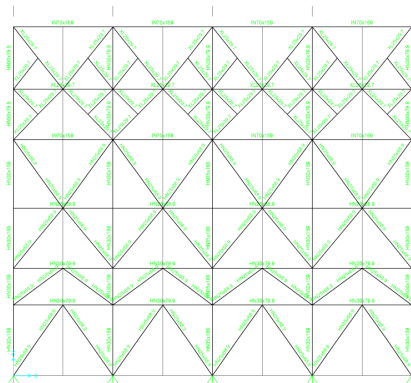
(b) Elevación Ejes 2 y 4.



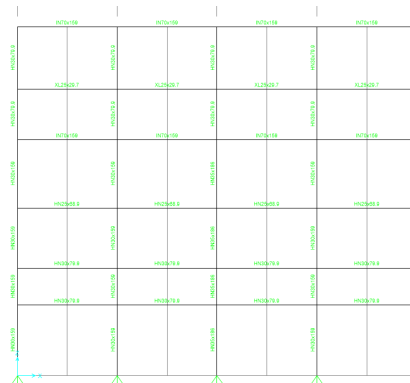
(c) Elevación Eje 3.



(d) Elevación Eje 5.



(e) Elevación Eje A y D.



(f) Elevación Eje B y C.

Figura 3.15: Vistas en Elevación - Intervención 1.



## ii) Curva de capacidad y reacciones basales

En la Figura 3.16 se presenta la curva de capacidad obtenida para el análisis de la intervención, incluyendo la curva de la estructura original y el cortante basal calculado según NCh2369. En esta se observa que en ambas curvas el desplazamiento máximo es menor al alcanzado en la evaluación inicial, sin la presencia de una zona de pérdida de capacidad. Además se aprecia una similitud en el rango elástico, presentando un leve aumento de capacidad en la curva intervenida a medida que se produce el endurecimiento en la curva original.

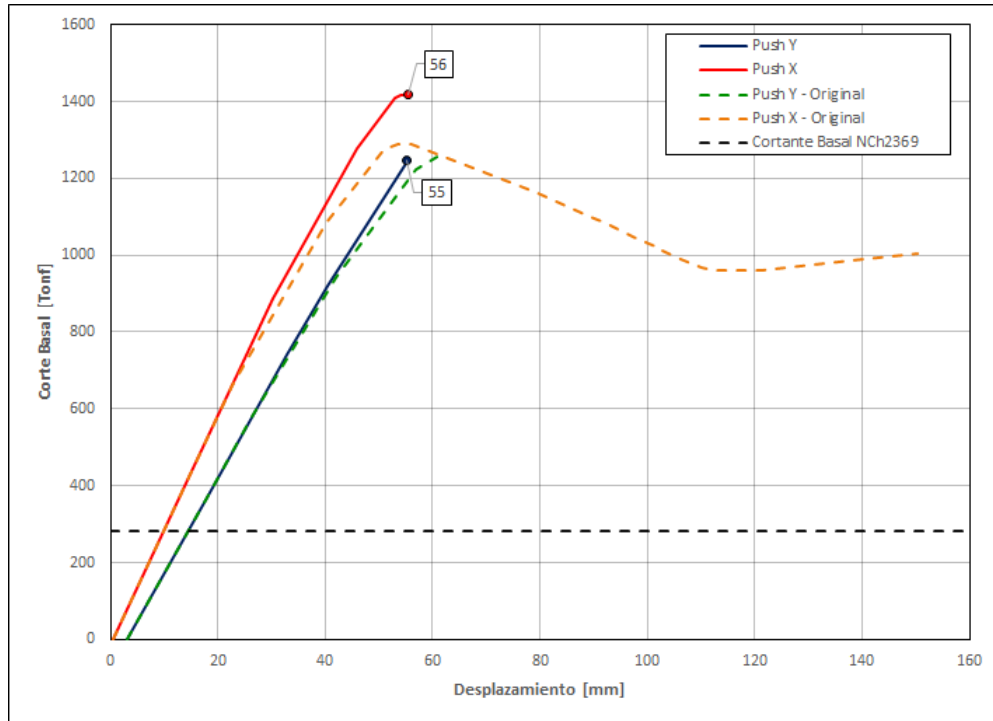


Figura 3.16: Curva de capacidad - Intervención 1.

En la Tabla 3.28 se presentan las reacciones en la base para el máximo valor de la curva de capacidad.

Tabla 3.28: Reacciones basales para cortante basal máximo - Intervención 1.

Dirección	$\delta_{Max}$ [mm]	$V_X$ [Tonf]	$V_Y$ [Tonf]	$P$ [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
X	56	1419	0	3154	28033	65339
Y	55	0	1245	3154	50352	39906

## iii) Desplazamientos

En la Figura 3.16 se resaltan los desplazamientos del nodo de control para las direcciones de análisis X e Y, siendo estos  $\delta_X = 56$  [mm] y  $\delta_Y = 55$  [mm], respectivamente. Para estos valores se verifica el estado de las rótulas plásticas.

Se observa que en ambas direcciones no se registran desplazamientos cercanos al valor objetivo presentado en la Tabla 3.23.

#### iv) Estado de rótulas

En las Tablas 3.29 y 3.30 se presenta el estado de las rótulas para el desplazamiento que se encuentre más cercano al desplazamiento objetivo en las direcciones X e Y, respectivamente.

Tabla 3.29: Estado de rótulas  
- Dirección X - Intervención 1  
-  $\delta = 56$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	1254
Bajo SV	0
Sobre PC	12

Tabla 3.30: Estado de rótulas  
- Dirección Y - Intervención 1  
-  $\delta = 55$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	1262
Bajo SV	0
Sobre PC	4

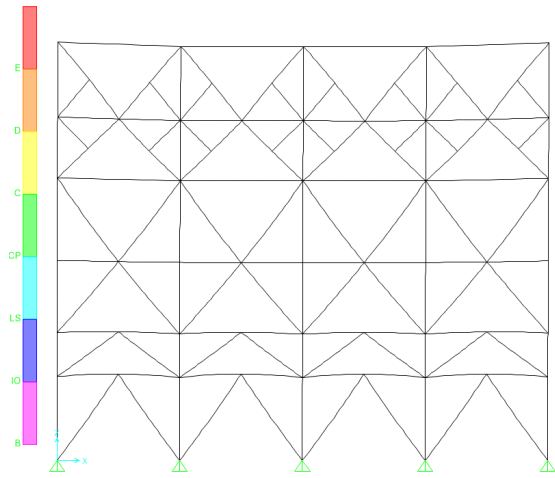
En las Figuras 3.17 y 3.18 se observa el desarrollo de las rótulas a medida que avanza el análisis para las direcciones X e Y, respectivamente.

- Análisis en Dirección X:  
En el caso de las diagonales, las rótulas se forman en los niveles 4, 5 y 6 de la estructura, y en la Figura 3.17.b se observa que superan la Prevención del Colapso. No se aprecia la formación de rótulas en columnas.
- Análisis en Dirección Y:  
En el caso de las diagonales, las rótulas se forman en su mayoría en el nivel 5 de la estructura, y en la Figura 3.18.d se observa la formación de rótulas sobre Prevención del colapso. Las rótulas de las columnas se observan en la Figura B.6.d las que no exceden el nivel de Ocupación inmediata.

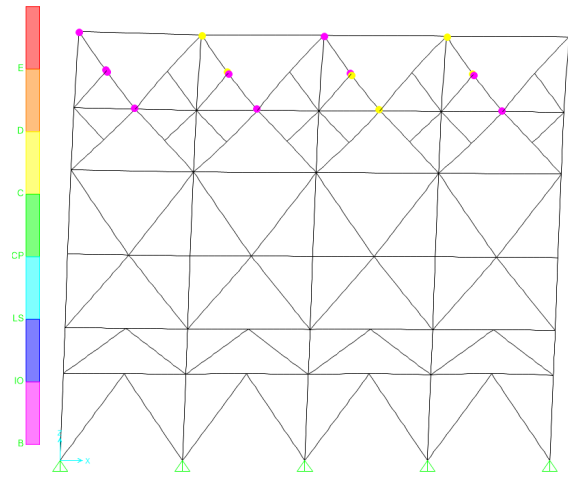
## 4. Comentarios

Se observa que en ambas direcciones existen rótulas que presentan un estado que supera la Prevención del Colapso, excediendo el nivel objetivo de Seguridad de la Vida. Los niveles de desplazamientos alcanzados en el análisis son menores a los registrados en la situación inicial, lo cual se asocia a que los elementos encargados de disminuir la longitud de pandeo restringen la deformación lateral de los niveles superiores, por lo cual el nodo de control se desplaza menos.

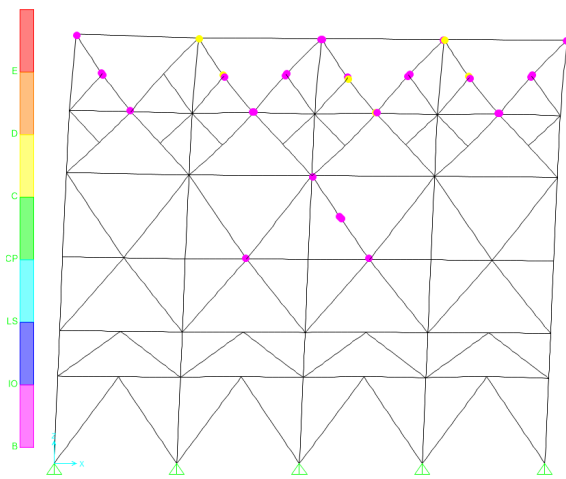
De esta manera, al presentar rótulas que superan el desempeño objetivo para desplazamientos máximos que son menores al desplazamiento objetivo, la estructura no cumple con los criterios de aceptación.



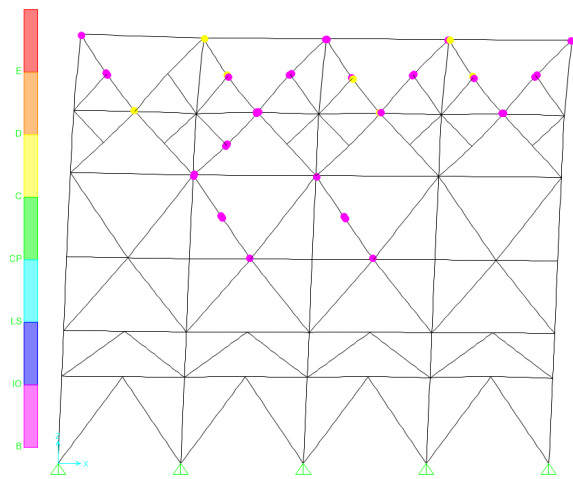
(a) Paso 0 -  $\delta = 0 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 46 \text{ mm}$

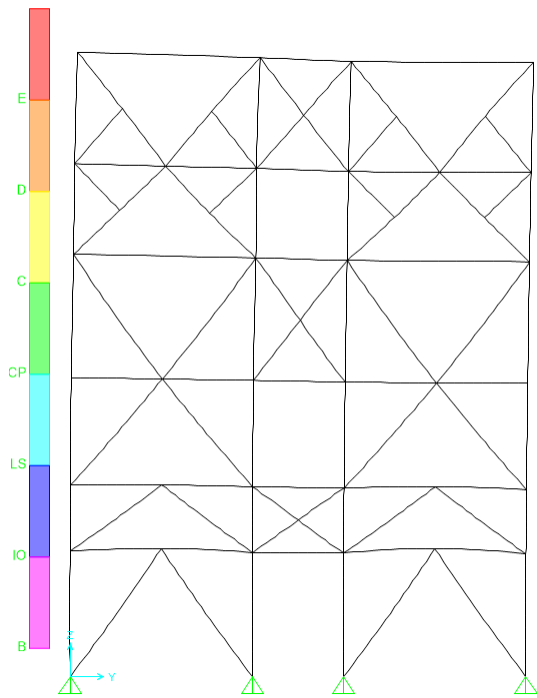


(c) Paso 5 -  $\delta = 53 \text{ mm}$

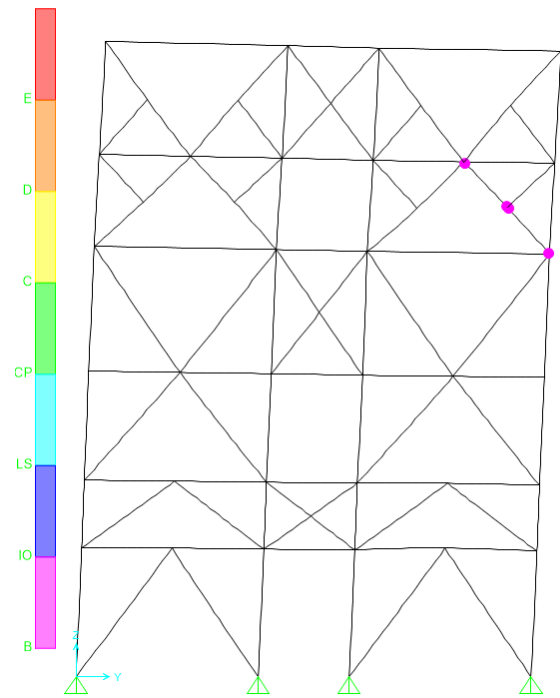


(d) Paso 8 -  $\delta = 56 \text{ mm}$

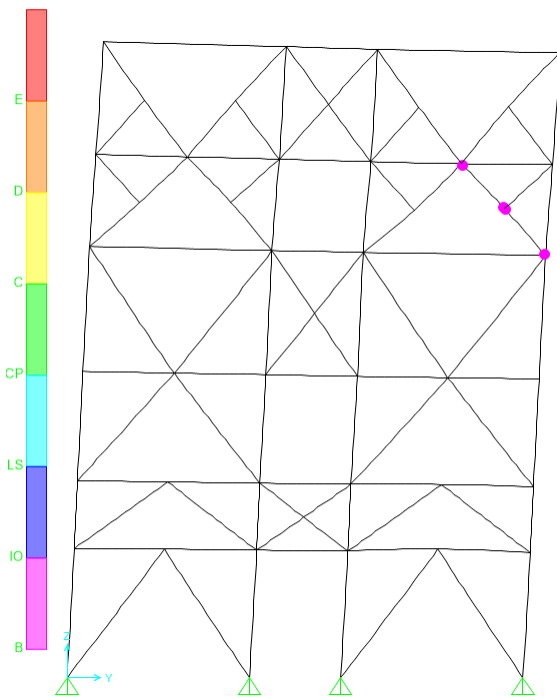
Figura 3.17: Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Intervención 1.



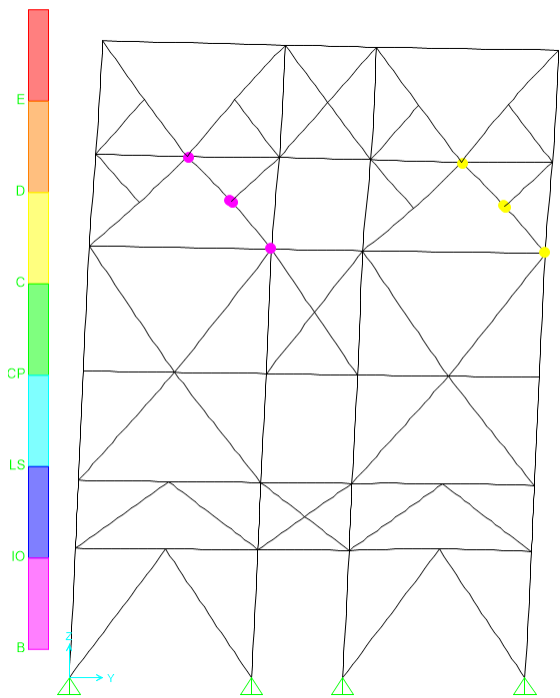
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 33 \text{ mm}$



(c) Paso 3 -  $\delta = 40 \text{ mm}$



(d) Paso 4 -  $\delta = 55 \text{ mm}$

Figura 3.18: Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y - Intervención 1.

### 3.3.2. Opción 2: Reemplazar diagonales XL

#### 1. Descripción

A partir de los resultados de la evaluación, los perfiles XL superan el nivel de prevención de colapso, por lo que se considera cambiar este perfil en las diagonales de los niveles superiores. Para su reemplazo se utiliza el perfil HN20x69.4, el cual se escoge de un catalogo de perfiles de acero, específicamente perfiles HN, en donde se busca aumentar la capacidad resistente a compresión y evitar elementos esbeltos.

#### 2. Aplicación

En el modelo se reemplazan los perfiles XL utilizados como diagonales en los niveles 5 y 6, en todos los marcos de la estructura. Se mantiene la misma distribución geométrica de los elementos que la estructura original, siendo la capacidad resistente y la definición de rótulas plásticas de cada elemento ajustada al nuevo perfil.

En las Tablas 3.31 y 3.32 se presentan las propiedades y la capacidad del perfil, respectivamente.

Tabla 3.31: Propiedades de perfil HN20x69.4.

Sección	$d$ [cm]	$b_f$ [cm]	$t_f$ [cm]	$t_w$ [cm]	Área [cm <sup>2</sup> ]	$J$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{33}$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{22}$ [cm <sup>4</sup> ]
HN20x69.4	20	20	1,8	1	88,4	78,6	6349	2401

Tabla 3.32: Capacidad perfil HN20x69.4 - Tracción, compresión y flexión.

Perfil	P+ [Tonf]	P- [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
HN20x69.4	223	142	16,3	9,2

### 3. Resultados

#### i) Periodo

Del análisis, el periodo de la estructura intervenida es 0,494 [s], este menor al original, por lo que el uso del perfil HN20x69.4 genera un aumento en la rigidez lateral de la estructura.

#### ii) Curva de capacidad y reacciones basales

En la Figura 3.19 se presenta la curva de capacidad obtenida para el análisis de la intervención, incluyendo la curva de la estructura original y el cortante basal calculado según NCh2369. En esta se observa que el desplazamiento máximo es menor al alcanzado en la evaluación inicial, presentando la región elástica curva y el inicio de la zona de endurecimiento, sin la presencia de una zona de pérdida de capacidad.

En ambos casos se aprecia un aumento considerable de la pendiente de la curva con respecto a la original, siendo esto consistente con el aumento de rigidez de la

estructura. También se aprecia un aumento cercano al doble de la capacidad máxima en la dirección X del análisis, mientras que para la dirección Y este aumento es leve en comparación al original.

En la Tabla 3.33 se presentan las reacciones en la base para el máximo valor de la curva de capacidad.

Tabla 3.33: Reacciones basales para cortante basal máximo - Intervención 2.

Dirección	$\delta_{Max}$ [mm]	$V_X$ [Tonf]	$V_Y$ [Tonf]	$P$ [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
X	83	2630	0	3161	28088	87125
Y	46	0	1254	3162	50562	39992

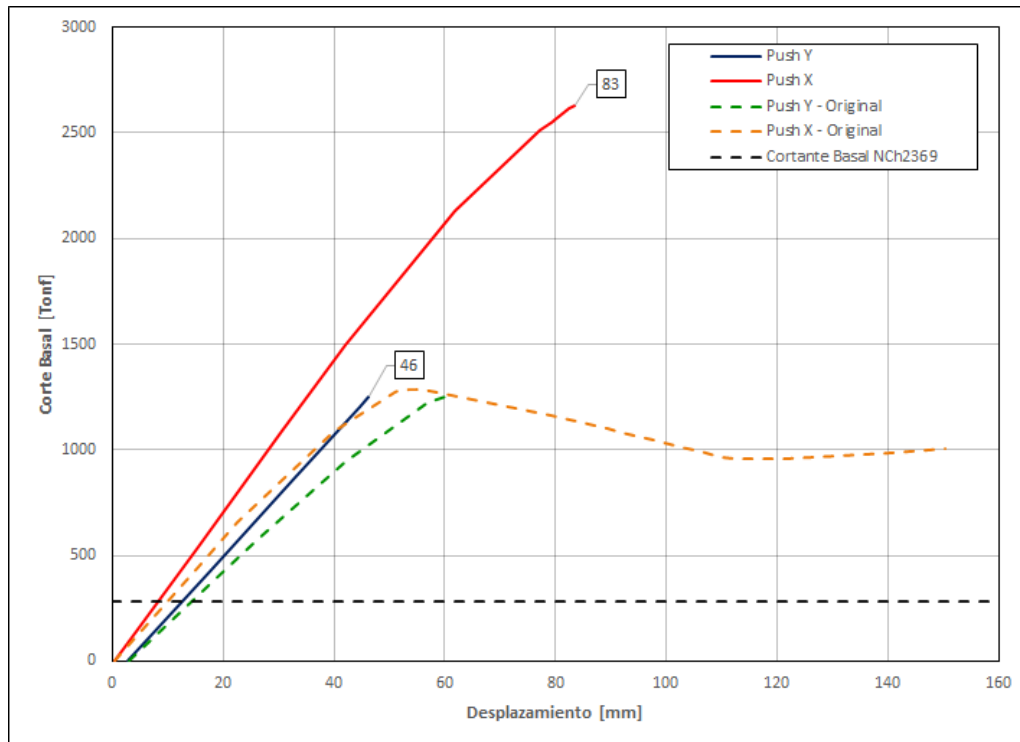


Figura 3.19: Curva de capacidad - Intervención 2.

### iii) Desplazamientos

En la Figura 3.19 se resaltan los desplazamientos del nodo de control para las direcciones de análisis X e Y, siendo estos  $\delta_X = 83$  [mm] y  $\delta_Y = 46$  [mm], respectivamente. Para estos valores se verifica el estado de las rótulas plásticas.

Se observa que en ambas direcciones no se registran desplazamientos cercanos al valor objetivo presentado en la Tabla 3.23.

#### iv) Estado de rótulas

En las Tablas 3.34 y 3.35 se presenta el estado de las rótulas para el desplazamiento que se encuentre más cercano al desplazamiento objetivo en las direcciones X e Y, respectivamente.

Tabla 3.34: Estado de rótulas  
- Dirección X - Intervención 2  
-  $\delta = 83$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	573
Bajo SV	0
Sobre PC	11

Tabla 3.35: Estado de rótulas  
- Dirección Y - Intervención 2  
-  $\delta = 46$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	548
Bajo SV	0
Sobre PC	0

En las Figuras 3.20 y 3.21 se observa el desarrollo de las rótulas a medida que avanza el análisis para las direcciones X e Y, respectivamente.

- Análisis en Dirección X:

En el caso de las diagonales, las rótulas se forman en el nivel 6 de la estructura, y en la Figura 3.20.c se observa que superan la Prevención del Colapso. En el caso de las columnas, las rótulas se forman en el nivel 1, superando la Prevención del Colapso para el mismo desplazamiento.

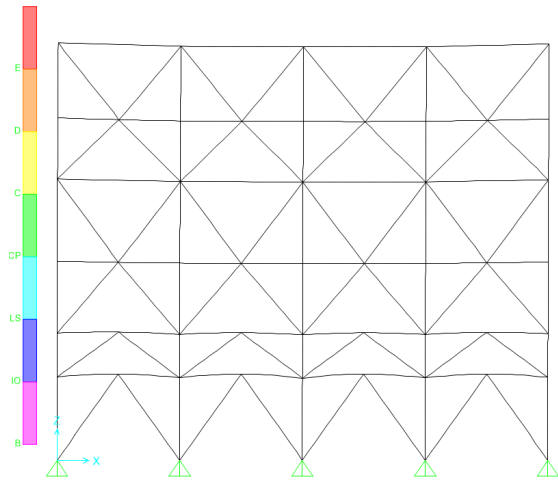
- Análisis en Dirección Y:

En el caso de las columnas, las rótulas se forman el nivel 1 de la estructura, y en la Figura 3.21.d se observa la formación de rótulas que no exceden el nivel de Ocupación inmediata. No se aprecia la formación de rótulas en diagonales.

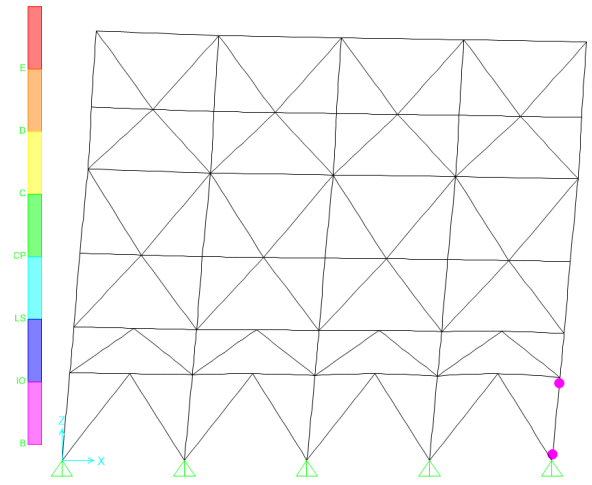
#### 4. Comentarios

Se observa que en la dirección X del análisis existen elementos que superan el nivel de desempeño Prevención de Colapso. En el caso de la dirección Y las rótulas no superan la Ocupación Inmediata, deteniéndose el análisis antes de alcanzar el desplazamiento objetivo o superar el nivel de Seguridad de la Vida. Lo anterior se podría asociar a un problema de estabilidad dentro del rango elástico de la estructura, por lo que el programa no continúa el cálculo al alcanzar este punto.

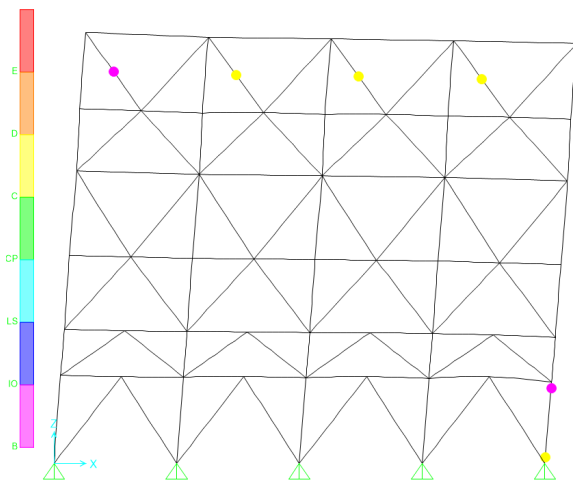
De esta manera, al presentar rótulas que superan el desempeño objetivo, la estructura no cumple con los criterios de aceptación.



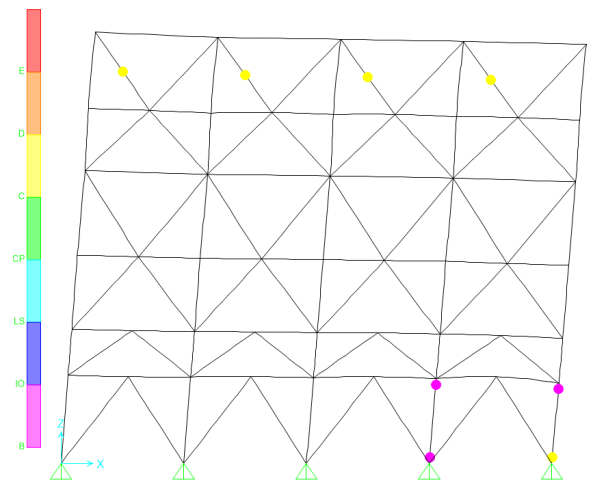
(a) Paso 0 -  $\delta = 0 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 42 \text{ mm}$



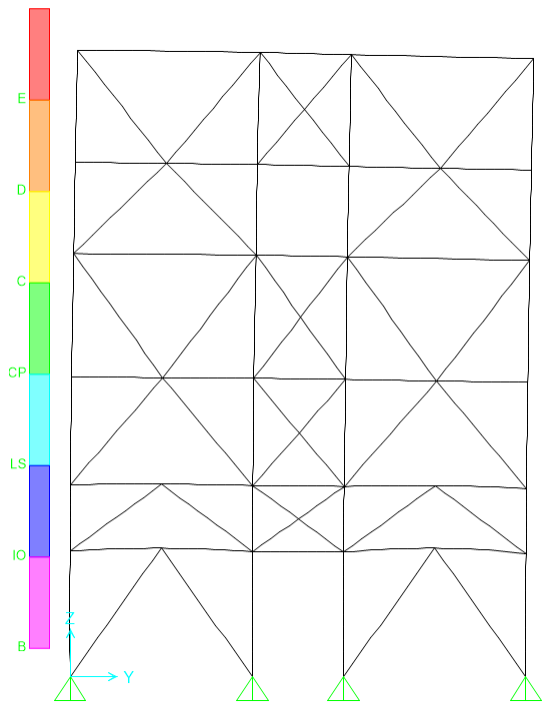
(c) Paso 5 -  $\delta = 77 \text{ mm}$



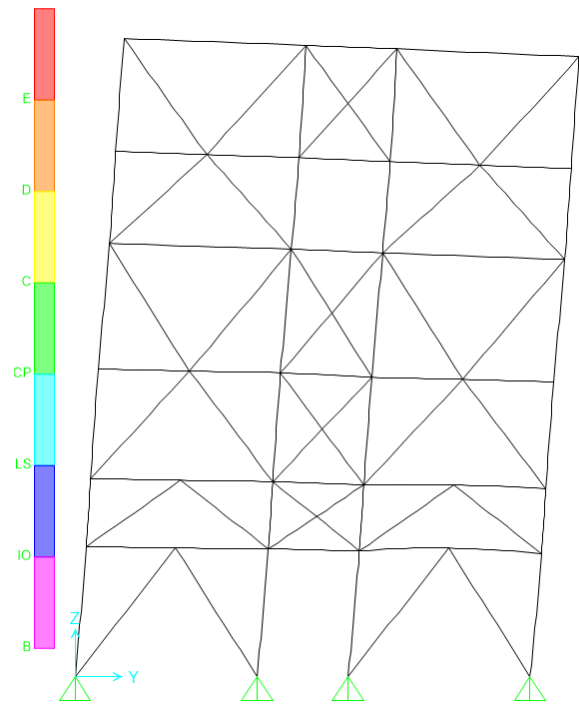
(d) Paso 12 -  $\delta = 83 \text{ mm}$

Figura 3.20: Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Intervención 2.

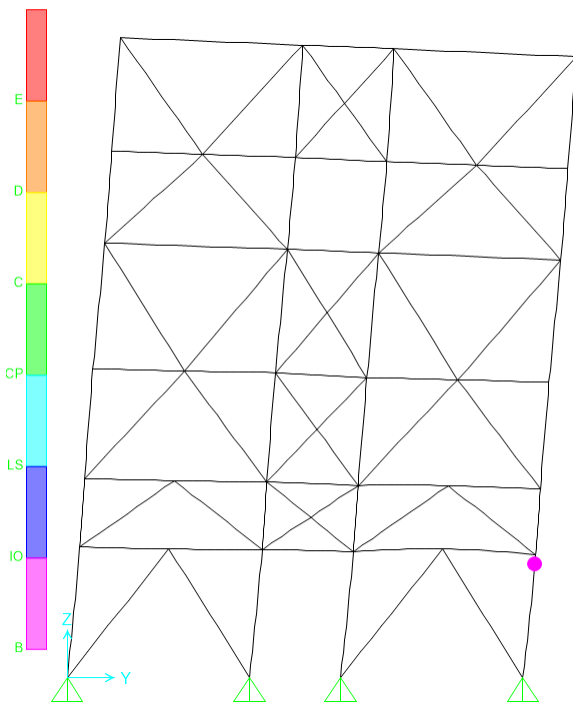




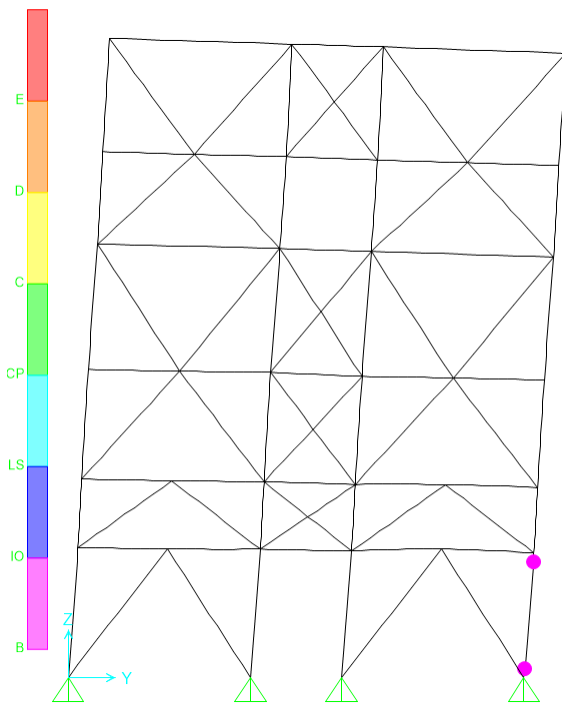
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 33 \text{ mm}$



(c) Paso 3 -  $\delta = 45 \text{ mm}$



(d) Paso 4 -  $\delta = 46 \text{ mm}$

Figura 3.21: Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y - Intervención 2.

### 3.3.3. Opción 3: Arriostrar marcos internos

#### 1. Descripción

Al observar que los elementos que superan el desempeño objetivo son los perfiles XL encargados de resistir las fuerzas laterales y considerando que los arriostramientos se ubican en los marcos exteriores y en el marco central, dejando los marcos intermedios solo resistentes a cargas gravitacionales, se decide agregar elementos diagonales en los marcos internos con la idea de distribuir las fuerzas en una mayor cantidad de elementos.

#### 2. Aplicación

Se agregan elementos diagonales en los marcos interiores. En el caso de los marcos ubicados en los Ejes B y C se replica las distribución de perfiles de los marcos ubicados en los Ejes A y D, mientras que para los Ejes 2 y 4 se replica la distribución del Eje 3. Se mantiene la capacidad resistente y la definición de rótulas plásticas de estos elementos.

#### 3. Resultados

##### i) Periodo

Del análisis, el periodo de la estructura intervenida es 0,419 [s], este menor al original, por lo que arriostrar los marcos interiores genera un aumento de rigidez lateral considerable en la estructura.

##### ii) Curva de capacidad y reacciones basales

En la Figura 3.22 se presenta la curva de capacidad obtenida para el análisis de la intervención, incluyendo la curva de la estructura original y el cortante basal calculado según NCh2369. En esta se observa que para el análisis en X el desplazamiento máximo es cercano al alcanzado en la evaluación inicial, presentando un comportamiento similar donde se observan las regiones elásticas, de endurecimiento y de pérdida de resistencia. Por otro lado, en la dirección Y solo se aprecia el sector lineal de la curva.

En ambos casos se aprecia un aumento considerable de la pendiente de la curva con respecto a la original, siendo esto asociado a una mayor rigidez de la estructura. Además, en la dirección X se aprecia un aumento de cercano al doble de la capacidad máxima. En el caso de la dirección Y, al comparar para el desplazamiento máximo, el aumento presenta la misma tendencia.

En la Tabla 3.36 se presentan las reacciones en la base para el máximo valor de la curva de capacidad.

Tabla 3.36: Reacciones basales para cortante basal máximo - Intervención 3.

Dirección	$\delta_{Max}$ [mm]	$V_X$ [Tonf]	$V_Y$ [Tonf]	$P$ [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
X	57	2577	0	3191	28308	86531
Y	46	0	1556	3191	56191	40346

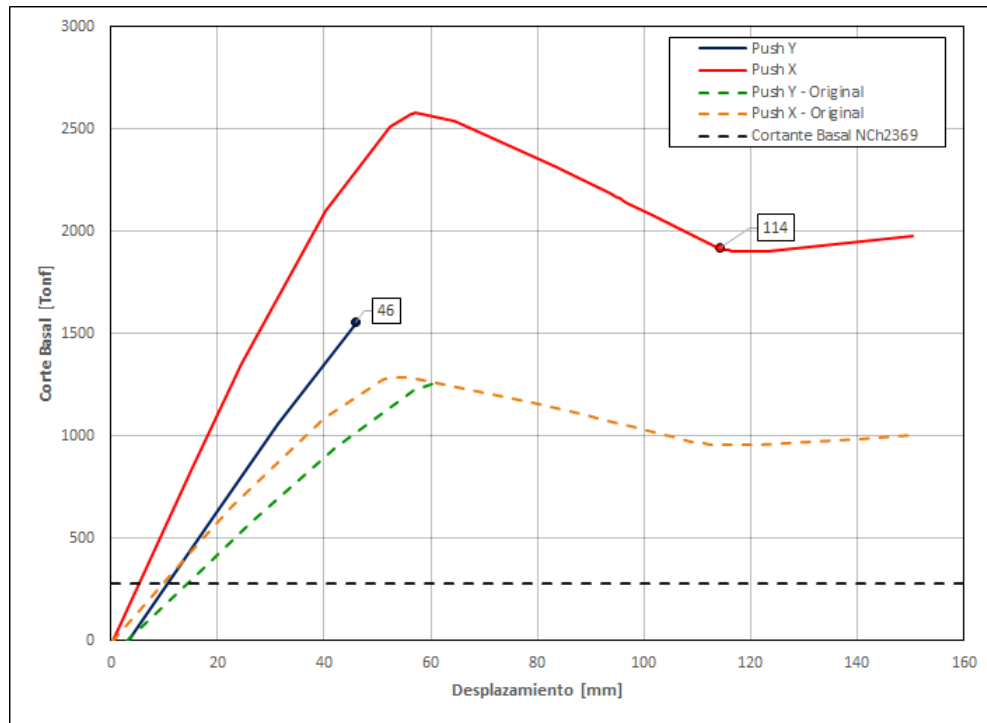


Figura 3.22: Curva de capacidad - Intervención 3.

### iii) Desplazamientos

En la Figura 3.22 se resaltan los desplazamientos del nodo de control para las direcciones de análisis X e Y, siendo estos  $\delta_X = 114$  [mm] y  $\delta_Y = 46$  [mm], respectivamente. Para estos valores se verifica el estado de las rótulas plásticas.

Para el análisis en la dirección X se registra un desplazamiento del nodo cercano al presentado en la Tabla 3.23. En el caso de la dirección Y esto no ocurre.

### iv) Estado de rótulas

En las Tablas 3.37 y 3.38 se presenta el estado de las rótulas para el desplazamiento que se encuentre más cercano al desplazamiento objetivo en las direcciones X e Y, respectivamente.

Tabla 3.37: Estado de rótulas  
- Dirección X - Intervención 3  
-  $\delta = 114$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	686
Bajo SV	35
Sobre PC	19

Tabla 3.38: Estado de rótulas  
- Dirección Y - Intervención 3  
-  $\delta = 46$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	734
Bajo SV	0
Sobre PC	6

En las Figuras 3.23 y 3.24 se observa el desarrollo de las rótulas a medida que avanza el análisis para las direcciones X e Y, respectivamente.

- Análisis en Dirección X:

En el caso de las diagonales, las rótulas se forman los niveles 5 y 6 de la estructura, y en la Figura 3.23.b se observa que superan la Prevención del Colapso. En el caso de las columnas, las rótulas se forman en el nivel 1, superando la Prevención del Colapso en la misma figura. Luego se forman rótulas en las columnas de los niveles 5 y 6, lo que se observa en las Figuras 3.23.c y 3.23.d.

- Análisis en Dirección Y:

En el caso de las diagonales, las rótulas se forman en el nivel 5 de la estructura, superando la Prevención del Colapso en la Figura 3.24.d. En el caso de las columnas, las rótulas se forman el nivel 1 de la estructura, en donde no se supera el nivel de Ocupación Inmediata, lo que se observa en la Figura 3.24.d.

#### 4. Comentarios

Se observa que en ambas direcciones existen rótulas que presentan un estado que supera la Prevención del Colapso, excediendo el nivel objetivo de Seguridad de la Vida.

De esta manera, al presentar rótulas que superan el desempeño objetivo, la estructura no cumple con los criterios de aceptación.

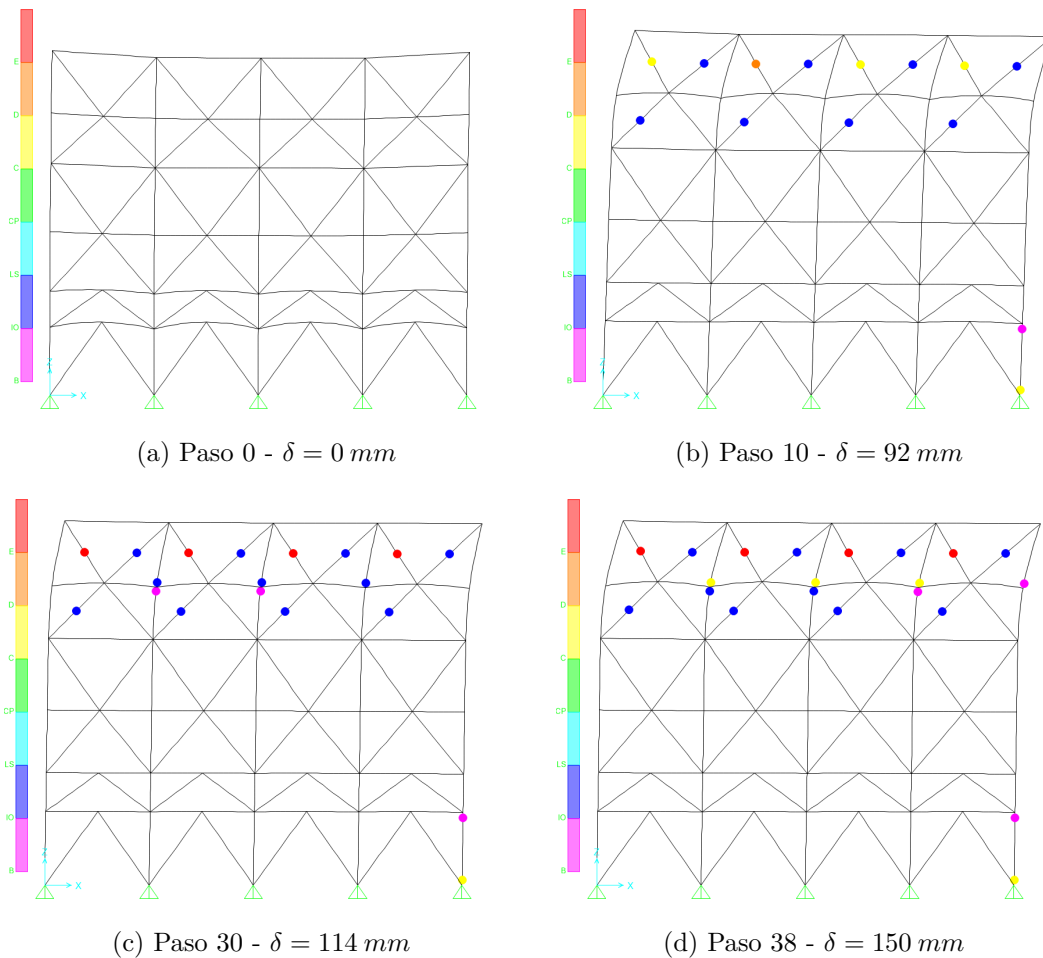
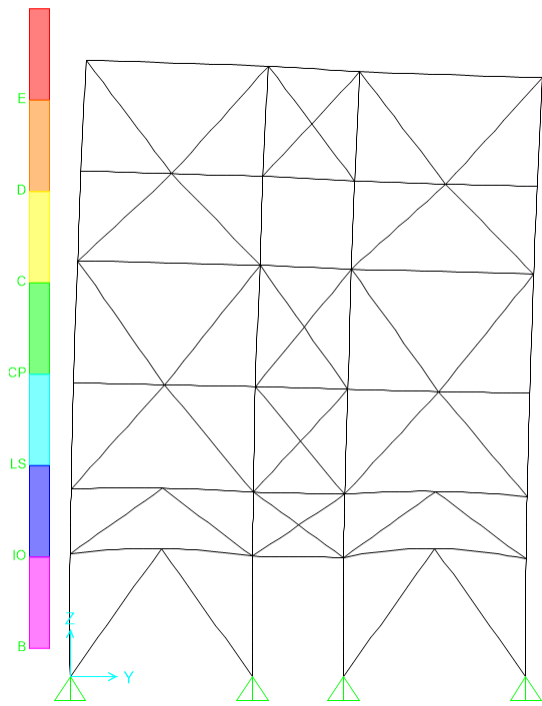
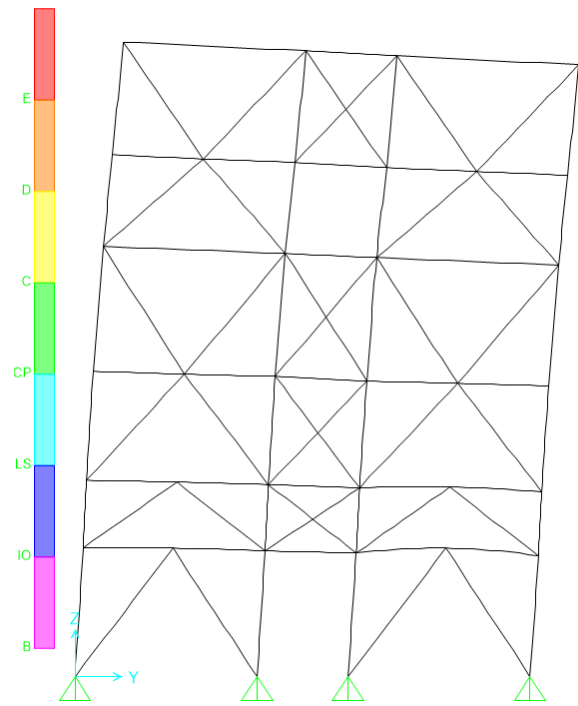


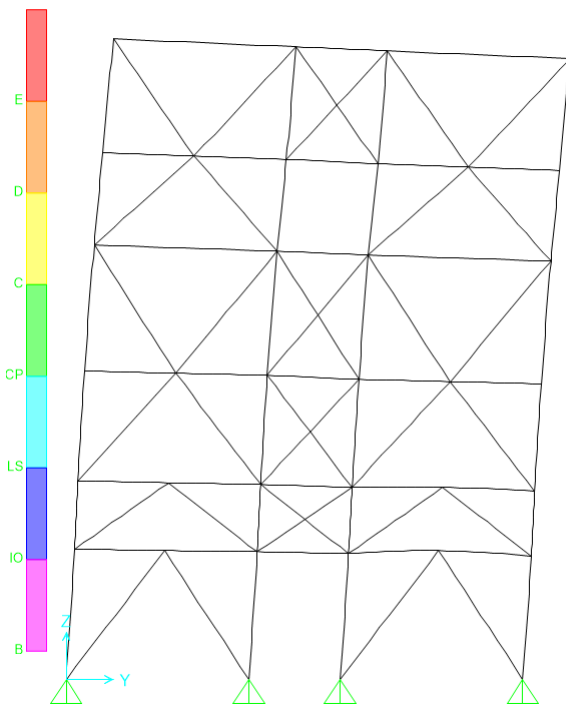
Figura 3.23: Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Intervención 3.



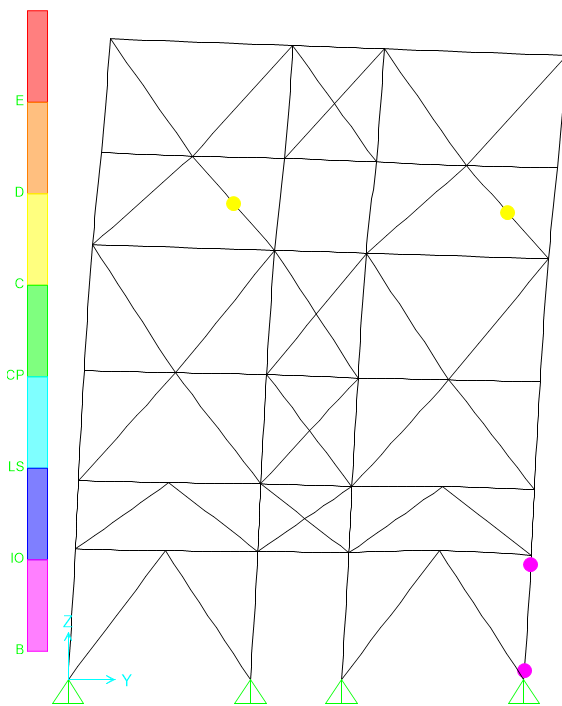
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 1 -  $\delta = 18 \text{ mm}$



(c) Paso 2 -  $\delta = 31 \text{ mm}$



(d) Paso 3 -  $\delta = 46 \text{ mm}$

Figura 3.24: Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y - Intervención 3.

### 3.3.4. Opción 4: Modificar diagonales del nivel 2

#### 1. Descripción

Se observa una diferencia entre las diagonales de los niveles 1 y 2 con las ubicadas en los niveles 3 al 6. En los niveles superiores se intercala entre arriostramientos en V invertida y en V, generando una forma de X entre los niveles 3-4 y 5-6. Por otro lado, en los niveles 1 y 2 se utilizan arriostramientos en V invertida. Con el objetivo de generar una estructura lo más simétrica posible, se modifican las diagonales del nivel 2 replicar el comportamiento en los niveles superiores.

#### 2. Aplicación

Se modifica la disposición de las diagonales en el nivel 2, siendo esto presentado en la Figura 3.25. En este caso se considera el mismo perfil utilizado previamente, solo se modifica la distribución geométrica de los elementos, siendo la capacidad resistente y la definición de rótulas plásticas la misma de los elementos iniciales.

#### 3. Resultados

##### i) Periodo

Del análisis, el periodo de la estructura intervenida es 0,492 [s], este es menor al original. Este resultado indica que al rotar los elementos, sin modificar su largo ni sus propiedades resistentes, se produce un leve aumento de rigidez en la estructura.

##### ii) Curva de capacidad y reacciones basales

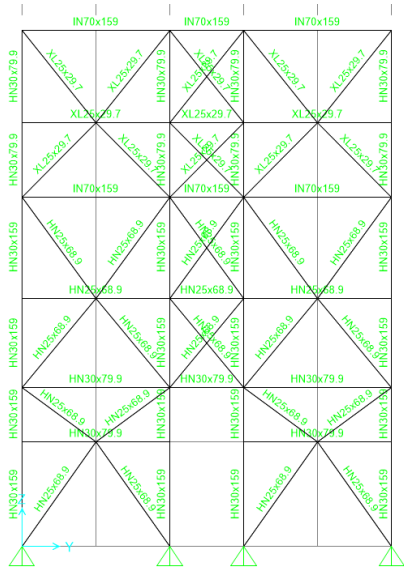
En la Figura 3.26 se presenta la curva de capacidad obtenida para el análisis de la intervención, incluyendo la curva de la estructura original y el cortante basal calculado según NCh2369.

Para el análisis en la dirección X se observa que en la región elástica se presenta un leve aumento de capacidad y, luego de pasar por la zona de endurecimiento, se presenta una leve disminución a los de la estructura original. En el caso del análisis en la dirección Y, se tienen capacidades que superan a la curva original en todo momento, incluso se desarrollan las zonas de endurecimiento y la pérdida de capacidad que no existen en la curva original.

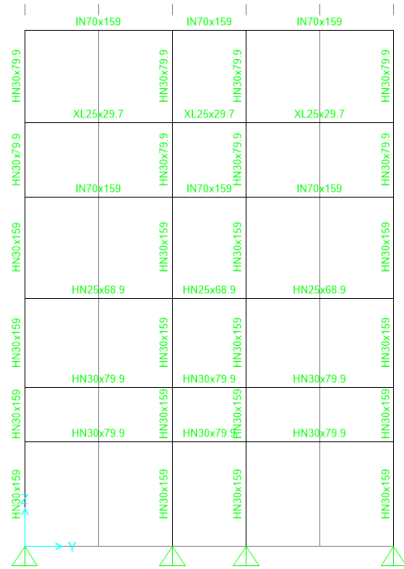
En la Tabla 3.39 se presentan las reacciones en la base para el máximo valor de la curva de capacidad.

Tabla 3.39: Reacciones basales para cortante basal máximo - Intervención 4.

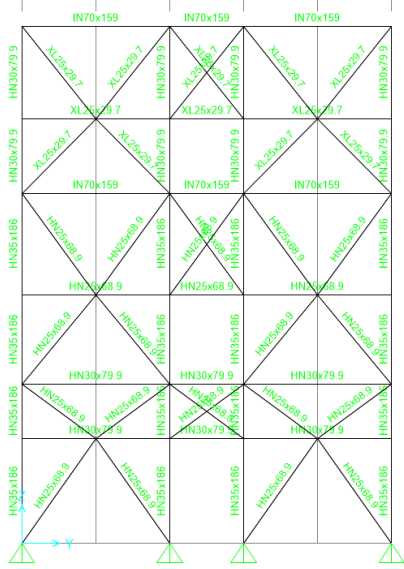
Dirección	$\delta_{Max}$ [mm]	$V_X$ [Tonf]	$V_Y$ [Tonf]	$P$ [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
X	53	1287	0	3150	28004	62922
Y	69	0	1300	3150	51305	39860



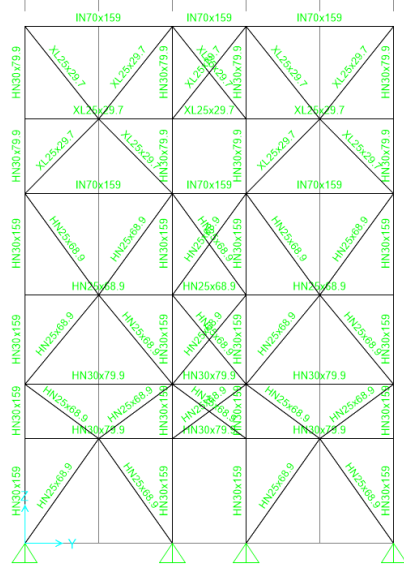
(a) Elevación Eje 1.



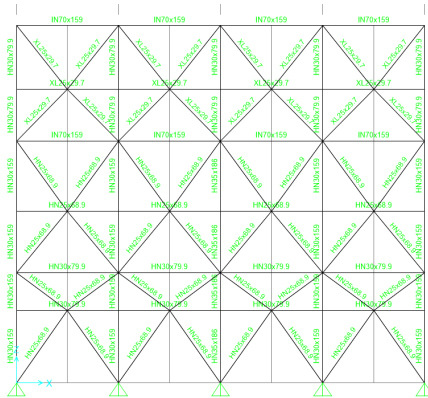
(b) Elevación Ejes 2 y 4.



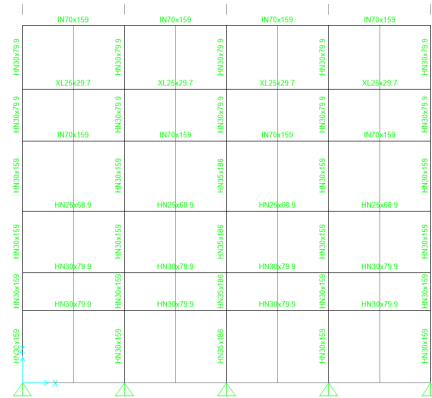
(c) Elevación Eje 3.



(d) Elevación Eje 5.



(e) Elevación Eje A y D.



(f) Elevación Eje B y C.

Figura 3.25: Vistas en Elevación - Intervención 4.

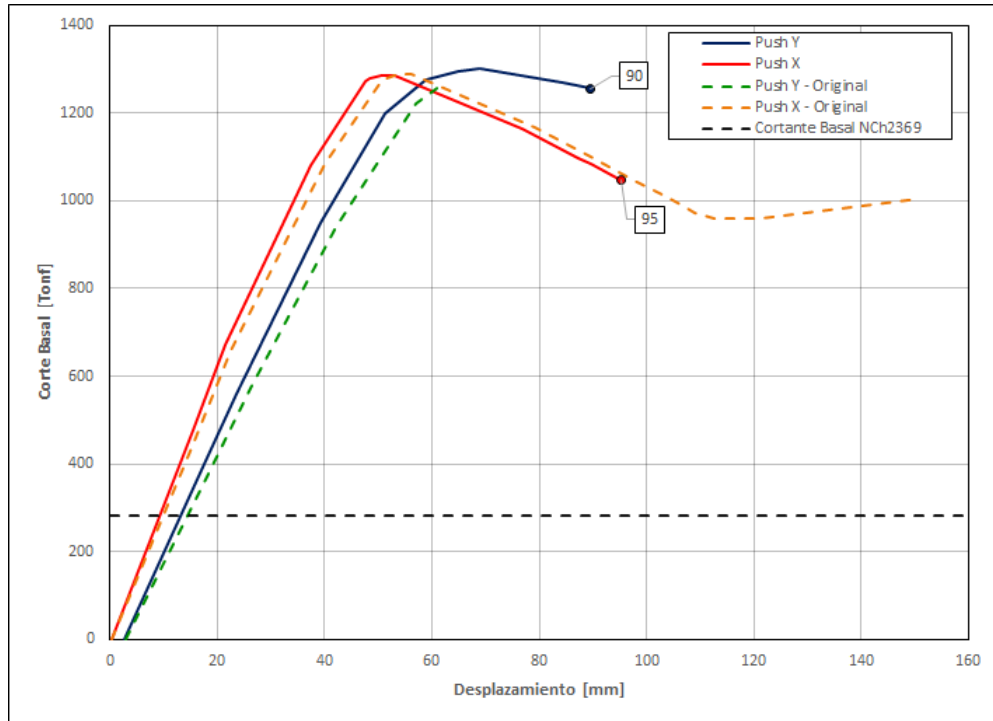


Figura 3.26: Curva de capacidad - Intervención 4.

### iii) Desplazamientos

En la Figura 3.26 se resaltan los desplazamientos del nodo de control para las direcciones de análisis X e Y, siendo estos  $\delta_X = 95$  [mm] y  $\delta_Y = 90$  [mm], respectivamente. Para estos valores se verifica el estado de las rótulas plásticas.

Se observa que en ambas direcciones no se registran desplazamientos cercanos al valor objetivo presentado en la Tabla 3.23. Sin embargo, en el caso de la dirección Y se obtiene el desplazamiento más cercano entre las opciones de intervención estudiadas.

### iv) Estado de rótulas

En las Tablas 3.40 y 3.41 se presenta el estado de las rótulas para el desplazamiento que se encuentre más cercano al desplazamiento objetivo en las direcciones X e Y, respectivamente.

Tabla 3.40: Estado de rótulas  
- Dirección X - Intervención 4  
-  $\delta = 95$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	558
Bajo SV	18
Sobre PC	8

Tabla 3.41: Estado de rótulas  
- Dirección Y - Intervención 4  
-  $\delta = 90$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	553
Bajo SV	17
Sobre PC	14

En las Figuras 3.27 y 3.28 se observa el desarrollo de las rótulas a medida que avanza el análisis para las direcciones X e Y, respectivamente.



- Análisis en Dirección X:

En el caso de las diagonales, las rótulas se forman los niveles 5 y 6 de la estructura, y en la Figura 3.27.b se observa que superan la Prevención del Colapso. En el caso de las columnas, las rótulas se forman en los mismos niveles, superando la Ocupación Inmediata en la Figura 3.27.c.

- Análisis en Dirección Y:

En el caso de las diagonales, las rótulas se forman los niveles 5 y 6 de la estructura, y en la Figura 3.28.b se observa que superan la Prevención del Colapso. En el caso de las columnas, las rótulas se forman las columnas del nivel 5, superando la Prevención del Colapso en la Figura 3.28.d.

#### 4. Comentarios

Se observa que en ambas direcciones existen rótulas que presentan un estado que supera la Prevención del Colapso, nivel de desempeño que excede el nivel objetivo de Seguridad de la Vida.

De esta manera, al presentar rótulas que superan el desempeño objetivo para desplazamientos máximos que son menores al desplazamiento objetivo, la estructura no cumple con los criterios de aceptación.

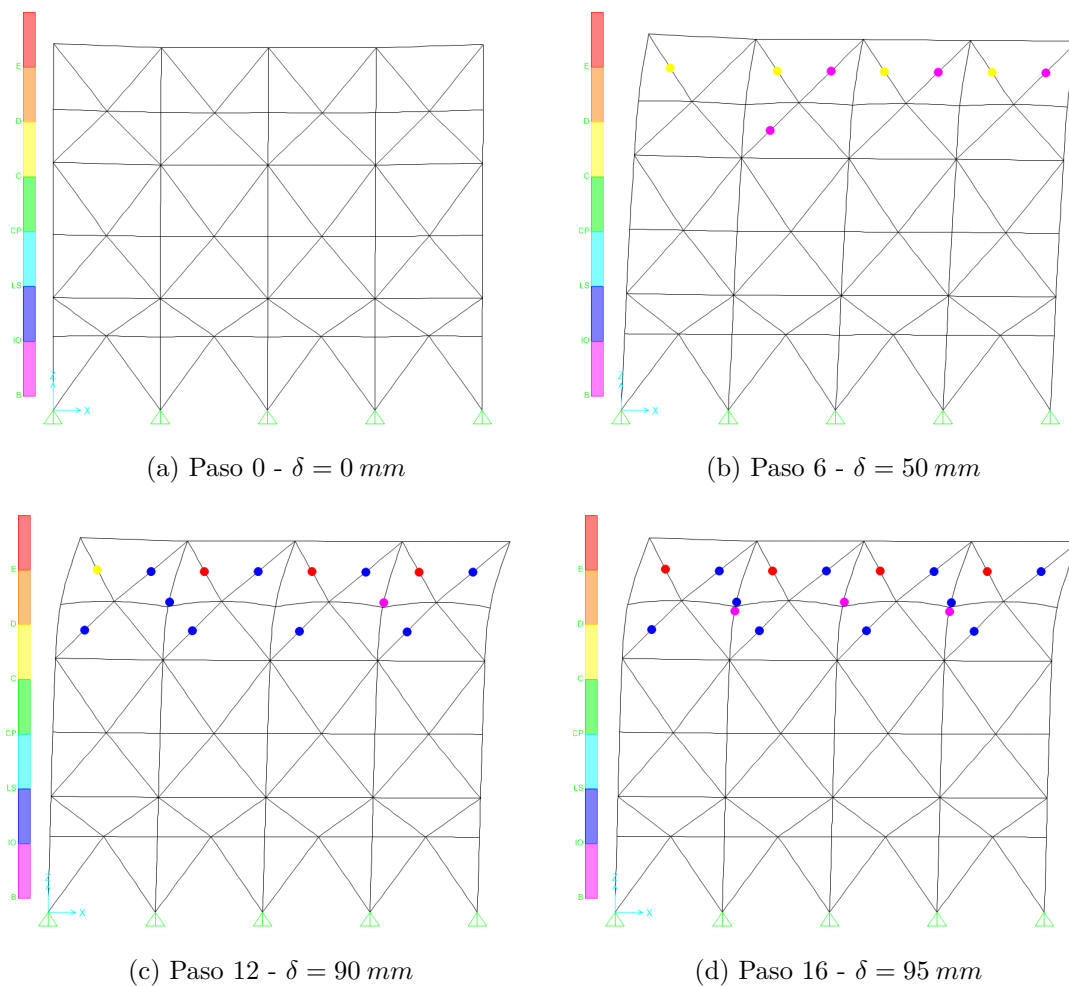
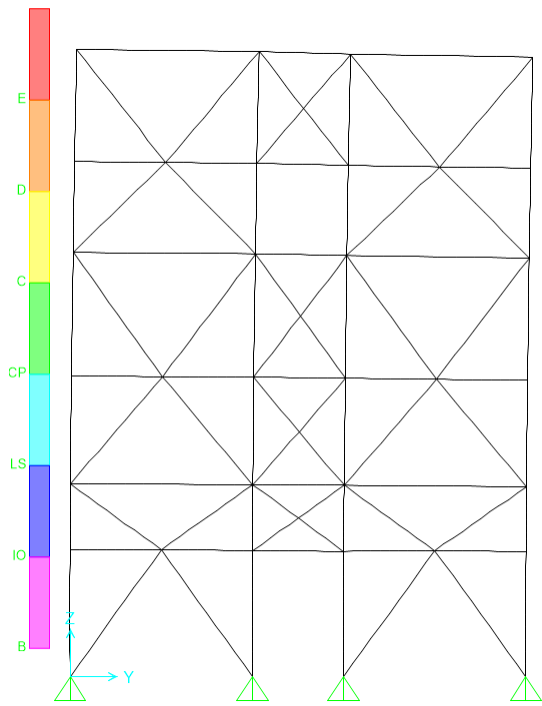
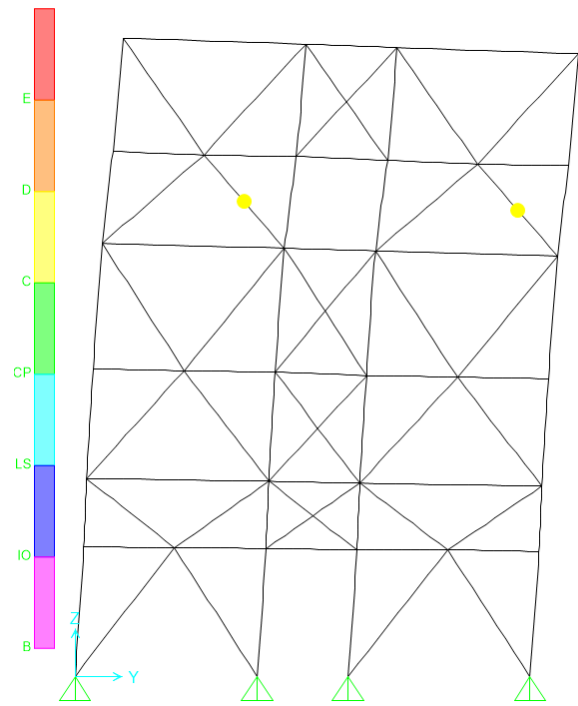


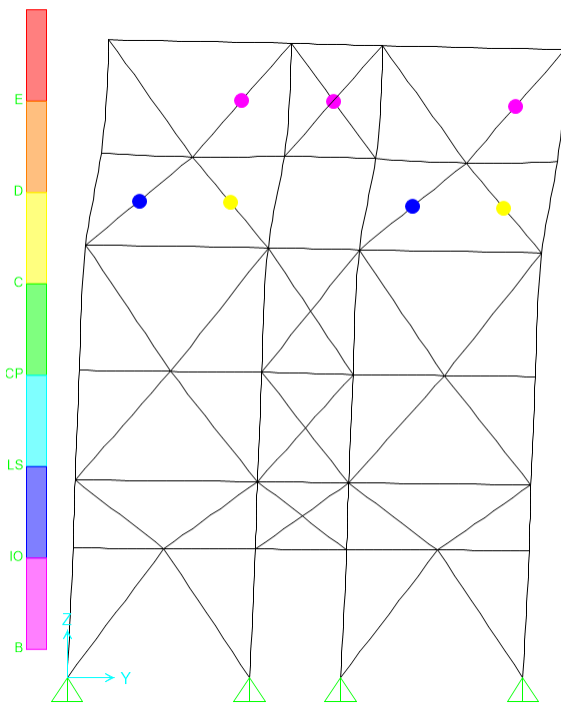
Figura 3.27: Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Intervención 4.



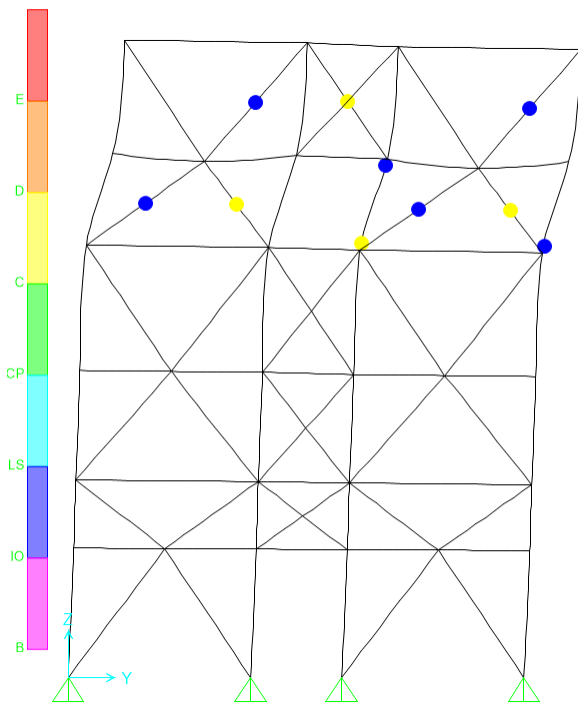
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 39 \text{ mm}$



(c) Paso 6 -  $\delta = 65 \text{ mm}$



(d) Paso 10 -  $\delta = 90 \text{ mm}$

Figura 3.28: Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y - Intervención 4.

### 3.3.5. Comparación de intervenciones

A continuación se realiza una comparaciones de efectividad y los costos asociados entre los métodos de intervención mencionados anteriormente.

#### 1. Orden por efectividad

Para realizar un orden de efectividad se tiene en cuenta el aumento en la curva de capacidad y los desplazamientos alcanzados en el análisis, lo cual se aprecia en las Figuras 3.29 y 3.30 para las direcciones X e Y, respectivamente.

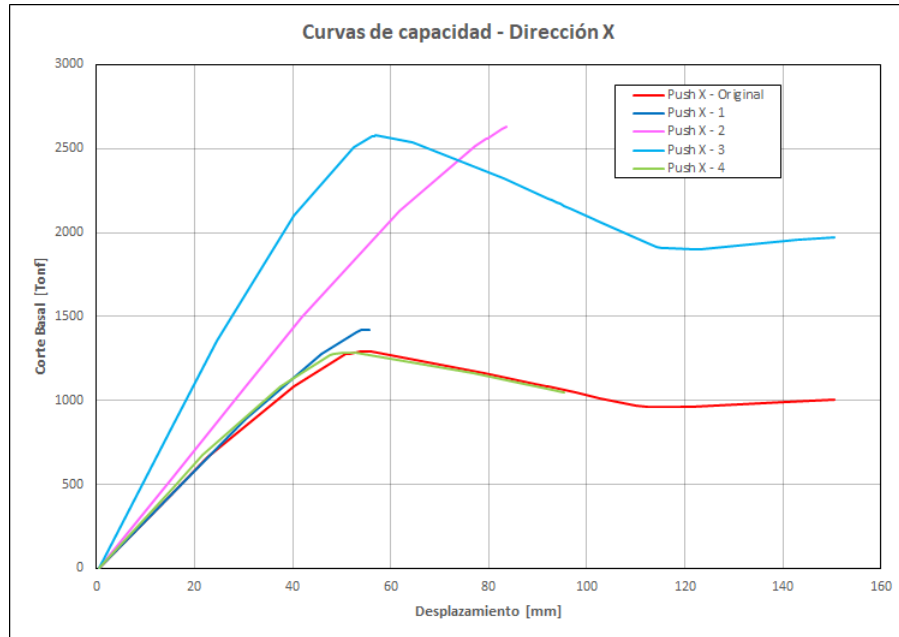


Figura 3.29: Comparación de Curvas de Capacidad - Dirección X.

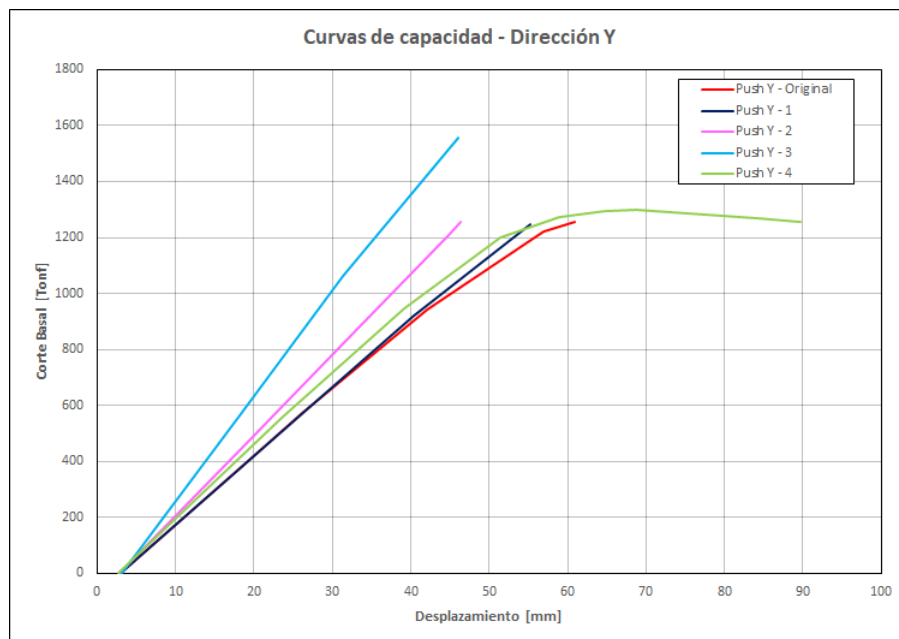


Figura 3.30: Comparación de Curvas de Capacidad - Dirección Y.

En la Figura 3.29, donde se aprecian mayores diferencias, se observa que las opciones de intervención 3 y 2 son las que generan un aumentos considerables de la capacidad, mientras que las opciones 1 y 4 presentan una leve mejora.

Al considerar los niveles de desplazamientos alcanzados, las opciones de Arristrar y de modificar el Nivel 2 son las que presentan mayores desplazamiento, seguido por reemplazar las diagonales XL y finalizando con la disminución de la longitud de pandeo de las mismas.

De esta manera, teniendo en cuenta ambos comportamientos, el orden de efectividad considerado es el siguiente:

- 1) Intervención 3: Arristrar marcos internos
- 2) Intervención 2: Reemplazar diagonales XL
- 3) Intervención 4: Modificar diagonales del nivel 2
- 4) Intervención 1: Disminuir longitud de pandeo en diagonales XL

## 2. Orden por costos

Para realizar un orden por cantidad de material se tiene en cuenta el peso extra que incluye cada intervención, los que se presentan en la Tabla 3.42 para cada intervención<sup>11</sup>.

Tabla 3.42: Peso extra para cada opción de intervención.

Intervención	Material extra [Tonf]
Disminuir longitud de pandeo en diagonales XL	4
Modificar diagonales del nivel 2	8
Reemplazar diagonales XL	20
Arristrar marcos internos	41

De esta manera, teniendo en consideración el peso extra de material y que este es proporcional al costo asociado a la intervención, el orden por costos de intervención, de menor a mayor, es el siguiente:

- 1) Intervención 1: Disminuir longitud de pandeo en diagonales XL
- 2) Intervención 4: Modificar diagonales del nivel 2
- 3) Intervención 2: Reemplazar diagonales XL
- 4) Intervención 3: Arristrar marcos internos

<sup>11</sup> Se considera que lo elementos reemplazados no se vuelven a utilizar.

### 3.3.6. Evaluación Apoyo silos en nivel 4

#### 1. Descripción

Luego de la entrega del borrador, se consigue información extra de la estructura al contactar con el ingeniero encargado de diseñarla. El principal comentario indica que el supuesto que las cargas de los silos se distribuyen entre los niveles 4 y 6 no es correcto, que estos se encuentran apoyados en el nivel 4.

#### 2. Aplicación

En el modelo solo se modifica la distribución de cargas asociadas a los silos, siendo la capacidad resistente y la definición de rótulas plásticas de los elementos las mismas de la evaluación inicial.

Para las cargas asociadas a los silos, se consideran cargas puntuales ubicadas en el centro de masas de cada uno de estos, las cuales se transfieren a la estructura a través de bielas rígidas que van desde las cargas a la conexión viga-columna del nivel 4. Estas bielas, de color azul, se observan en la Figura 3.31.

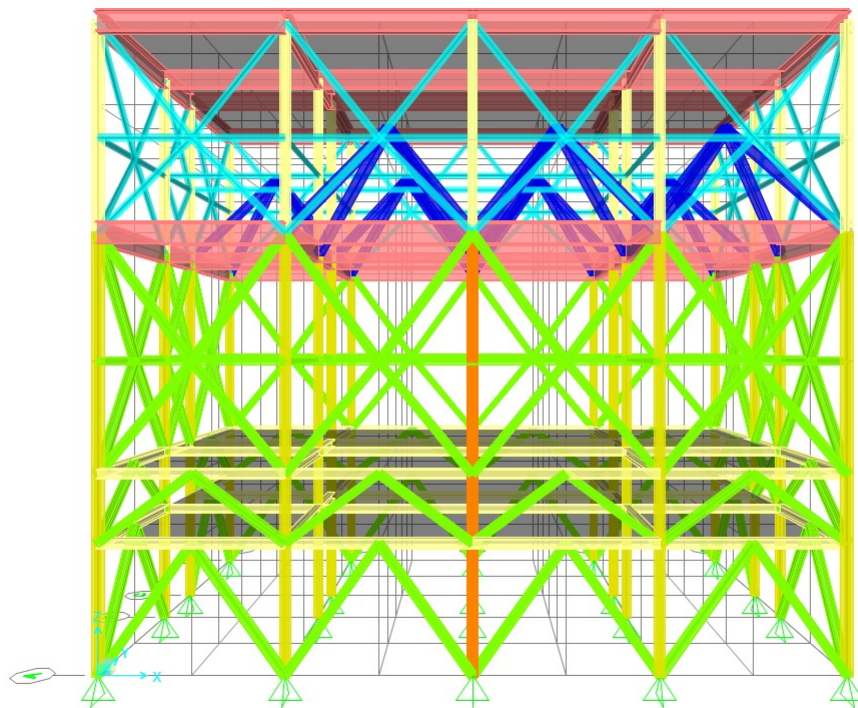


Figura 3.31: Modelo considerando apoyo de silos en nivel 4.

Para realizar el análisis, se utiliza la distribución de fuerzas laterales de la Tabla 3.22, la cual se obtiene de las Ecuaciones 4, 5 y 6 de NCh3389.

Tabla 3.43: Distribución de fuerzas laterales- Evaluación Apoyo silos en nivel 4.

Nivel	$P_{Sis-i}$ [Tonf]	$F_i$ [Tonf]	$F_{iX}$ [Tonf]	$F_{iY}$ [Tonf]
6	96	285	71	57
4	1979	2715	679	543
2	101	32	8	6
1	133	74	19	15

Donde:

- $P_{Sis-i}$  es el peso sísmico asociado al nivel  $i$ .
- $F_i$  es la fuerza aplicada en el nivel  $i$ .
- $F_{iX}$  es la fuerza aplicada en el nivel  $i$  en los ejes A,B,C y D.
- $F_{iY}$  es la fuerza aplicada en el nivel  $i$  en los ejes 1,2,3,4 y 5.

En las Figuras 3.32.a Y 3.32.b se presentan los perfiles de fuerza normalizados para las direcciones X e Y, respectivamente. En ambos casos se divide por la fuerza aplicada en el nivel 4 de la estructura en el eje correspondiente.

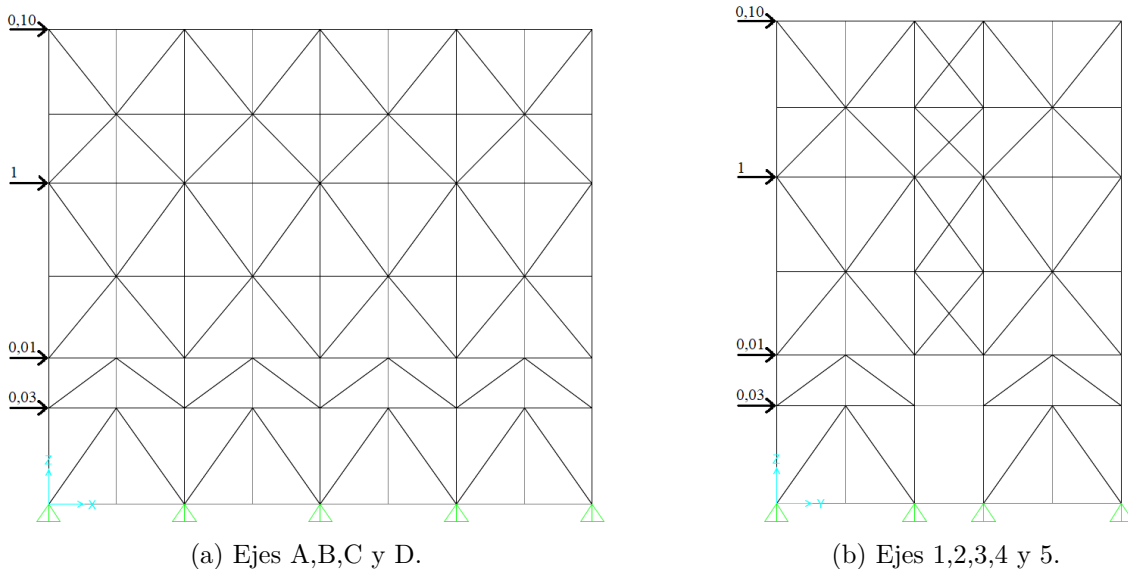


Figura 3.32: Perfil de fuerzas normalizado - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.

### 3. Resultados

#### i) Periodo

El periodo fundamental de la estructura para este análisis es de 0,494 [s]. Esto indica que al modificar la modelación del apoyo de los silos se genera un leve aumento de rigidez.

## ii) Curva de capacidad y reacciones basales

En la Figura 3.33 se presenta la curva de capacidad obtenida para el análisis de la evaluación, incluyendo la curva de la estructura original.

En las direcciones X e Y de análisis se observa un comportamiento lineal, sin presencia de una zona de endurecimiento o de pérdida de capacidad. De la misma manera, en ambas direcciones, se aprecia un aumento considerable de la capacidad y pendiente con respecto a la curva original.

En la Tabla 3.44 se presentan las reacciones en la base para el máximo valor de la curva de capacidad.

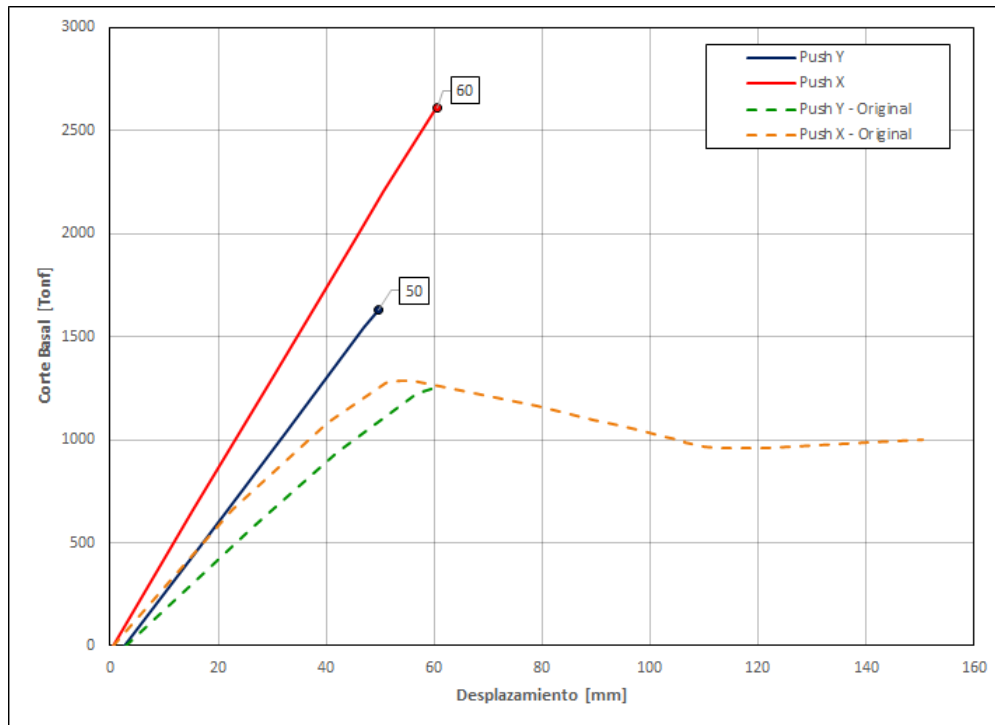


Figura 3.33: Curva de capacidad - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.

Tabla 3.44: Reacciones basales para cortante basal máximo - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.

Dirección	$\delta_{Max}$ [mm]	$V_X$ [Tonf]	$V_Y$ [Tonf]	$P$ [Tonf]	$M_{33}$ [Tonf · m]	$M_{22}$ [Tonf · m]
X	60	2614	0	3150	28004	77701
Y	50	0	1633	3150	51661	39860

## iii) Desplazamientos

En la Figura 3.33 se resaltan los desplazamientos del nodo de control para las direcciones de análisis X e Y, siendo estos  $\delta_X = 60$  [mm] y  $\delta_Y = 50$  [mm], respectivamente. Para estos valores se verifica el estado de las rótulas plásticas.

Se observa que en ambas direcciones no se registran desplazamientos cercanos al valor objetivo presentado en la Tabla 3.23.

#### iv) Estado de rótulas

En las Tablas 3.45 y 3.46 se presenta el estado de las rótulas para el desplazamiento que se encuentre más cercano al desplazamiento objetivo en las direcciones X e Y, respectivamente.

Tabla 3.45: Estado de rótulas - Dirección X - Evaluación Apoyo silos en nivel 4 -  $\delta = 60$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	583
Bajo SV	0
Sobre PC	1

Tabla 3.46: Estado de rótulas - Dirección Y - Evaluación Apoyo silos en nivel 4 -  $\delta = 50$  [mm].

Estado rótula	Cantidad
Bajo OI	584
Bajo SV	0
Sobre PC	0

En las Figuras 3.34 y 3.35 se observa el desarrollo de las rótulas a medida que avanza el análisis para las direcciones X e Y, respectivamente.

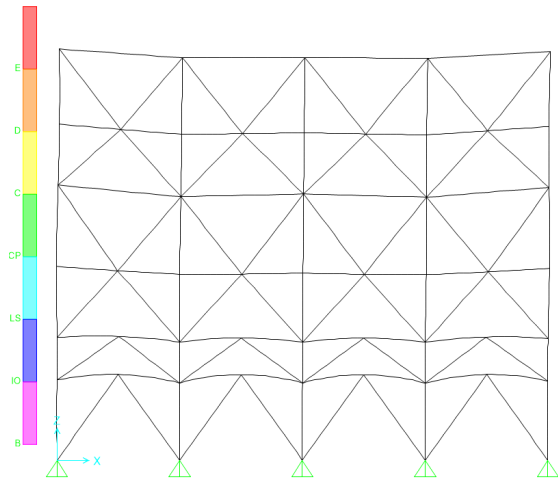
- Análisis en Dirección X:  
En el caso de las columnas, las rótulas se forman el nivel 1 de la estructura, y en la Figura 3.34.d se observa la formación de rótulas que exceden el nivel de Prevención del colapso. No se aprecia la formación de rótulas en diagonales.
- Análisis en Dirección Y:  
En el caso de las columnas, las rótulas se forman el nivel 1 de la estructura, y en la Figura 3.35.c se observa la formación de rótulas que no exceden el nivel de Ocupación inmediata. No se aprecia la formación de rótulas en diagonales.

#### 4. Comentarios

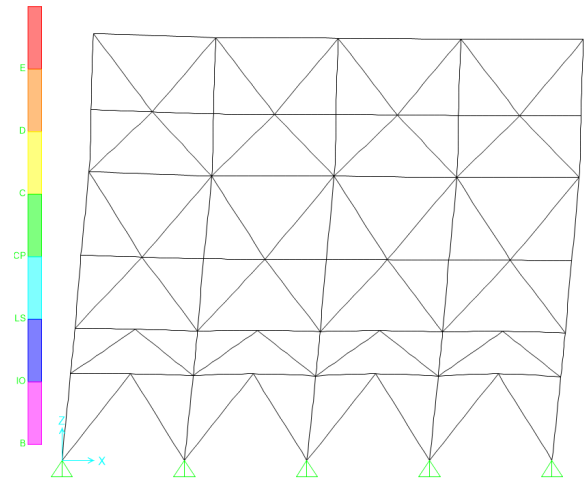
Se observa que en la dirección X del análisis existen elementos que superan el nivel de desempeño Prevención de Colapso. En el caso de la dirección Y las rótulas no superan la Ocupación Inmediata, deteniéndose el análisis antes de alcanzar el desplazamiento objetivo o superar el nivel de Seguridad de la Vida. De la misma manera que en la intervención 2, se asocia a un problema de estabilidad dentro del rango elástico, por lo que no se continúa el análisis.

De esta manera, al presentar rótulas que superan el desempeño objetivo, la estructura no cumple con los criterios de aceptación.

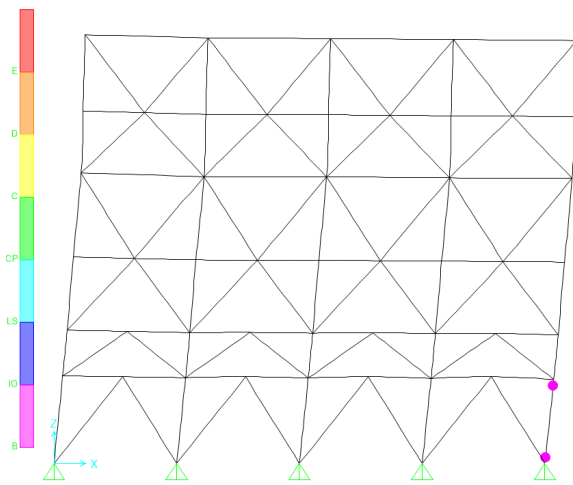




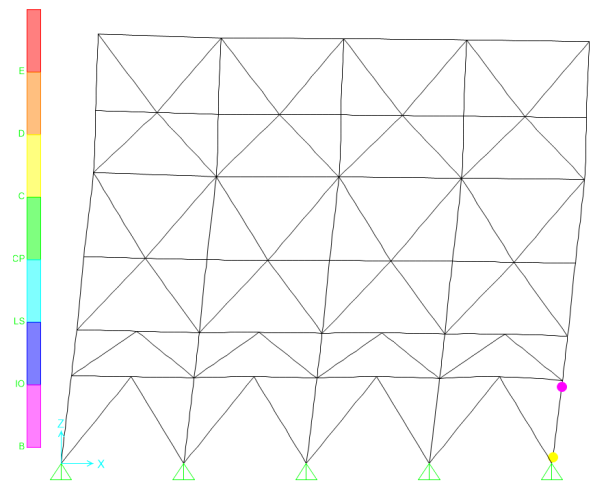
(a) Paso 0 -  $\delta = 0 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 30 \text{ mm}$

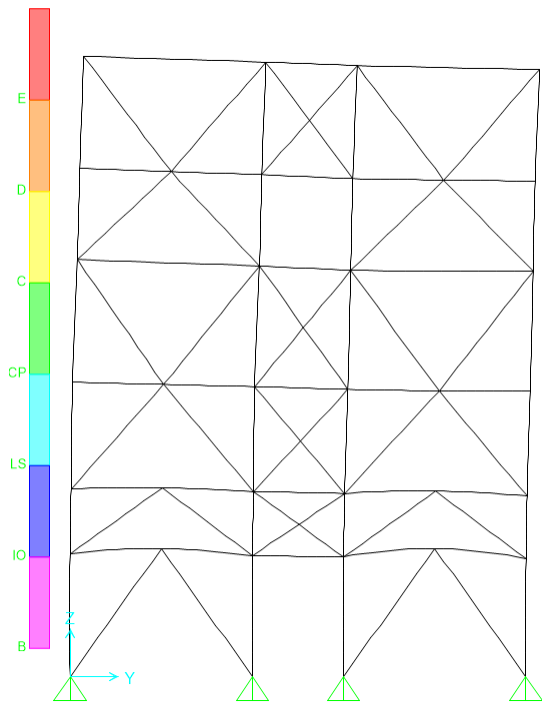


(c) Paso 4 -  $\delta = 51 \text{ mm}$

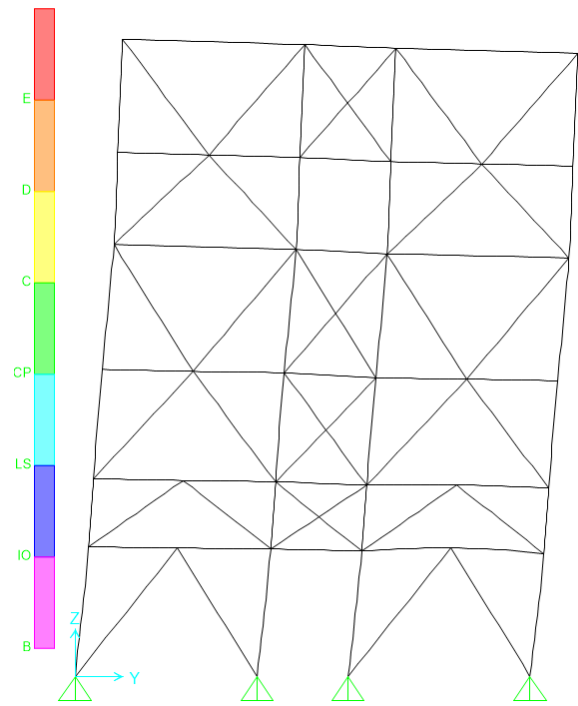


(d) Paso 5 -  $\delta = 60 \text{ mm}$

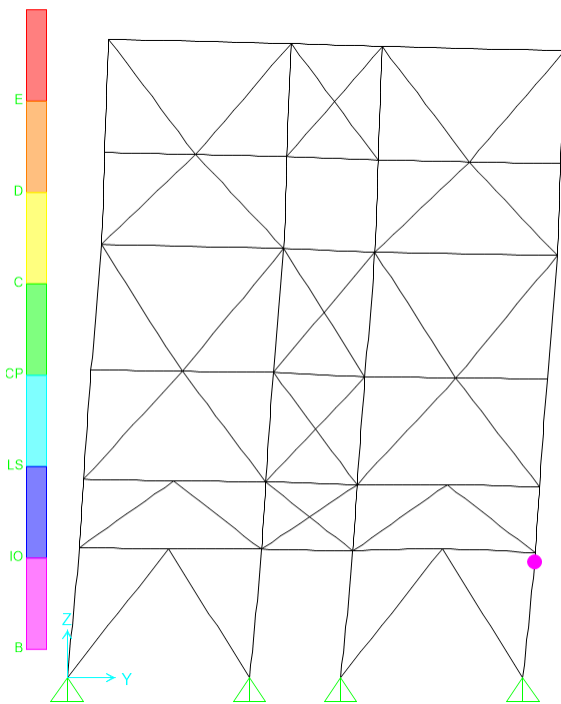
Figura 3.34: Formación de rótulas en Eje D - Dirección X - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.



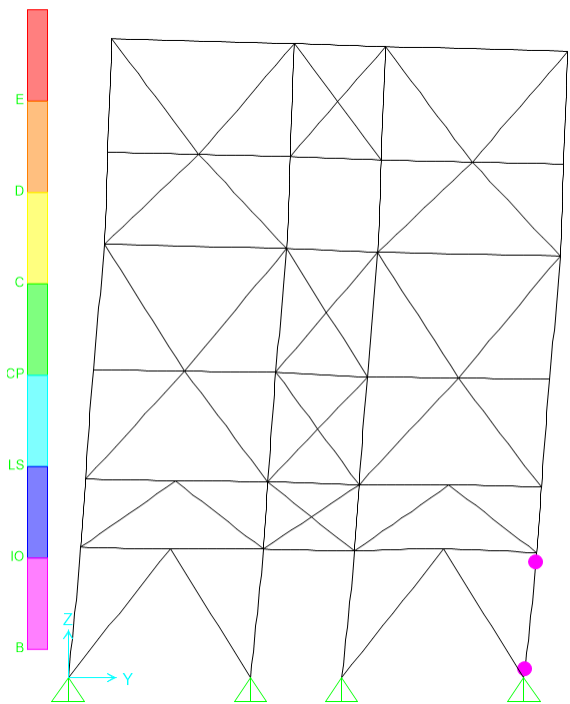
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 33 \text{ mm}$



(c) Paso 3 -  $\delta = 47 \text{ mm}$



(d) Paso 4 -  $\delta = 50 \text{ mm}$

Figura 3.35: Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.

# Capítulo 4

## Comentarios finales

### 4.1. Resumen del trabajo

Para el caso de la norma de instalaciones industriales, la estructura cumple con lo solicitado para desplazamientos entre pisos, esbeltez de los elementos y razón de capacidad-demanda. Cabe destacar que en esta evaluación se tiene como supuesto el  $R=5$ , que aplica para pórticos arriostrados con anclajes dúctiles. Sumado a esto se cuenta con que las conexiones de las diagonales transmitan la capacidad a tracción de estos perfiles.

En la evaluación con la norma de rehabilitación de estructuras, con el análisis lineal dinámico preliminar, se llega a la conclusión que los métodos lineales no son aplicables. Lo anterior se debe a que la estructura presenta una irregularidad de masa y, además, presenta razones demanda-capacidad (DCR) superior a 3. Sin embargo, aunque estos métodos no sean aplicables, el análisis modal espectral indica que los elementos utilizados en diagonales son los que presentan mayores razones demanda-capacidad, siendo estos los elementos que fallan al realizar el análisis no lineal. De esta forma, es posible utilizar los resultados del análisis lineal para ubicar los elementos que incurren en zonas no lineales y hacer más eficientes los modelos estructurales.

En el análisis no lineal, para el nivel de desempeño Seguridad de la Vida, se tiene un desplazamiento objetivo de 115 [mm], siendo este alcanzado para el análisis en la dirección X, pero no en la dirección Y, en donde no llega ni a un 50 % de su valor. Además, para el nivel de desplazamiento en que se revisa el estado de las rótulas plásticas, se observa la presencia de algunas que superan el nivel de Prevención del Colapso, excediendo el nivel objetivo. A partir estos resultados iniciales se plantean 4 opciones de intervención.

La opción 1 disminuye la longitud de pandeo de las diagonales XL en los niveles 5 y 6, en donde se busca aumentar la resistencia de estos elementos. Se aumenta levemente la capacidad de la estructura, pero no se alcanza el desplazamiento objetivo ni se evita la formación de rótulas que excedan el nivel de Prevención del Colapso.

La opción 2 reemplaza el perfil de las diagonales XL en los niveles 5 y 6, en donde se busca aumentar la resistencia al cambiarlo por un perfil HN20x69.4. Se aumenta la capacidad de la estructura, pero no se alcanza el desplazamiento objetivo ni se evita la formación de rótulas

que excedan el nivel de Prevención del Colapso en la dirección X del análisis. En el caso del análisis en la dirección Y, no se supera el nivel de ocupación inmediata, deteniéndose el análisis antes de alcanzar condiciones de colapso.

La Opción 3 aumenta la rigidez y capacidad de la estructura de forma considerable, cercano al doble, al incluir más elementos que resistan las fuerzas laterales en los marcos internos. En el caso de los desplazamientos, en la dirección X se alcanza el desplazamiento objetivo. En la dirección Y, nuevamente, este no se alcanza. En ambos casos no se evita la formación de rótulas que excedan el nivel de Prevención del Colapso.

La Opción 4 no modifican los elementos en la estructura, pero sí su disposición haciendo que la distribución de los arriostramientos sea V invertida - V para niveles continuos. Esto genera una leve variación de capacidad en la estructura. En ambas direcciones no se alcanza el desplazamiento objetivo, sin embargo, en la dirección Y se alcanzan los mayores niveles de desplazamiento entre todas las intervenciones. Además, al igual que los otros métodos, no se evita la formación de rótulas que excedan el nivel de Prevención del Colapso.

En los análisis realizados se observa que la formación de rótulas ocurre primero en diagonales, elementos encargados de resistir cargas laterales, y luego en columnas, elementos encargados de resistir cargas gravitacionales. Este es un modo de falla deseado en estructuras en donde se busca evitar el colapso inmediato.

A pesar de esto, en ningún momento se logra desarrollar la curva de capacidad que alcance el desempeño objetivo en ambas direcciones de la estructura y, en adición a esto, las rótulas de los elementos alcanzan niveles de falla incluso para desplazamientos inferiores al valor objetivo.

De esta manera, ninguna de las opciones de intervención presentadas permite a la estructura alcanzar el nivel de desempeño objetivo.

Al ordenar las opciones de intervención por aumento de capacidad se tiene el siguiente orden: Arriostrar marcos internos, Reemplazar diagonales XL, Modificar diagonales del nivel 2 y Disminuir la longitud de pandeo en diagonales XL. Al considerar la cantidad de material como una medida indirecta del costo asociado, se tiene el siguiente orden (Menor a mayor): Disminuir la longitud de pandeo en diagonales XL, Modificar diagonales del nivel 2, Reemplazar diagonales XL y Arriostrar marcos internos.

Finalmente, al considerar que los silos se apoyan solamente en el nivel 4 se ve un aumento en la capacidad de la estructura, pero no se alcanza el desplazamiento objetivo ni se evita la formación de rótulas que excedan el nivel de Prevención del Colapso en la dirección X de análisis. En el caso del análisis en la dirección Y, no se supera el nivel de ocupación inmediata, deteniéndose el análisis antes de alcanzar condiciones de colapso.

## 4.2. Principales resultados

A continuación se presenta una recopilación de los principales resultados de este trabajo.

### 1. Evaluación NCh2369

En la Tabla 4.1 se presentan las verificaciones para la evaluación de la estructura con la norma NCh2369.

Tabla 4.1: Resultados Evaluación NCh2369.

Desplazamiento entre pisos	Esbeltez de elementos	Razón Demanda-Capacidad Sísmico	Razón Demanda-Capacidad Estático	NCh2369: Análisis Sísmico
Si	Si	Si	Si	Cumple

### 2. Evaluación NCh3389/ASCE 41

En la Tablas 4.2 y 4.3 se presentan las verificaciones para la evaluación de la estructura con la norma NCh3389 complementada por el código ASCE 41-17, para un análisis lineal dinámico y un análisis no lineal estático, respectivamente.

#### a) Análisis Lineal Dinámico

Tabla 4.2: Resultados Evaluación Lineal Dinámico NCh3389.

NCh3389: Presencia de Irregularidad	NCh3389: DCR mayor al menor entre factor $m$ y 3	NCh3389: Análisis Lineal Dinámico
Si	Si	No Aplica

#### b) Análisis No Lineal Estático

Tabla 4.3: Resultados Evaluación - Estructura original.

Caso	Dirección X		Dirección Y		NCh3389: Análisis no lineal estático
	Desplazamientos	Estado de rótulas	Desplazamientos	Estado de rótulas	
Evaluación: Estructura original	Igual $\delta_{obj}$	Excede PC	Menor a $\delta_{obj}$	Excede PC	No cumple

### 3. Evaluación Opciones de intervención

En la Tabla 4.4 se presentan las verificaciones para la evaluación de las opciones de intervención estructura con la norma NCh3389 complementada por el código ASCE 41-17.

Tabla 4.4: Resultados Evaluación - Opciones de intervención.

Caso	Dirección X		Dirección Y		NCh3389: Análisis no lineal estático
	Desplazamientos	Estado de rótulas	Desplazamientos	Estado de rótulas	
Intervención 1: Disminuir Longitud de pandeo	Menor a $\delta_{obj}$	Excede PC	Menor a $\delta_{obj}$	Excede PC	No cumple
Intervención 2: Reemplazar diagonales XL	Menor a $\delta_{obj}$	Excede PC	Menor a $\delta_{obj}$	Menor a OI	No cumple
Intervención 3: Arristrar marcos internos	Igual $\delta_{obj}$	Excede PC	Menor a $\delta_{obj}$	Excede PC	No cumple
Intervención 4: Modificar diagonales del nivel 2	Menor a $\delta_{obj}$	Excede PC	Menor a $\delta_{obj}$	Excede PC	No cumple

Las opciones 2 y 3 son las que generan un mayor aumento en la capacidad de la estructura. Por otro lado las opciones 1 y 4 son las que incurren en un menor costo de implementación.

### 4. Evaluación Apoyo Silos Nivel 4

En la Tabla 4.5 se presentan las verificaciones para la evaluación de la estructura considerando los silos apoyados en el nivel 4 con la norma NCh3389 complementada por el código ASCE 41-17.

Tabla 4.5: Resultados Evaluación - Apoyo Silos Nivel 4.

Caso	Dirección X		Dirección Y		NCh3389: Análisis no lineal estático
	Desplazamientos	Estado de rótulas	Desplazamientos	Estado de rótulas	
Evaluación: Apoyo silos en nivel 4	Igual $\delta_{obj}$	Excede PC	Menor a $\delta_{obj}$	Excede PC	No cumple

## 4.3. Recomendaciones para futuros trabajos

Con respecto a la revisión de antecedentes, se indica que la norma chilena NCh3389 posee información que debe ser complementada y verificada. Uno de estos casos ocurre en la Tabla

36. En esta se aprecia un error en las desigualdades que determinan la condición componente-solicitación, con la cual se escogen los factores  $m$  para determinar si se cumple con los criterios de aceptación. Además, se considera que debe incluir más información, puesto que solo incluye los factores para vigas y columnas, sin mencionar arriostramientos u otros elementos estructurales.

Al presentar los parámetros de modelación y criterios de aceptación, se menciona que los valores para el nivel de desempeño Daño Controlado se obtienen de interpolar los valores de Ocupación Inmediata y Seguridad de la Vida, sin embargo, en ningún momento se presentan detalles de este cálculo, lo cual genera complicaciones al momento de querer interpolar los valores de otros códigos o normas para trabajar con Daño Controlado, ya que este nivel de desempeño no existe en estos, siendo ASCE 41-13 y ASCE 41-17 un ejemplo de lo anterior.

Otro aspecto relevante es el desplazamiento objetivo y la existencia de rótulas plásticas asociados al nivel de desempeño. La existencia de rótulas indica que se incurre en daños en la estructura y, en el caso de las instalaciones industriales, la presencia de daños es algo que se busca evitar, ya que esto implica detener las operaciones, lo que se traduce en pérdidas económicas. Desde el punto de vista del código estadounidense esto es algo aceptable, ya que la economía de ese país otorga esa flexibilidad, lo que no ocurre en el caso de Chile. En las instalaciones industriales, la estructura tiene como principal objetivo garantizar el soporte, la protección y permitir la operación de los equipos, en donde no se espera una gran presencia humana. Por esto, es necesario interpretar y adaptar las metodologías propuestas para responder a las problemáticas de este tipo de estructuras.

Un ejemplo donde se puede apreciar que la norma de rehabilitación no está pensada para instalaciones industriales es la definición de irregularidades de masa y rigidez. En el caso de edificios habitacionales o de oficinas se espera cierta simetría y una distribución similar: Pisos similares, alturas entre piso iguales, entre otros. En el caso de instalaciones industriales, en su mayoría, el peso se tiende a concentrar en un solo nivel, por lo que esta distribución de cargas siempre terminaría en la presencia de irregularidades de masa.

En este trabajo las intervenciones incluyen modificaciones simples a la estructura para así estudiar su efecto específico en el comportamiento. De las opciones estudiadas ninguna logra alcanzar el nivel de desempeño objetivo, siendo los principales problemas las diagonales de los niveles superiores y alcanzar el desplazamiento objetivo. Sin embargo, a pesar de que el análisis indique que reemplazar las diagonales XL no cumple con los objetivos, al observar la curva de capacidad, la cantidad de material requerida y tener en cuenta lo invasivo y la factibilidad de la intervención, se recomienda como la opción inicial para futuros trabajos.

A modo de conclusión, la instalación industrial de acero no puede rehabilitarse con los métodos de intervención propuestos y se hace necesario un estudio que incluya una combinación métodos tradicionales y/o que incluya elementos de disipación de energía. Además, se considera de suma importancia mejorar la recolección de información de la estructura, idealmente contar con un levantamiento y reconstrucción de los planos a una condición *as built*. Lo anterior disminuye el nivel de incertidumbre y permite un mayor entendimiento de la estructura.

# Bibliografía

- [1] INN (2003), NCh 2369 Of.2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [2] INN (2020), NCh 3389: Estructuras - Intervención en Construcciones Patrimoniales y Edificaciones – Requisitos del Proyecto Estructural, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [3] INN (2016), NCh427/1: Construcción - Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [4] ASCE (2017), ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- [5] ASCE (2013), ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- [6] ICC (2017), IEBC 2018 International Existing Building Code, International Code Council, Flossmoor Rd, IL, USA.
- [7] Khodadadi, A., Sivandi-Pour, A. y Madanis.H. (2019). Performance Based Seismic Rehabilitation of Steel Structures with Different Types of Shear Walls, in *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering* 7-4, pp. P180-193.
- [8] Mahmoudi, F. y Tehrani, P. (2020). A Technique for Seismic Rehabilitation of Damaged Steel Moment Resisting Frames, in *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering* 8-4, pp. 106-117.
- [9] Yekrangnia, M. (2019), Preface, in *Advanced Design Examples of Seismic Retrofit of Structures*, Yekrangnia, M. Editor, Elsevier.
- [10] Moghadam, A. S., Azmoudeh B., Raissi D. y Eghbali M. (2019), Example of a Steel Frame Building Retrofitted with Concentric Braces, in *Advanced Design Examples of Seismic Retrofit of Structures*, Yekrangnia, M. Editor, Elsevier.
- [11] ACI (1997), *Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials*, American Concrete Institute, Detroit, MI, USA.  
ASCE (2013), ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- [12] R. Brockenbrough and A. I. of Steel Construction, *AISC Rehabilitation and Retrofit Guide: A Reference for Historic Shapes and Specifications*. Steel design guide series, American Institute of Steel Construction, 2002.
- [13] FEMA (1997), “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273, 1997 Edition”, Federal Emergency Management Agency, USA.



- [14] ATC (2002), “Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook, FEMA 154, second edition”, Applied Technology Council, National Earthquakes Hazards Reduction Program, USA.
- [15] FEMA (2006), “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, FEMA 547, 2006 Edition,” Federal Emergency Management Agency, USA.
- [16] A. K. Kazantzi and D. Vamvatsikos (2020), “Seismic and vibration performance rehabilitation foran industrial steel building,”Practice Periodical on Structural Design and Construction,vol. 25, no. 2.
- [17] R. A. Retamales (2004), Efecto de uso de disipadores de energía en un edificio industrial, memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [18] J. M. Martínez (2018), Identificación en marcos equipados con diagonales de pandeo restringido sometidos a daño sísmico, memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

# Anexos

## Anexo A. Resistencia de perfiles

### A.1. Análisis NCh2369

#### • HN25x68.9

##### 1. Tracción

###### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN25x68,9	8776	236,95	0,90	213,26

##### 2. Compresión

###### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN25x68,9	125	14	8,93	15,24	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN25x68,9	222	8	27,75	40,55	No esbelto

###### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	rx/ry [mm]	K*L/r [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN25x68,9	5191	1	109,3	47,48	0,09	0,02	8776	208,26	0,90	187,43
HN25x68,9	5191	1	64,5	80,52	0,03	0,02	8776	163,47	0,90	147,12

###### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN25x68,9	5191	1	0,05	0,02	8776,00	191,02	0,90	171,91

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN25x68,9	163,47	191,02	163,47	0,90	147,12

Figura A.1: Capacidad Perfil HN25x68.9 - Análisis NCh2369.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN25x68,9	125	14	8,93	10,34	27,22	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN25x68,9	222	8	27,75	102,33	155,13	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN25x68,9	24963,336

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN25x68,9	6000	6000	3087,8	11313,1

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN25x68,9	21739,32	24963,336	21739,32	23594,94	24963,336	23594,94

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN25x68,9	24963,34	21739,32	21739,32	0,90	19565,39

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN25x68,9	11908,404	12603,273

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN25x68,9	8,93	10,34	27,22	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN25x68,9	11908,40	-	11908,40	0,90	10717,56

Figura A.2: Capacidad Perfil HN25x68.9 - Análisis NCh2369.

• **HN30x79.9**

**1. Tracción**

1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN30x79.9	9408	254,02	0,90	228,61

**2. Compresión**

2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN30x79.9	150	12	12,50	15,24	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN30x79.9	276	8	34,50	40,55	No esbelto

2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	$r_x/r_y$ [mm]	$K^*L/r$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x79.9	3735	1	131,8	28,34	0,25	0,03	9408	242,60	0,90	218,34
HN30x79.9	3735	1	75,77	49,29	0,08	0,02	9408	221,03	0,90	198,92

2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x79.9	3735	1	0,09	0,02	9408,00	222,90	0,90	200,61

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x79.9	221,03	222,90	221,03	0,90	198,92

Figura A.3: Capacidad Perfil HN30x79.9 - Análisis NCh2369.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN30x79.9	150	12	12,50	10,34	27,22	No compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN30x79.9	276	8	34,50	102,33	155,13	Compacto

#### 3.1 Miembros de sección I simetría doble eje mayor con alas no compactas o esbeltas

##### a. Pandeo lateral-torsional

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN30x79.9	32107,104

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN30x79.9	6000	6000	3629,5	10979,1

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN30x79.9	28391,96	32107,104	28391,96	42645,99	32107,104	32107,10

##### b. Pandeo local ala compresión

###### ALAS NO COMPACTAS

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	Mn [Tonf*mm]
HN30x79.9	12,50	10,34	27,22	30634,24

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN30x79.9	28391,96	30634,24	28391,96	0,90	25552,76

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN30x79.9	14699,232	15555,392

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN30x79.9	12,50	10,34	27,22	No compacto	13689,86

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN30x79.9	14699,23	13689,86	13689,86	0,90	12320,87

Figura A.4: Capacidad Perfil HN30x79.9 - Análisis NCh2369.

# • HN30x159

## 1. Tracción

### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN30x159	20216	545,83	0,90	491,25

## 2. Compresión

### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN30x159	150	28	5,36	15,24	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN30x159	244	14	17,43	40,55	No esbelto

### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	$r_x/r_y$ [mm]	$K^*L/r$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x159	4236	1	127,5	33,22	0,18	0,03	20216	512,42	0,90	461,18
HN30x159	4236	1	78,97	53,64	0,07	0,02	20216	462,92	0,90	416,63

### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x159	4236	1	0,13	0,02	20216,00	500,45	0,90	450,40

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x159	462,92	500,45	462,92	0,90	416,63

Figura A.5: Capacidad Perfil HN30x159 - Análisis NCh2369.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN30x159	150	28	5,36	10,34	27,22	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN30x159	244	14	17,43	102,33	155,13	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN30x159	67315,752

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN30x159	6000	6000	3782,5	22340,9

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN30x159	64222,27	67315,752	64222,27	94000,24	67315,752	67315,75

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN30x159	67315,75	64222,27	64222,27	0,90	57800,05

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN30x159	34342,812	36304,069

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN30x159	5,36	10,34	27,22	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN30x159	34342,81	-	34342,81	0,90	30908,53

Figura A.6: Capacidad Perfil HN30x159 - Análisis NCh2369.

# • HN35x186

## 1. Tracción

### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN35x186	23716	640,33	0,90	576,30

## 2. Compresión

### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN35x186	175	28	6,25	15,24	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN35x186	294	14	21,00	40,55	No esbelto

### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	$r_x/r_y$ [mm]	$K^*L/r$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN35x186	4236	1	150,8	28,10	0,25	0,03	23716	612,03	0,90	550,83
HN35x186	4236	1	91,87	46,11	0,09	0,02	23716	566,95	0,90	510,25

### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN35x186	4236	1	0,13	0,02	23716,00	587,31	0,90	528,58

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN35x186	566,95	587,31	566,95	0,90	510,25

Figura A.7: Capacidad Perfil HN35x186 - Análisis NCh2369.



### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN35x186	175	28	6,25	10,34	27,22	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN35x186	294	14	21,00	102,33	155,13	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN35x186	93369,402

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN35x186	4236	4236	4400,5	22025,8

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN35x186	93697,62	93369,402	93369,40	354487,17	93369,402	93369,40

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN35x186	93369,40	-	93369,40	0,90	84032,46

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN35x186	46693,962	49408,596

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN35x186	6,25	10,34	27,22	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN35x186	46693,96	-	46693,96	0,90	42024,57

Figura A.8: Capacidad Perfil HN35x186 - Análisis NCh2369.

# • IN70x159

## 1. Tracción

### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
IN70x159	20200	545,40	0,90	490,86

## 2. Compresión

### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
IN70x159	150	25	6,00	15,24	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
IN70x159	650	8	81,25	40,55	Esbelto

### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	rx/ry [mm]	K*L/r [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
IN70x159	6000	1	306,1	19,60	0,51	0,03	20200	533,53	0,90	480,18
IN70x159	6000	1	74,64	80,39	0,03	0,02	20200	376,73	0,90	339,06

### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
IN70x159	6000	1	0,05	0,02	20200,00	428,57	0,90	385,71

### 2.3 Factor Q

bf [mm]	tf [mm]	tw [mm]	h [mm]	h/tw [-]	Lim [-]	he [mm]	Ae [mm <sup>2</sup> ]	Ag	Qa
300	25	8	650	81,25	48,793	434,07	18472,5	20200,00	0,914

Qa	Qs	Q
0,914	1	0,914

### 2.4 Repetir

#### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	rx/ry [mm]	K*L/r [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
0	6000	1	306,1	19,60	0,51	0,02	20200	488,82	0,90	439,94
0	6000	1	74,64	80,39	0,03	0,02	20200	355,59	0,90	320,03

#### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
0	6000	1	0,05	0,02	20200,00	400,08	0,90	360,07

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
IN70x159	355,59	400,08	355,59	0,90	320,03

Figura A.9: Capacidad Perfil IN70x159 - Análisis NCh2369.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
IN70x159	150	25	6,00	10,34	27,22	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
IN70x159	650	8	81,25	102,33	155,13	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
IN70x159	159502,5

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
IN70x159	6000	6000	3575,2	10140,9

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
IN70x159	138337,20	159502,5	138337,20	208238,29	159502,5	159502,50

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
IN70x159	159502,50	138337,20	138337,20	0,90	124503,48

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
IN70x159	30655,8	32407,987

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
IN70x159	6,00	10,34	27,22	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
IN70x159	30655,80	-	30655,80	0,90	27590,22

Figura A.10: Capacidad Perfil IN70x159 - Análisis NCh2369.

# • XL25x29.7

## 1. Tracción

### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	3872	104,54	0,90	94,09

## 2. Compresión

### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda r$ [-]	¿Alas?
XL25x29.7	125	8	15,63	15,24	Esbelto

### 2.1 Esbeltez modificada

Sección	L máx [mm]	K [-]	rx/ry [mm]	(K*L/ro) [-]	ri [mm]	Ki [-]	a [mm]	Ki*a/ri [-]	(K*L/ri)m [-]
XL25x29.7	4791	1	51,967	92,19	39,112	0,5	125	1,598	92,20
XL25x29.7	4791	1	51,967	92,19	39,112	0,5	125	1,598	92,20

### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	(K*L/r)m [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]	
XL25x29.7	92,20	0,02	0,02	3872	64,26	0,90	57,83	X
XL25x29.7	92,20	0,02	0,02	3872	64,26	0,90	57,83	Y

### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	4791	1	0,03	0,02	3872,00	73,85	0,90	66,47

### 2.3 Factor Q

b [mm]	t [mm]	b/t [-]	$0,56*(E/Fy)^{0,5}$	$1,03*(E/Fy)^{0,5}$	Qs [-]
125	8	15,63	15,24	28,03	0,990

Qa	Qs	Q
1	0,990	0,990

### 2.4 Repetir

#### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	K*L/r [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]	
XL25x29.7	92,20	0,02	0,016512	3872	63,933	0,90	57,539	X
XL25x29.7	92,20	0,02	0,016512	3872	63,933	0,90	57,539	Y

#### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	4791	1	0,03	0,02	3872,00	73,38	0,90	66,04

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	63,93	73,38	63,93	0,90	57,54

Figura A.11: Capacidad Perfil XL25x29.7 - Análisis NCh2369.

## A.2. Análisis NCh3389

### • HN25x68.9

#### 1. Tracción

##### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN25x68,9	8776	221,16	1,00	221,16

#### 2. Compresión

##### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN25x68,9	125	14	8,93	15,78	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN25x68,9	222	8	27,75	41,98	No esbelto

##### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	$r_x/r_y$ [mm]	$K^*L/r$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN25x68,9	5191	1	109,3	47,48	0,09	0,02	8776	196,05	1,00	196,05
HN25x68,9	5191	1	64,5	80,52	0,03	0,02	8776	156,40	1,00	156,40

##### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN25x68,9	5191	1	0,05	0,02	8776,00	180,86	1,00	180,86

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN25x68,9	156,40	180,86	156,40	1,00	156,40

Figura A.12: Capacidad Perfil HN25x68.9 - Análisis NCh3389.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN25x68,9	125	14	8,93	10,71	28,17	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN25x68,9	222	8	27,75	105,93	160,58	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN25x68,9	23299,1136

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN25x68,9	6000	6000	3196,2	12001,9

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN25x68,9	20592,95	23299,1136	20592,95	23594,94	23299,1136	23299,11

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN25x68,9	23299,11	20592,95	20592,95	1,00	20592,95

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN25x68,9	11114,5104	11763,055

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN25x68,9	8,93	10,71	28,17	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN25x68,9	11114,51	-	11114,51	1,00	11114,51

Figura A.13: Capacidad Perfil HN25x68.9 - Análisis NCh3389.

• **HN30x79.9**

**1. Tracción**

1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN30x79.9	9408	237,08	1,00	237,08

**2. Compresión**

2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN30x79.9	150	12	12,50	15,78	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN30x79.9	276	8	34,50	41,98	No esbelto

2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	$r_x/r_y$ [mm]	$K^*L/r$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x79.9	3735	1	131,8	28,34	0,25	0,02	9408	227,12	1,00	227,12
HN30x79.9	3735	1	75,77	49,29	0,08	0,02	9408	208,21	1,00	208,21

2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x79.9	3735	1	0,09	0,02	9408,00	209,86	1,00	209,86

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x79.9	208,21	209,86	208,21	1,00	208,21

Figura A.14: Capacidad Perfil HN30x79.9 - Análisis NCh3389.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN30x79.9	150	12	12,50	10,71	28,17	No compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN30x79.9	276	8	34,50	105,93	160,58	Compacto

#### 3.1 Miembros de sección I simetría doble eje mayor con alas no compactas o esbeltas

##### a. Pandeo lateral-torsional

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN30x79.9	29966,6304

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN30x79.9	6000	6000	3756,9	11545,2

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN30x79.9	26870,33	29966,6304	26870,33	42645,99	29966,6304	29966,63

##### b. Pandeo local ala compresión

###### ALAS NO COMPACTAS

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	Mn [Tonf*mm]
HN30x79.9	12,50	10,71	28,17	28861,99

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN30x79.9	26870,33	28861,99	26870,33	1,00	26870,33

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN30x79.9	13719,2832	14518,366

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN30x79.9	12,50	10,71	28,17	No compacto	12962,26

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN30x79.9	13719,28	12962,26	12962,26	1,00	12962,26

Figura A.15: Capacidad Perfil HN30x79.9 - Análisis NCh3389.



# • HN30x159

## 1. Tracción

### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN30x159	20216	509,44	1,00	509,44

## 2. Compresión

### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN30x159	150	28	5,36	15,78	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN30x159	244	14	17,43	41,98	No esbelto

### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	$r_x/r_y$ [mm]	$K^*L/r$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x159	4236	1	127,5	33,22	0,18	0,02	20216	480,28	1,00	480,28
HN30x159	4236	1	78,97	53,64	0,07	0,02	20216	436,83	1,00	436,83

### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x159	4236	1	0,13	0,02	20216,00	469,79	1,00	469,79

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN30x159	436,83	469,79	436,83	1,00	436,83

Figura A.16: Capacidad Perfil HN30x159 - Análisis NCh3389.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN30x159	150	28	5,36	10,71	28,17	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN30x159	244	14	17,43	105,93	160,58	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN30x159	62828,0352

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN30x159	6000	6000	3915,3	23896,2

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN30x159	60306,89	62828,0352	60306,89	94000,24	62828,0352	62828,04

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN30x159	62828,04	60306,89	60306,89	1,00	60306,89

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN30x159	32053,2912	33883,797

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN30x159	5,36	10,71	28,17	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN30x159	32053,29	-	32053,29	1,00	32053,29

Figura A.17: Capacidad Perfil HN30x159 - Análisis NCh3389.

## • HN35x186

### 1. Tracción

#### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN35x186	23716	597,64	1,00	597,64

### 2. Compresión

#### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN35x186	175	28	6,25	15,78	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN35x186	294	14	21,00	41,98	No esbelto

#### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	$r_x/r_y$ [mm]	$K*L/r$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN35x186	4236	1	150,8	28,10	0,25	0,02	23716	572,95	1,00	572,95
HN35x186	4236	1	91,87	46,11	0,09	0,02	23716	533,46	1,00	533,46

#### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN35x186	4236	1	0,13	0,02	23716,00	551,32	1,00	551,32

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN35x186	533,46	551,32	533,46	1,00	533,46

Figura A.18: Capacidad Perfil HN35x186 - Análisis NCh3389.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN35x186	175	28	6,25	10,71	28,17	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN35x186	294	14	21,00	105,93	160,58	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN35x186	87144,7752

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN35x186	4236	4236	4555,0	23524,9

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN35x186	87696,58	87144,7752	87144,78	354487,17	87144,7752	87144,78

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN35x186	87144,78	-	87144,78	1,00	87144,78

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN35x186	43581,0312	46114,689

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN35x186	6,25	10,71	28,17	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN35x186	43581,03	-	43581,03	1,00	43581,03

Figura A.19: Capacidad Perfil HN35x186 - Análisis NCh3389.

# • IN70x159

## 1. Tracción

### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
IN70x159	20200	509,04	1,00	509,04

## 2. Compresión

### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
IN70x159	150	25	6,00	15,78	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
IN70x159	650	8	81,25	41,98	Esbelto

### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	rx/ry [mm]	K*L/r [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
IN70x159	6000	1	306,1	19,60	0,51	0,02	20200	498,69	1,00	498,69
IN70x159	6000	1	74,64	80,39	0,03	0,02	20200	360,40	1,00	360,40

### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
IN70x159	6000	1	0,05	0,02	20200,00	406,48	1,00	406,48

### 2.3 Factor Q

bf [mm]	tf [mm]	tw [mm]	h [mm]	h/tw [-]	Lim [-]	he [mm]	Ae [mm <sup>2</sup> ]	Ag	Qa
300	25	8	650	81,25	49,887	442,22	18537,7	20200,00	0,918

Qa	Qs	Q
0,918	1	0,918

### 2.4 Repetir

#### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	rx/ry [mm]	K*L/r [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
IN70x159	6000	1	306,1	19,60	0,51	0,02	20200	458,43	1,00	458,43
IN70x159	6000	1	74,64	80,39	0,03	0,02	20200	340,28	1,00	340,28

#### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
IN70x159	6000	1	0,05	0,02	20200,00	380,00	1,00	380,00

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
IN70x159	340,28	380,00	340,28	1,00	340,28

Figura A.20: Capacidad Perfil IN70x159 - Análisis NCh3389.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
IN70x159	150	25	6,00	10,71	28,17	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
IN70x159	650	8	81,25	105,93	160,58	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
IN70x159	148869

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
IN70x159	6000	6000	3700,7	10618,5

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
IN70x159	131090,53	148869	131090,53	208238,29	148869	148869,00

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
IN70x159	148869,00	131090,53	131090,53	1,00	131090,53

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
IN70x159	28612,08	30247,455

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
IN70x159	6,00	10,71	28,17	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
IN70x159	28612,08	-	28612,08	1,00	28612,08

Figura A.21: Capacidad Perfil IN70x159 - Análisis NCh3389.

## • HN20x69.4

### 1. Tracción

#### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
HN20x69.4	8840	222,77	1,00	222,77

### 2. Compresión

#### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN20x69.4	100	18	5,56	15,78	No esbelto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN20x69.4	164	10	16,40	41,98	No esbelto

#### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	$r_x/r_y$ [mm]	$K*L/r$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN20x69.4	4791	1	84,8	56,53	0,06	0,02	8840	187,80	1,00	187,80
HN20x69.4	4791	1	52,1	91,92	0,02	0,02	8840	141,84	1,00	141,84

#### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN20x69.4	4791	1	0,09	0,02	8840,00	197,84	1,00	197,84

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
HN20x69.4	141,84	197,84	141,84	1,00	141,84

Figura A.22: Capacidad Perfil HN20x69.4 - Análisis NCh3389.

### 3. Flexión

#### 3.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
HN20x69.4	100	18	5,56	10,71	28,17	Compacto

Sección	h [mm]	tw [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alma?
HN20x69.4	164	10	16,40	105,93	160,58	Compacto

#### 3.1 Miembros compactos de sección I simetría doble eje mayor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]
HN20x69.4	18205,488

##### b. Pandeo lateral-torsional

Sección	L max [mm]	Lb [mm]	Lp [mm]	Lr [mm]
HN20x69.4	6000	6000	2584,2	15336,3

Sección	Lp < Lb < Lr			Lb > Lr		
HN20x69.4	16329,07	18205,488	16329,07	11981,94	18205,488	11981,94

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN20x69.4	18205,49	16329,07	16329,07	1,00	16329,07

#### 3.2 Miembros de sección I eje menor

##### a. Fluencia

Sección	Mp [Tonf*mm]	1,6*Fy*Sy
HN20x69.4	9175,32	9682,311

##### b. Pandeo local ala

Sección	$\lambda$ [-]	$\lambda_p$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?	Mn [Tonf*mm]
HN20x69.4	5,56	10,71	28,17	Compacto	-

Sección	Mn1 [Tonf*mm]	Mn2 [Tonf*mm]	Mn [Tonf*mm]	$\phi_f$ [-]	$\phi_f * Mn$ [Tonf*mm]
HN20x69.4	9175,32	-	9175,32	1,00	9175,32

Figura A.23: Capacidad Perfil HN20x69.4 - Análisis NCh3389.



## • XL25x29.7

### 1. Tracción

#### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	3872	97,57	1,00	97,57

### 2. Compresión

#### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
XL25x29.7	125	8	15,63	15,78	No esbelto

#### 2.1 Esbeltez modificada

Sección	L máx [mm]	K [-]	rx/ry [mm]	(K*L/ri)o [-]	ri [mm]	Ki [-]	a [mm]	Ki*a/ri [-]	(K*L/ri)m [-]
XL25x29.7	4791	1	51,967	92,19	39,112	0,5	125	1,598	92,20
XL25x29.7	4791	1	51,967	92,19	39,112	0,5	125	1,598	92,20

#### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	(K*L/ri)m [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]	
XL25x29.7	92,20	0,02	0,02	3872	61,95	1,00	61,95	X
XL25x29.7	92,20	0,02	0,02	3872	61,95	1,00	61,95	Y

#### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	4791	1	0,03	0,02	3872,00	70,55	1,00	70,55

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	61,95	70,55	61,95	1,00	61,95

Figura A.24: Capacidad Perfil XL25x29.7 - Análisis NCh3389.

## 1. Tracción

### 1.1 Fluencia a tracción de sección bruta

Sección	Área gruesa [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_t$ [-]	$\phi_t * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	3872	97,57	1,00	97,57

## 2. Compresión

### 2.0 Esbeltez

Sección	b [mm]	tf [mm]	$\lambda$ [-]	$\lambda_r$ [-]	¿Alas?
XL25x29.7	125	8	15,63	15,78	No esbelto

### 2.1 Esbeltez modificada

Sección	L máx [mm]	K [-]	rx/ry [mm]	$(K^*L/ro)$ [-]	ri [mm]	Ki [-]	a [mm]	Ki*a/ri [-]	$(K^*L/r)m$ [-]
XL25x29.7	2395	1	51,967	46,09	39,112	0,5	125	1,598	46,12
XL25x29.7	2395	1	51,967	46,09	39,112	0,5	125	1,598	46,12

### 2.1 Pandeo por flexión sin elementos esbeltos

Sección	$(K^*L/r)m$ [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]	
XL25x29.7	46,12	0,09	0,02	3872	87,09	1,00	87,09	X
XL25x29.7	46,12	0,09	0,02	3872	87,09	1,00	87,09	Y

### 2.2 Pandeo torsional y flexo-torsional sin elementos esbeltos

Sección	L máx [mm]	K [-]	Fe [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Fcr [Tonf/mm <sup>2</sup> ]	Ag [mm <sup>2</sup> ]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	2395	1	0,04	0,02	3872,00	74,67	1,00	74,67

Sección	Pn1 [Tonf]	Pn2 [Tonf]	Pn [Tonf]	$\phi_c$ [-]	$\phi_c * Pn$ [Tonf]
XL25x29.7	87,09	74,67	74,67	1,00	74,67

Figura A.25: Capacidad Perfil XL25x29.7 - Análisis NCh3389.

# Anexo B. Análisis No lineal

## B.1. Estructura Original

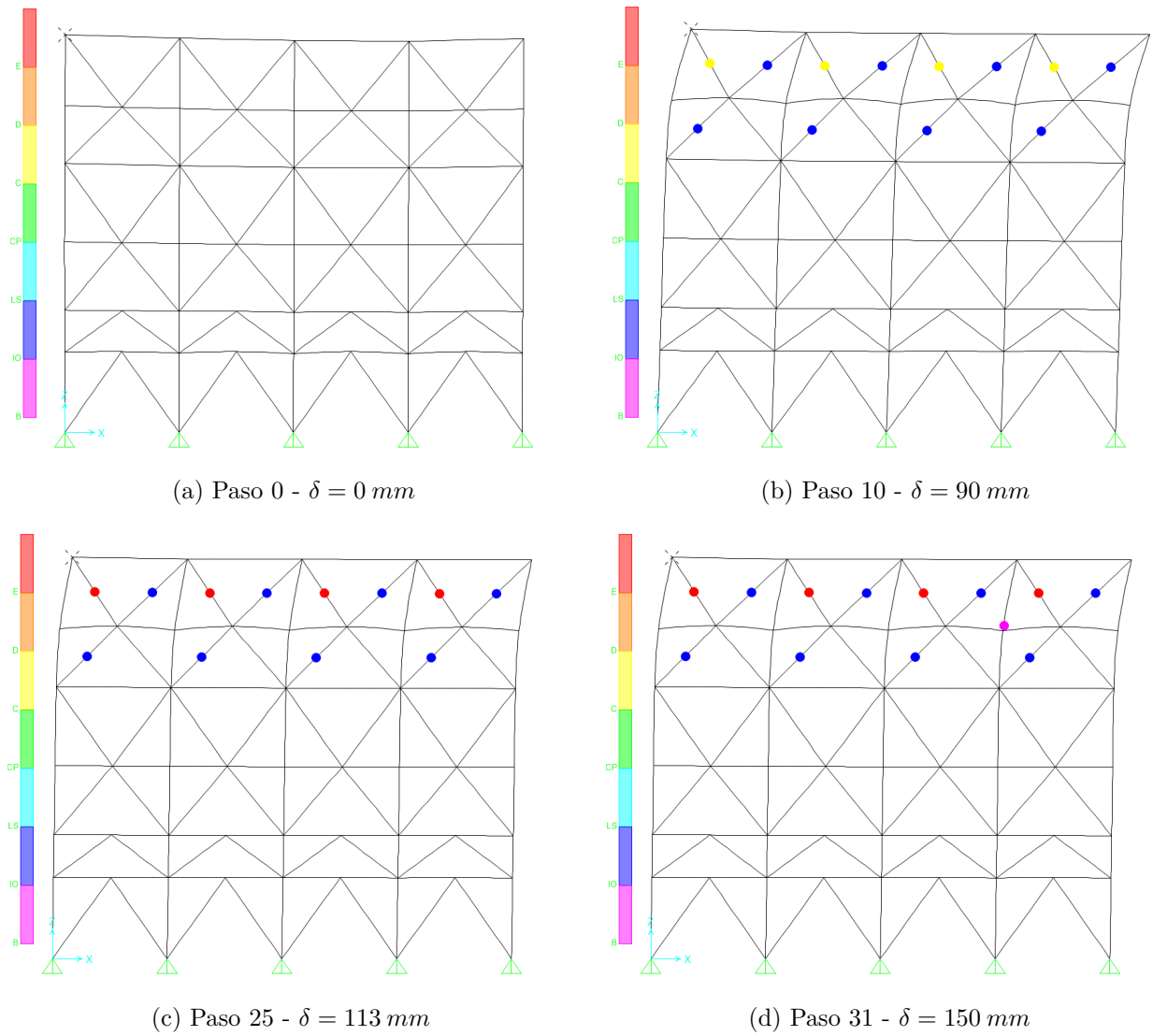
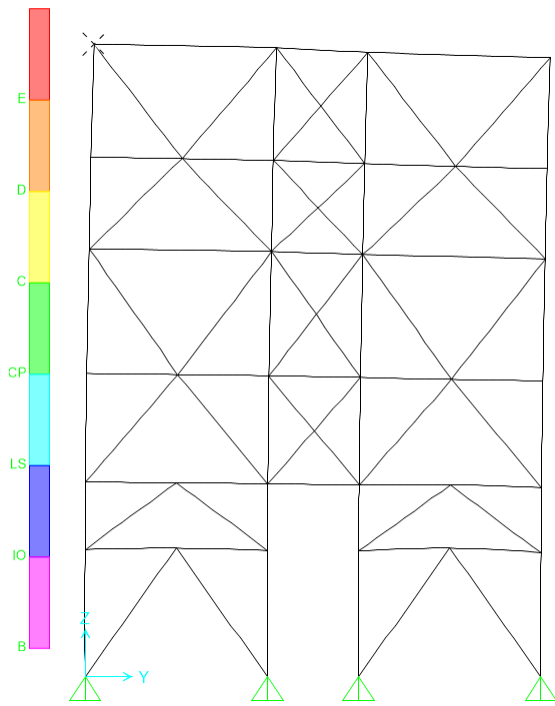
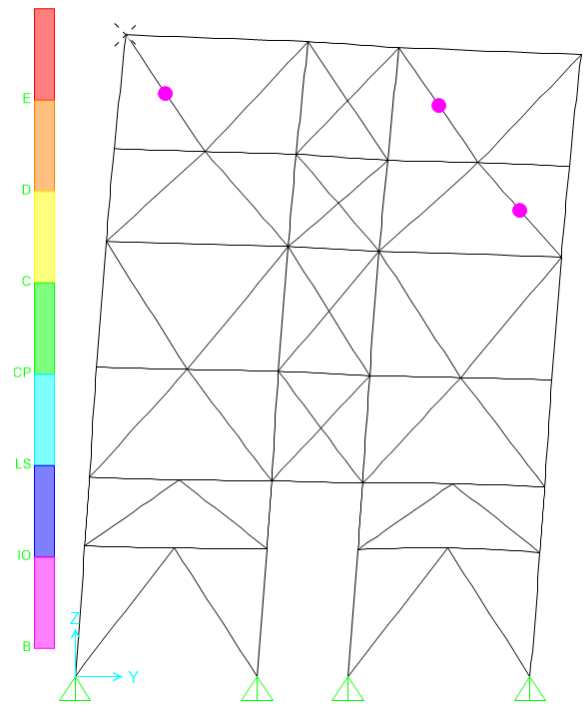


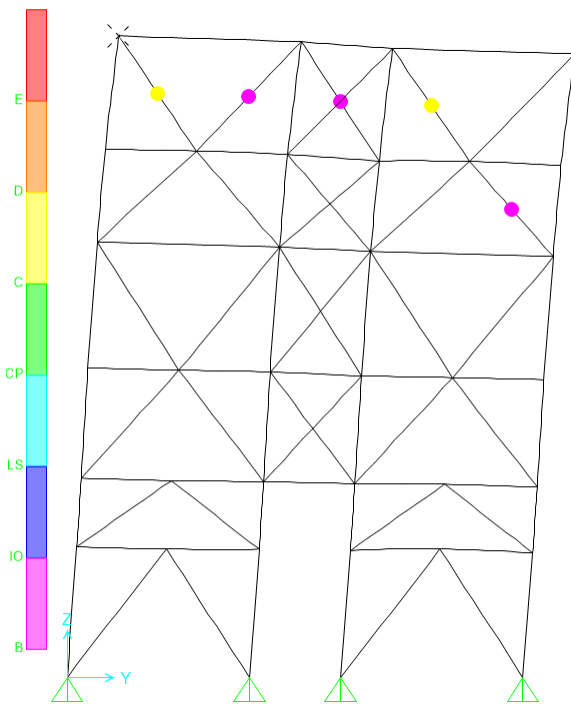
Figura B.1: Formación de rótulas en Eje A - Dirección X.



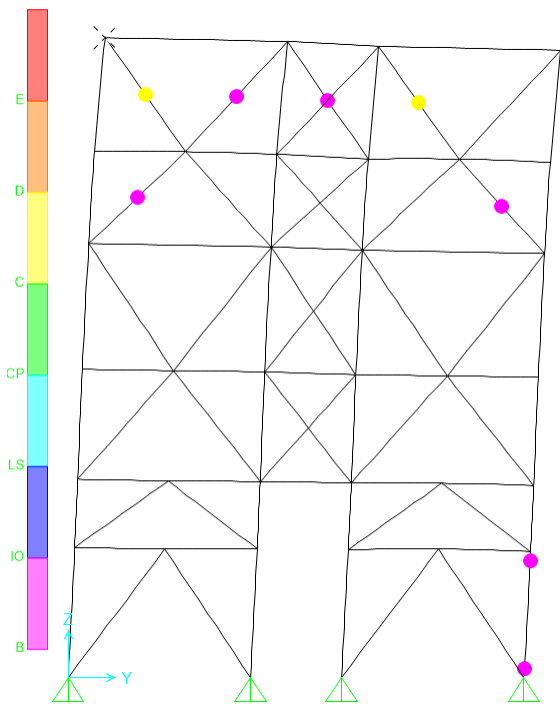
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 42 \text{ mm}$

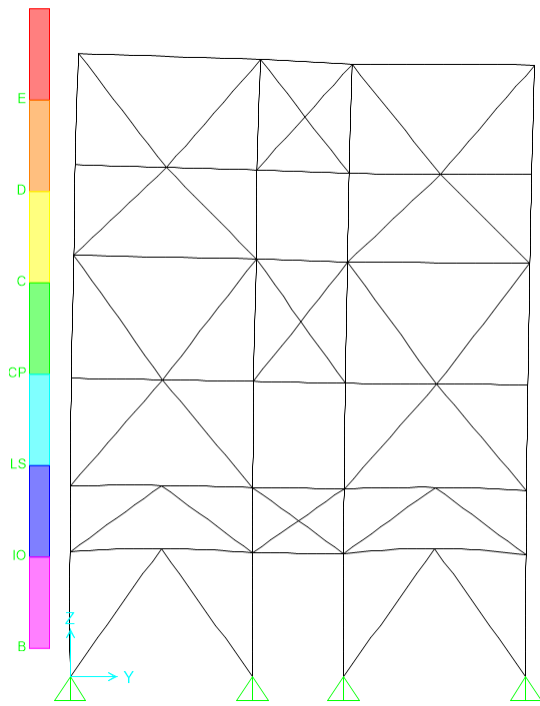


(c) Paso 4 -  $\delta = 57 \text{ mm}$

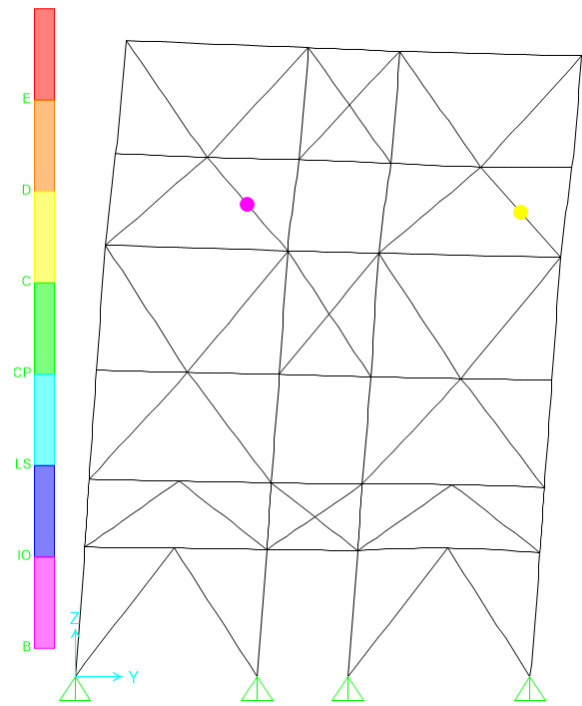


(d) Paso 5 -  $\delta = 61 \text{ mm}$

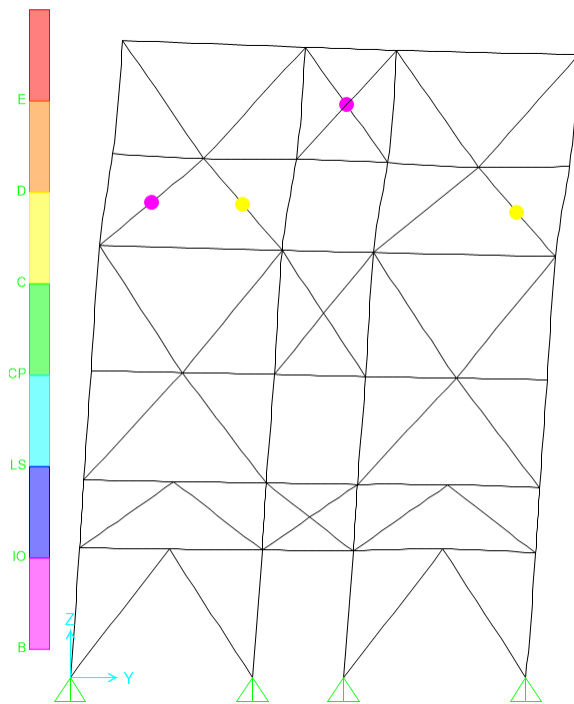
Figura B.2: Formación de rótulas en Eje 1 - Dirección Y.



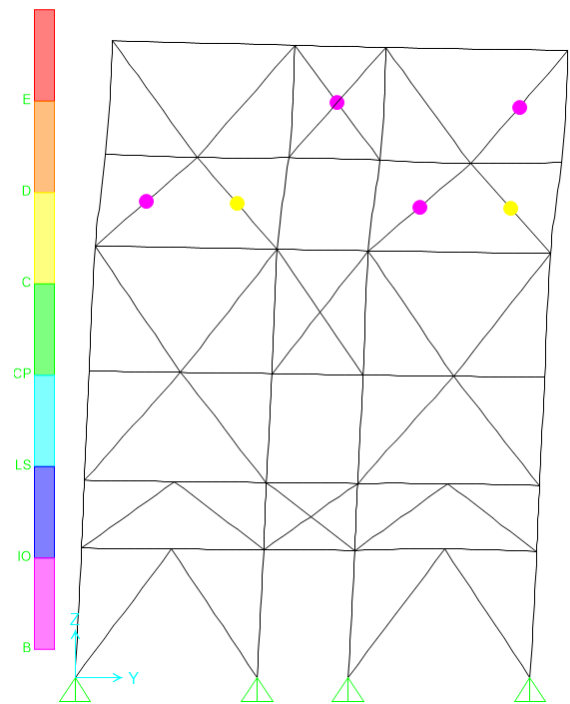
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 42 \text{ mm}$



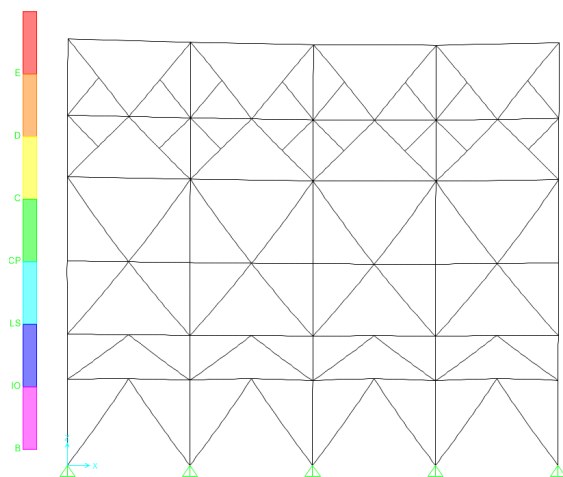
(c) Paso 4 -  $\delta = 57 \text{ mm}$



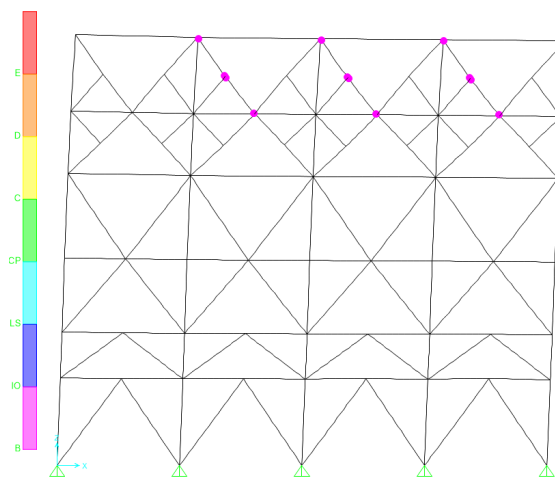
(d) Paso 5 -  $\delta = 61 \text{ mm}$

Figura B.3: Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y.

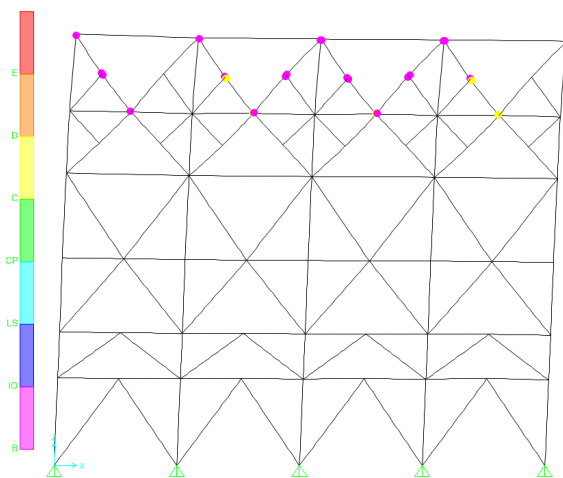
## B.2. Intervención 1



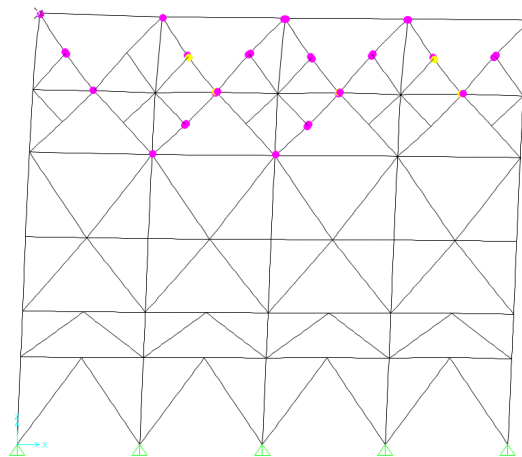
(a) Paso 0 -  $\delta = 0 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 46 \text{ mm}$

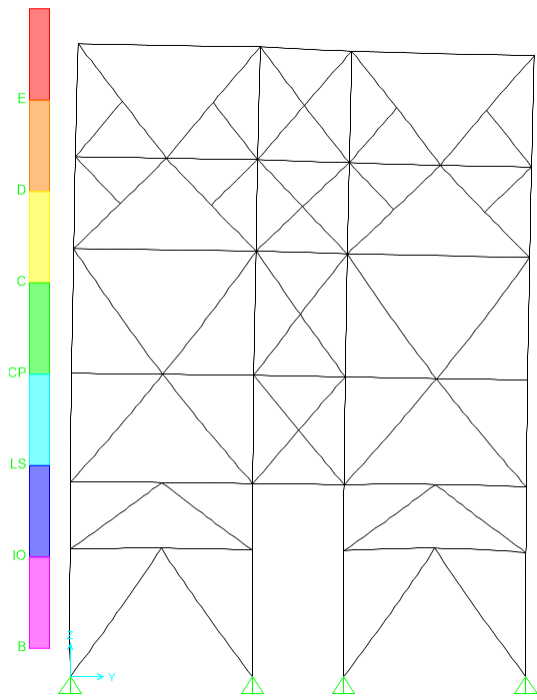


(c) Paso 5 -  $\delta = 53 \text{ mm}$

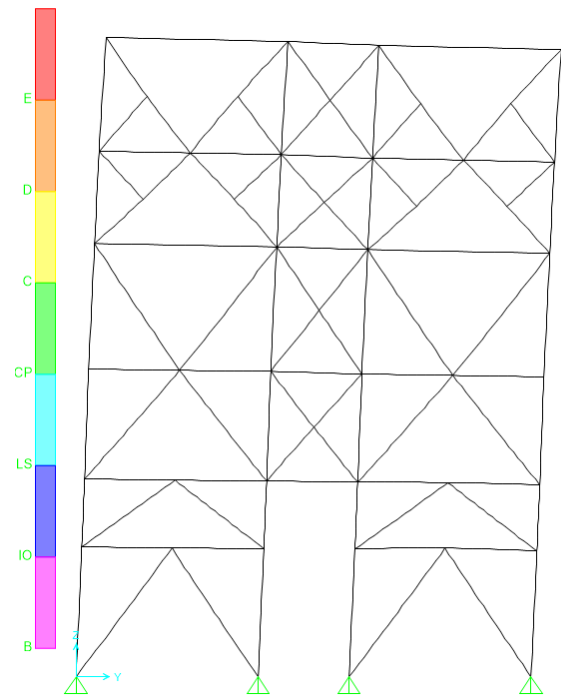


(d) Paso 8 -  $\delta = 56 \text{ mm}$

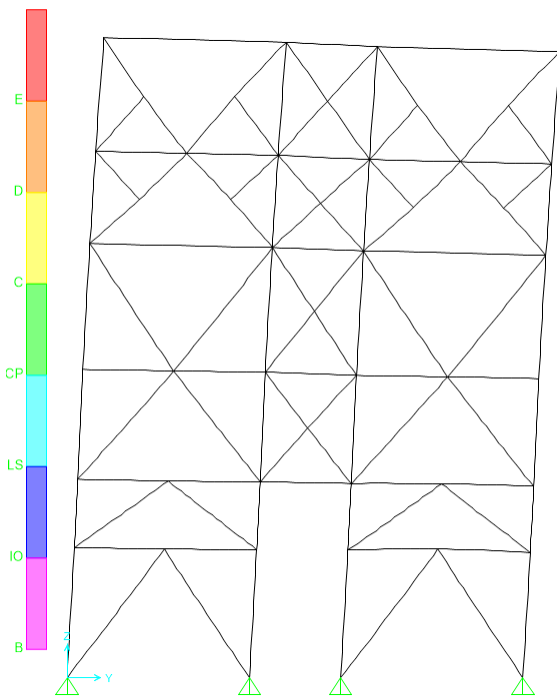
Figura B.4: Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Intervención 1.



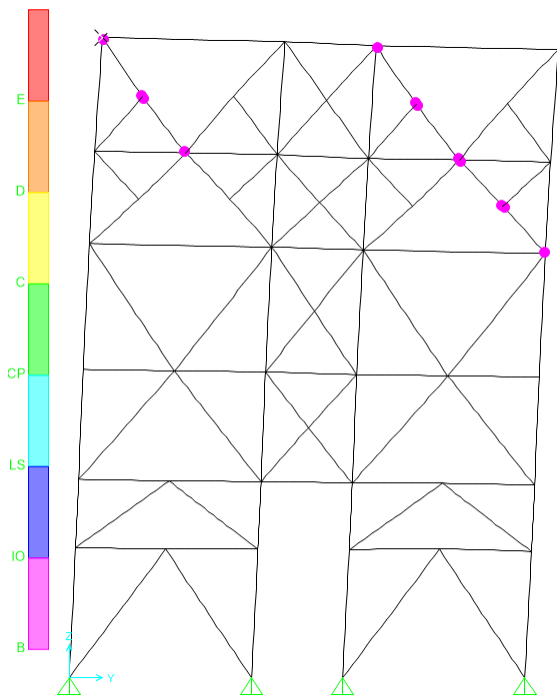
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 33 \text{ mm}$

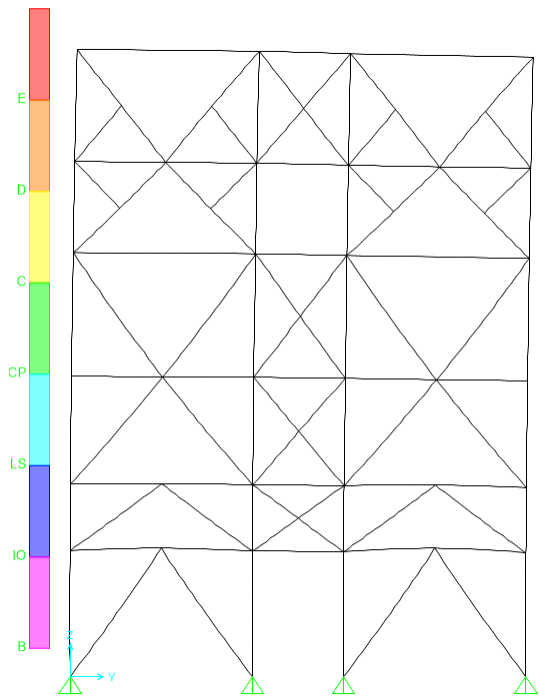


(c) Paso 3 -  $\delta = 40 \text{ mm}$

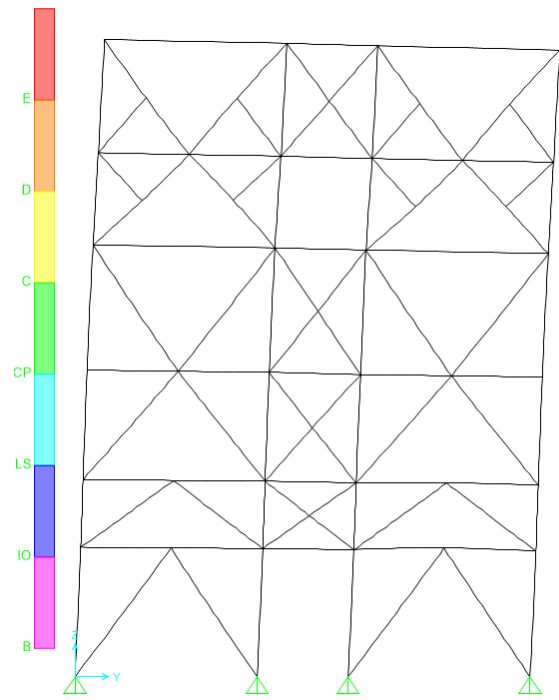


(d) Paso 4 -  $\delta = 55 \text{ mm}$

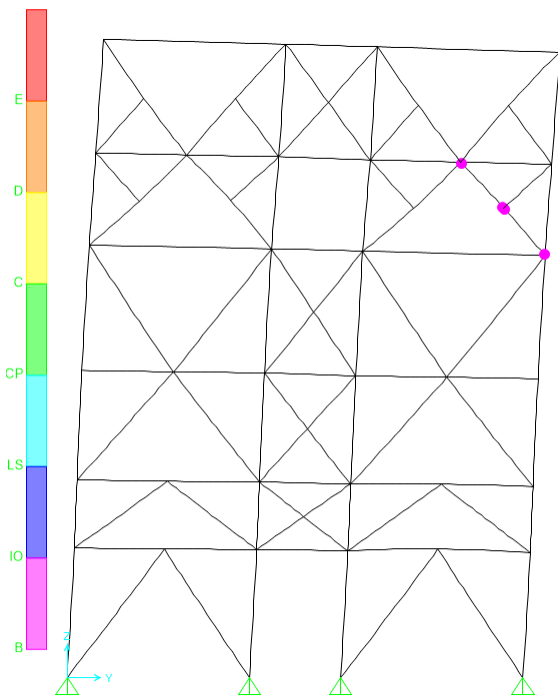
Figura B.5: Formación de rótulas en Eje 1 - Dirección Y - Intervención 1.



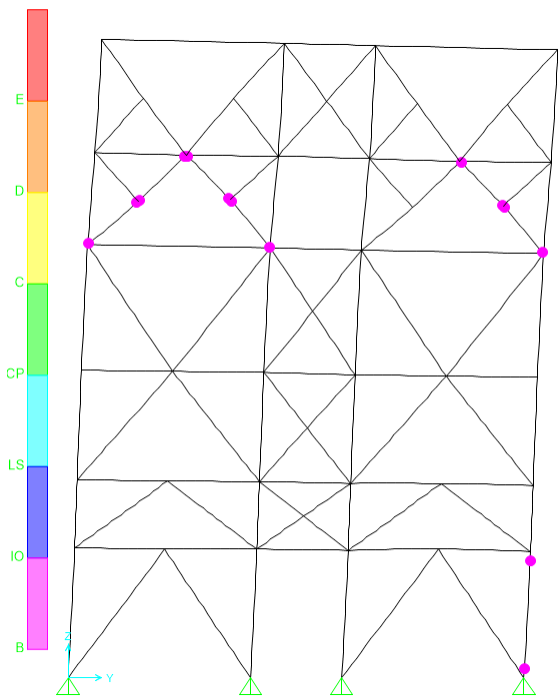
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 33 \text{ mm}$



(c) Paso 3 -  $\delta = 40 \text{ mm}$

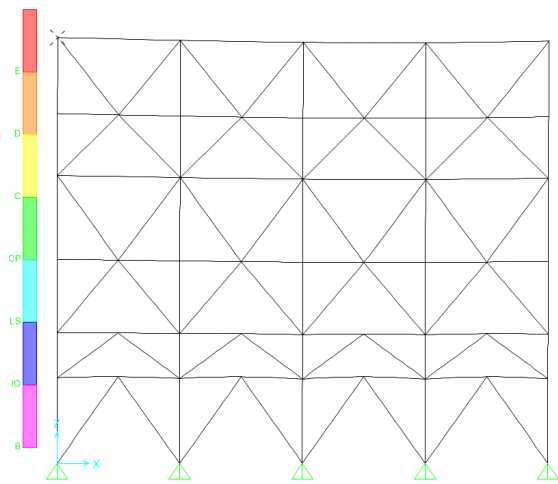


(d) Paso 4 -  $\delta = 55 \text{ mm}$

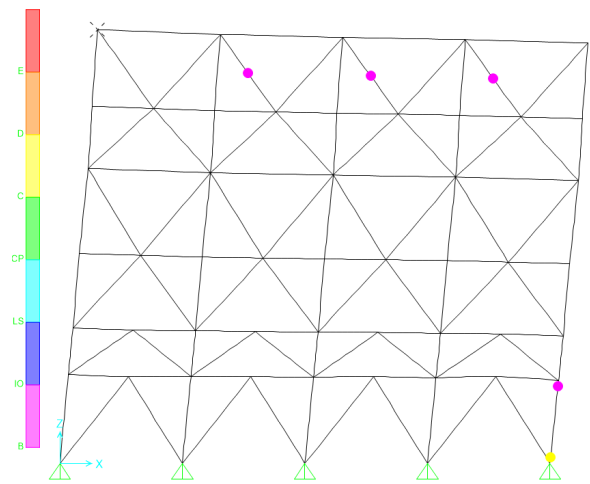
Figura B.6: Formación de rótulas en Eje 5 - Dirección Y.



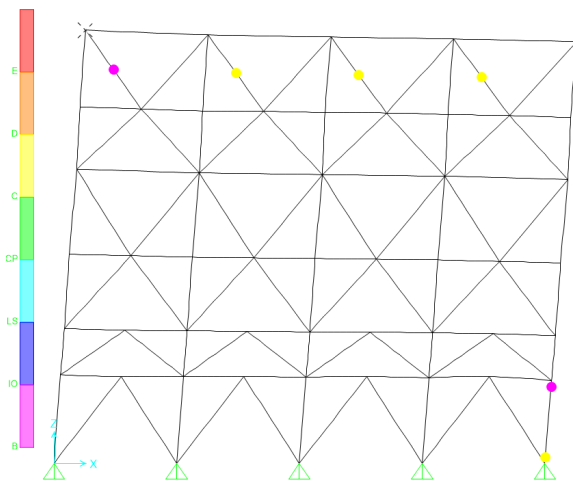
### B.3. Intervención 2



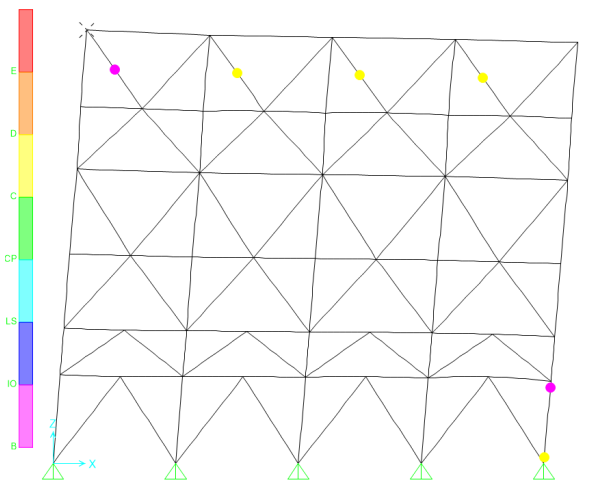
(a) Paso 0 -  $\delta = 0 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 42 \text{ mm}$

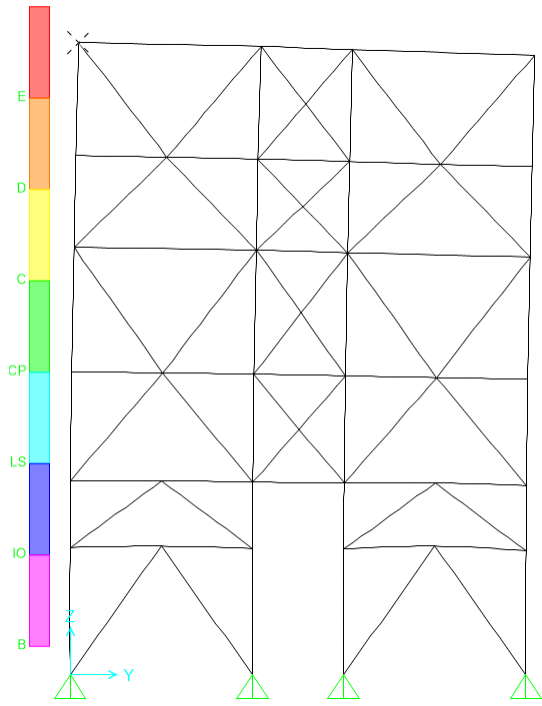


(c) Paso 5 -  $\delta = 77 \text{ mm}$

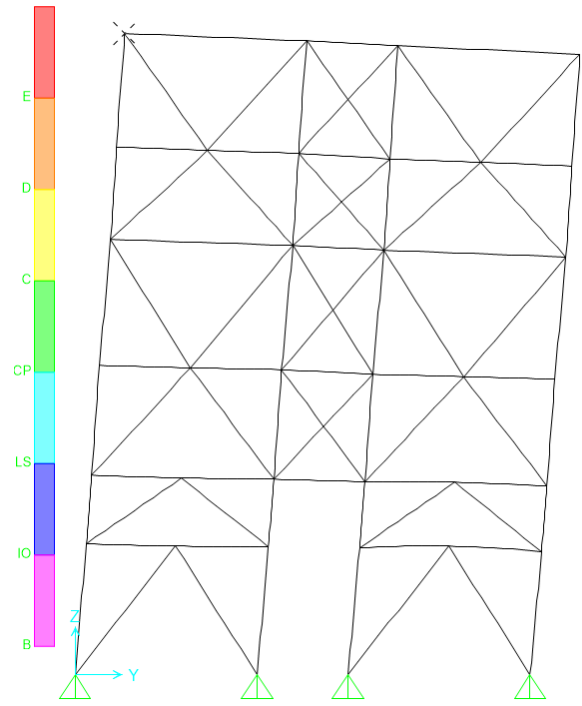


(d) Paso 12 -  $\delta = 83 \text{ mm}$

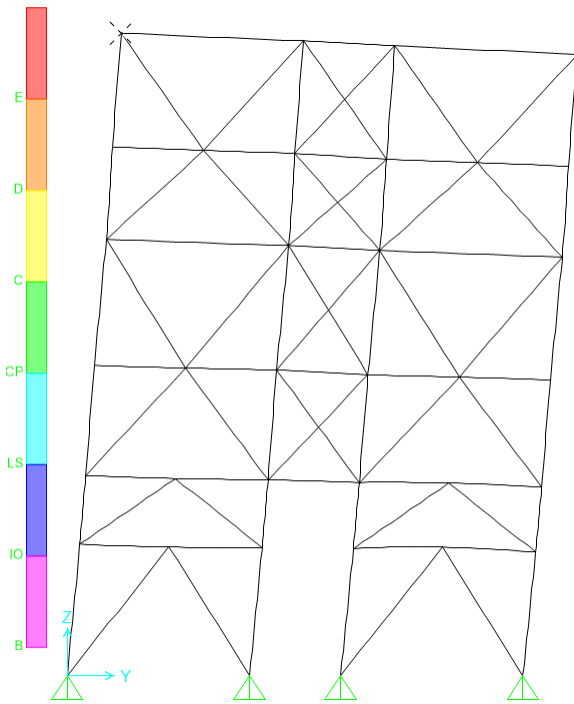
Figura B.7: Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Intervención 2.



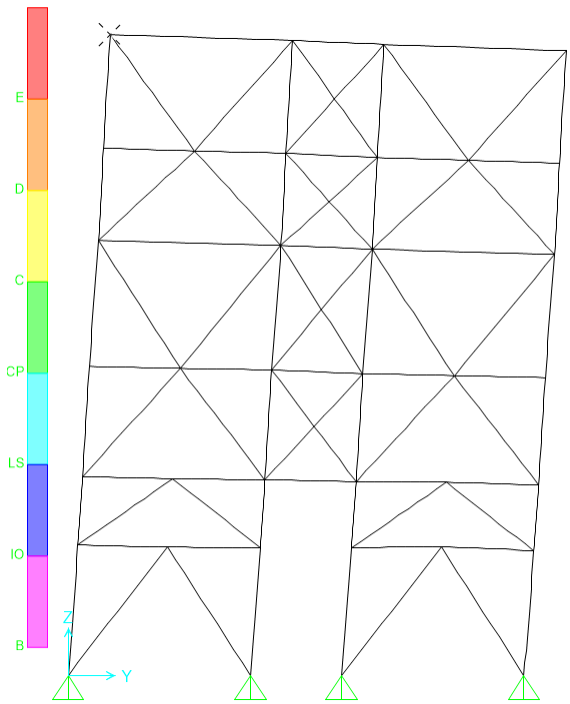
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 33 \text{ mm}$



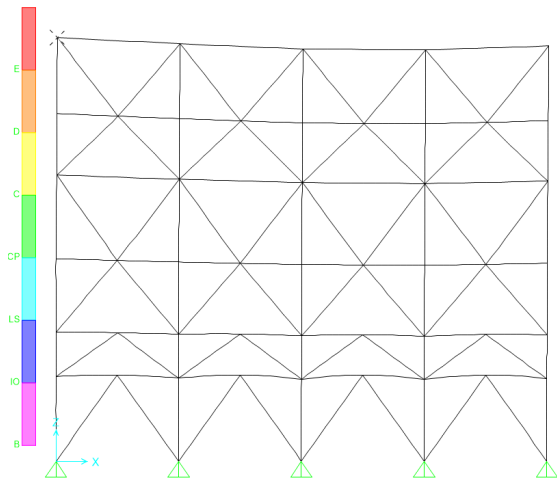
(c) Paso 3 -  $\delta = 45 \text{ mm}$



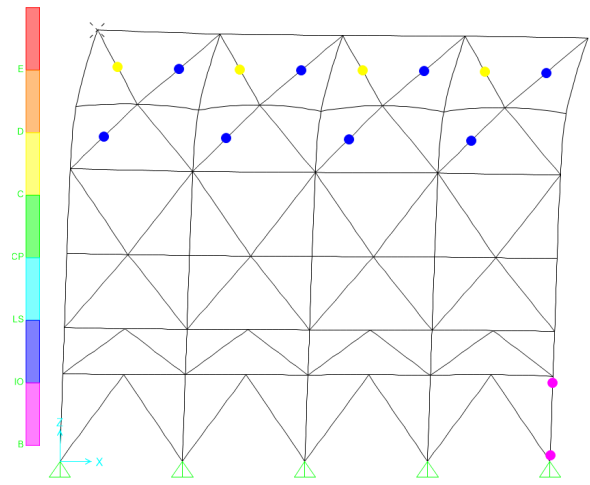
(d) Paso 4 -  $\delta = 46 \text{ mm}$

Figura B.8: Formación de rótulas en Eje 1 - Dirección Y - Intervención 2.

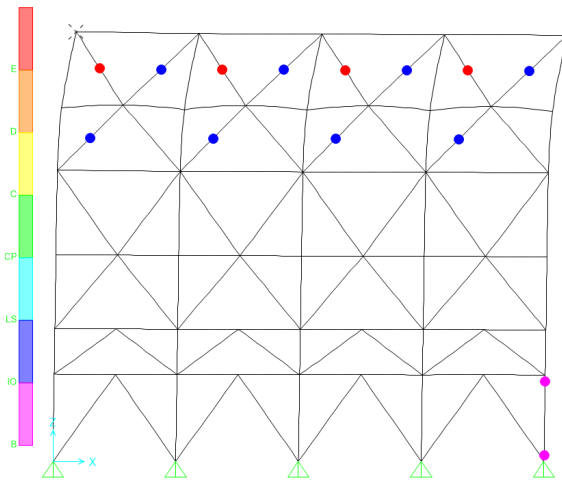
## B.4. Intervención 3



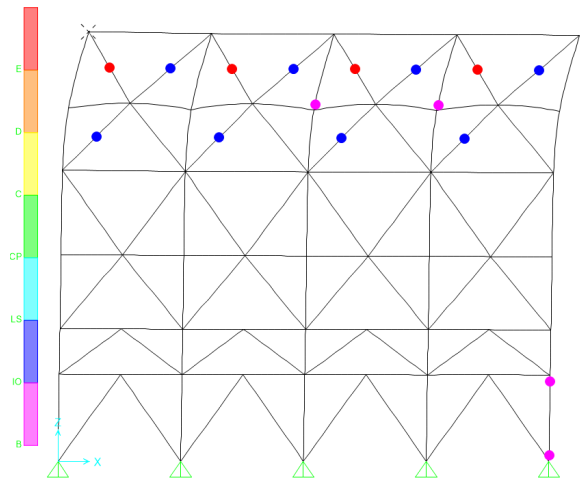
(a) Paso 0 -  $\delta = 0 \text{ mm}$



(b) Paso 10 -  $\delta = 92 \text{ mm}$

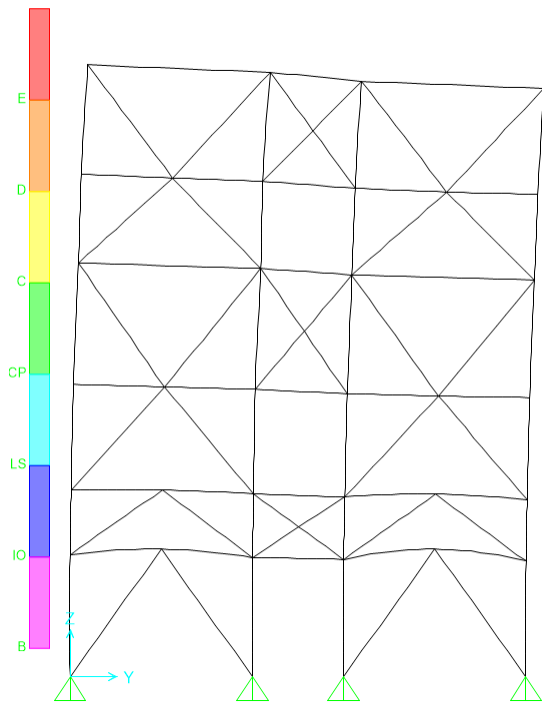


(c) Paso 30 -  $\delta = 114 \text{ mm}$

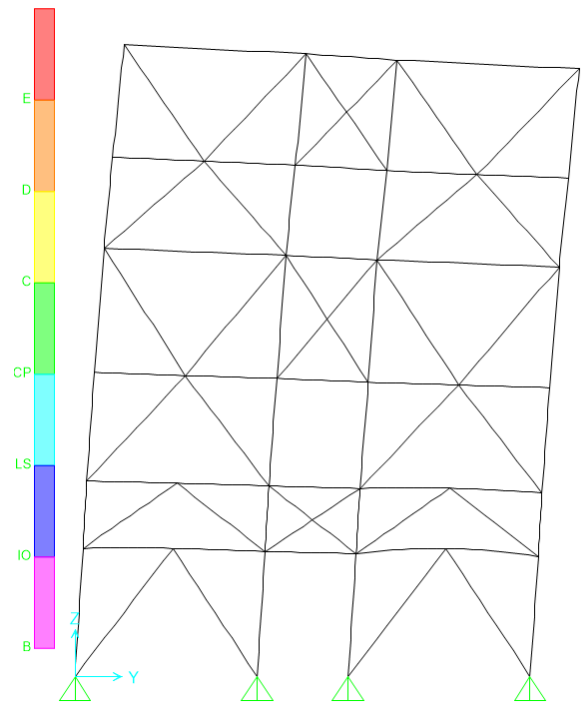


(d) Paso 38 -  $\delta = 150 \text{ mm}$

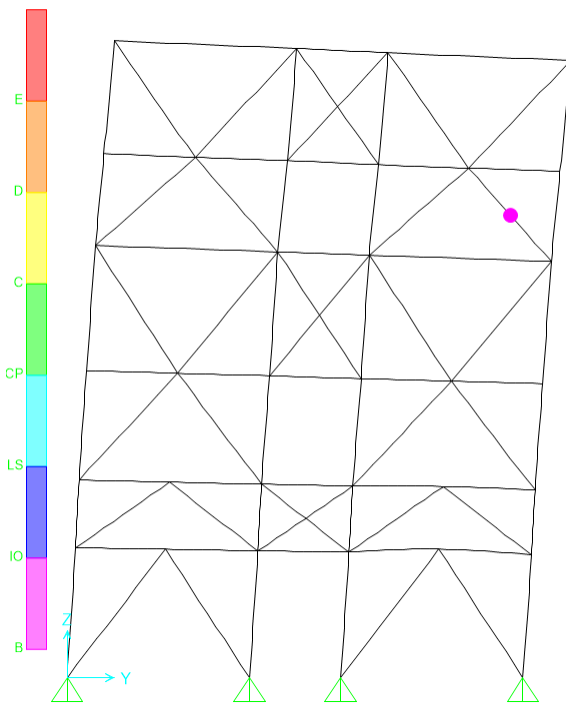
Figura B.9: Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Intervención 3.



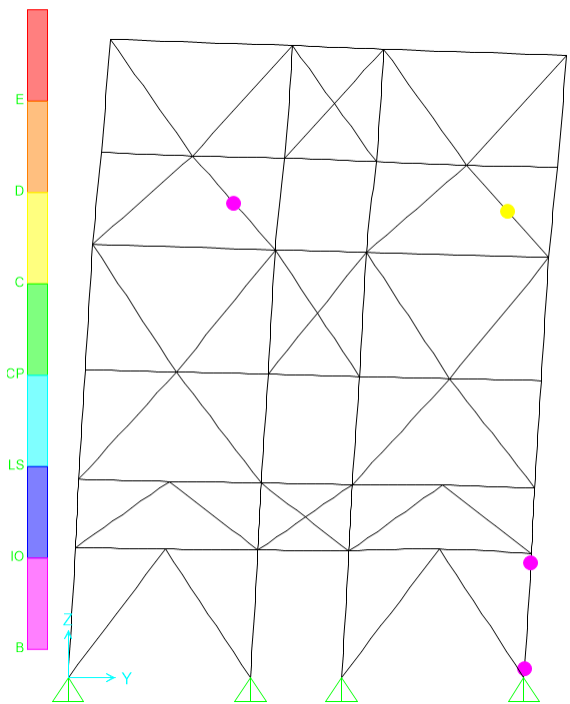
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 1 -  $\delta = 18 \text{ mm}$



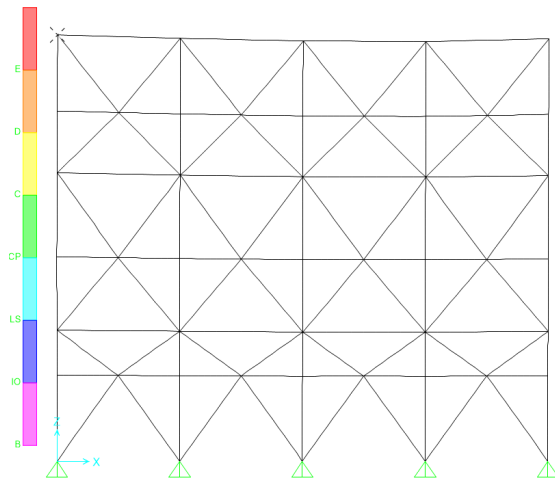
(c) Paso 2 -  $\delta = 31 \text{ mm}$



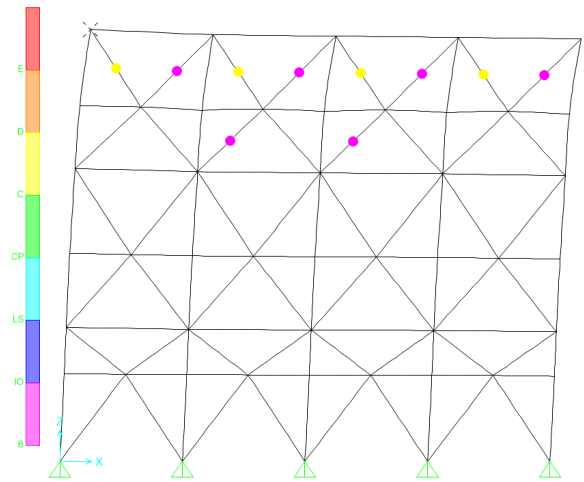
(d) Paso 3 -  $\delta = 46 \text{ mm}$

Figura B.10: Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y - Intervención 3.

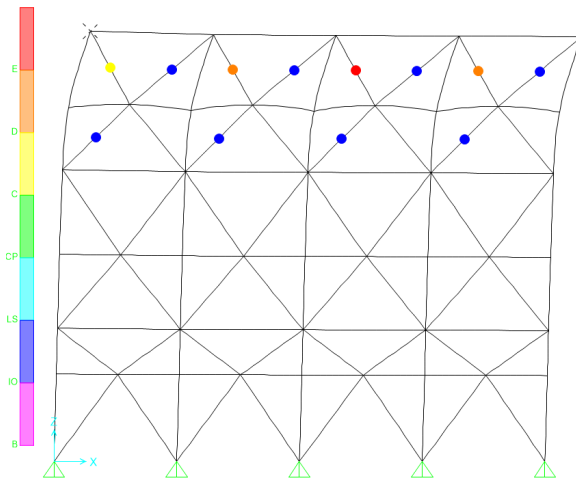
## B.5. Intervención 4



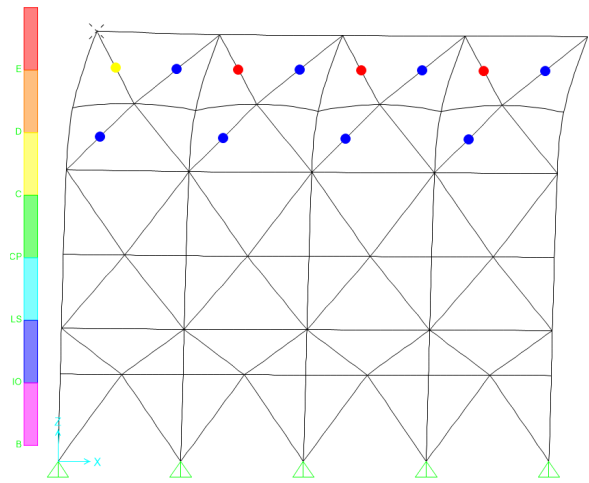
(a) Paso 0 -  $\delta = 0 \text{ mm}$



(b) Paso 6 -  $\delta = 50 \text{ mm}$

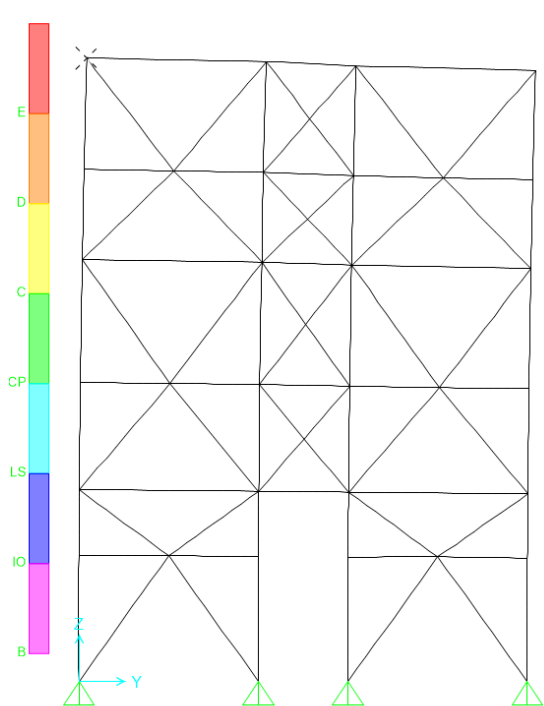


(c) Paso 12 -  $\delta = 90 \text{ mm}$

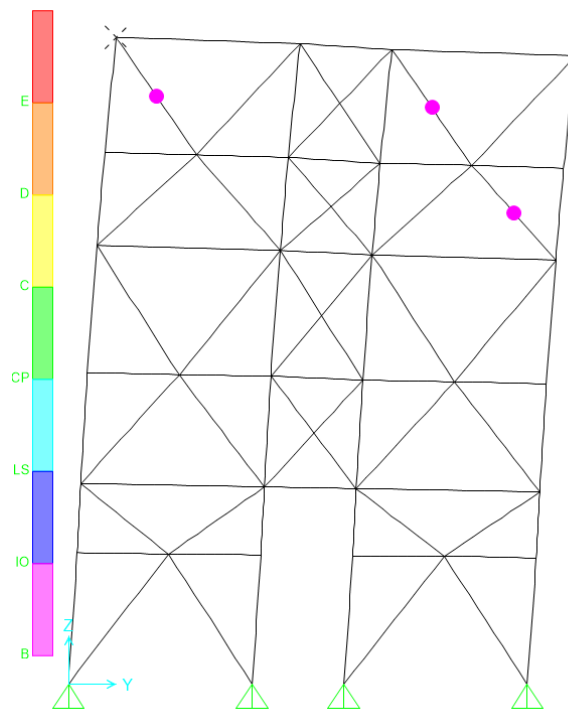


(d) Paso 16 -  $\delta = 95 \text{ mm}$

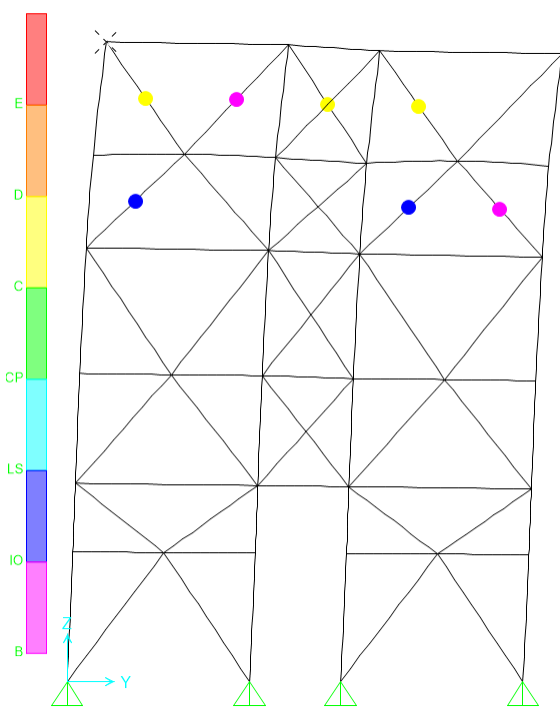
Figura B.11: Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Intervención 4.



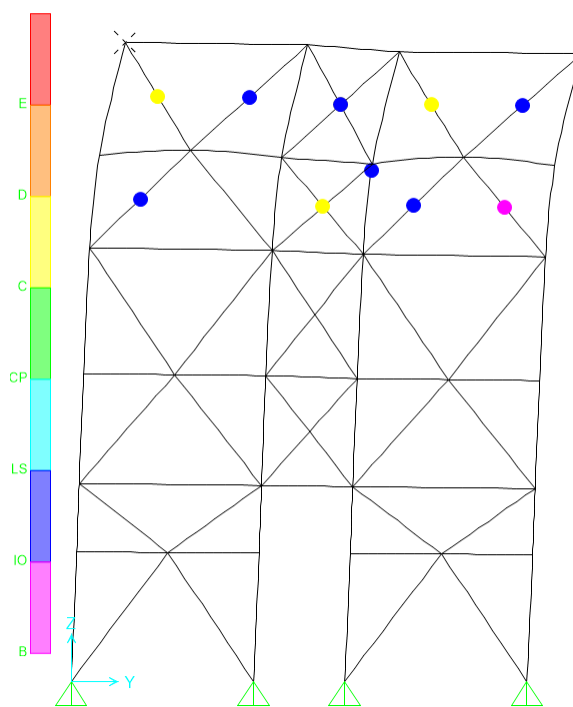
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 39 \text{ mm}$

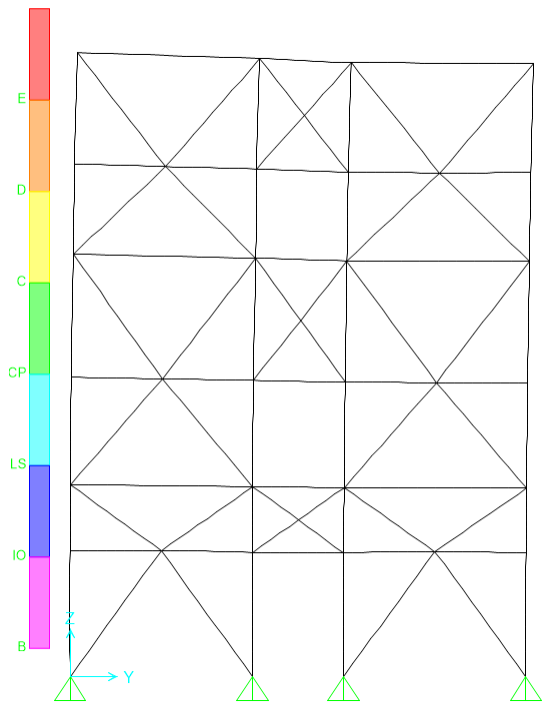


(c) Paso 6 -  $\delta = 65 \text{ mm}$

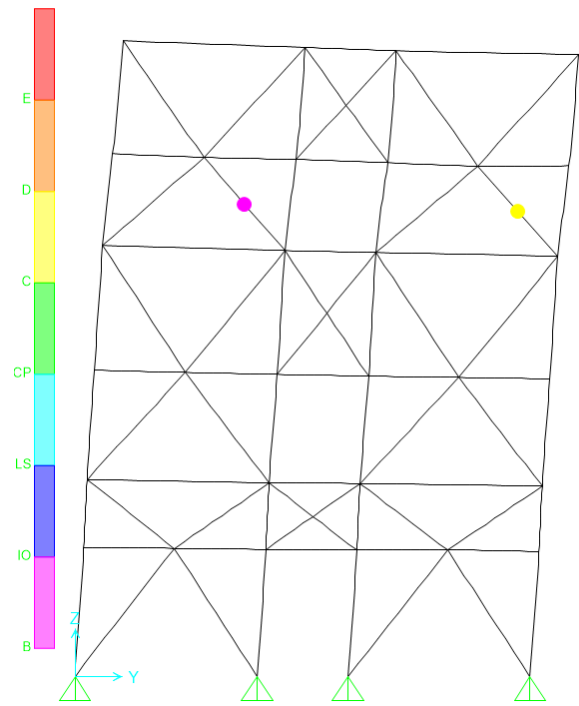


(d) Paso 10 -  $\delta = 90 \text{ mm}$

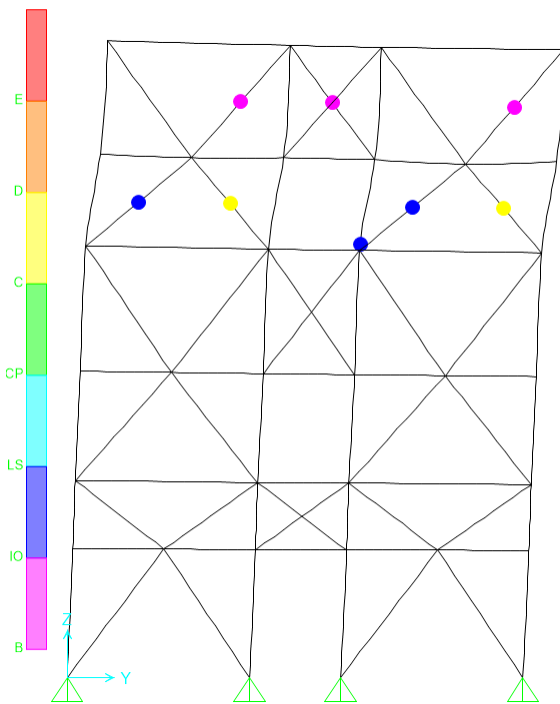
Figura B.12: Formación de rótulas en Eje 1 - Dirección Y - Intervención 4.



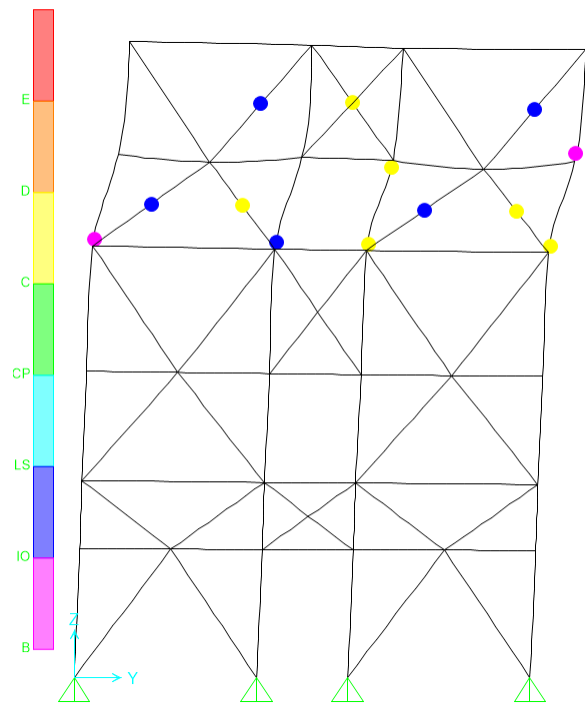
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 3 -  $\delta = 39 \text{ mm}$



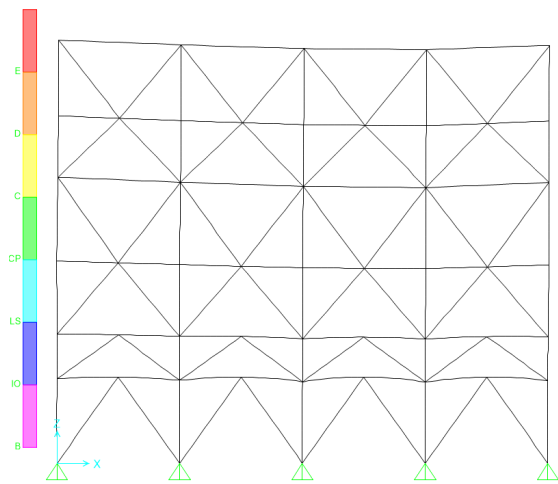
(c) Paso 6 -  $\delta = 65 \text{ mm}$



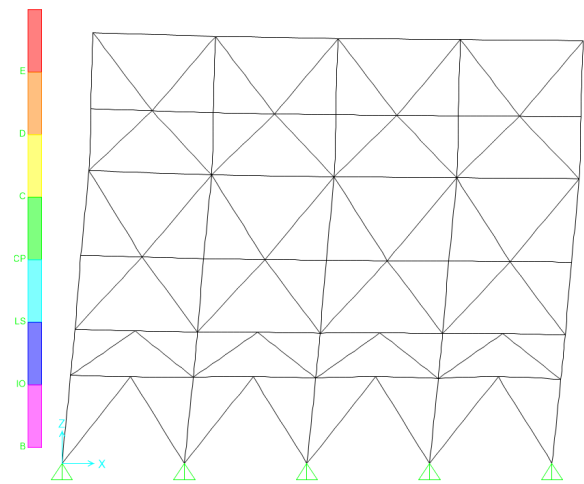
(d) Paso 10 -  $\delta = 90 \text{ mm}$

Figura B.13: Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y - Intervención 4.

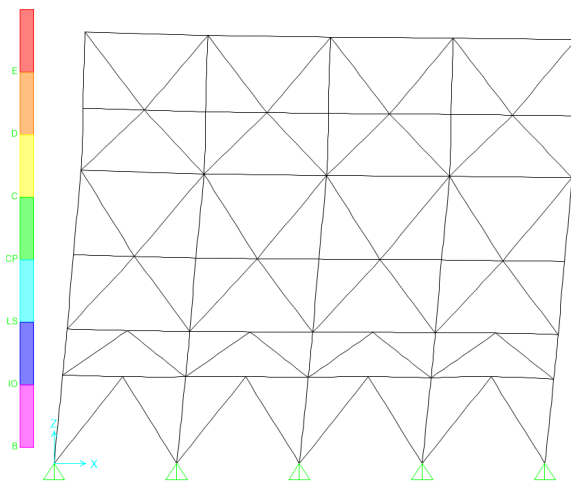
## B.6. Evaluación Apoyo silos en nivel 4



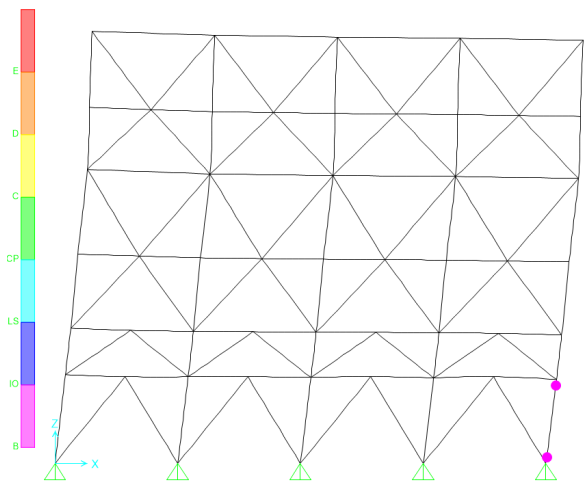
(a) Paso 0 -  $\delta = 0 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 30 \text{ mm}$



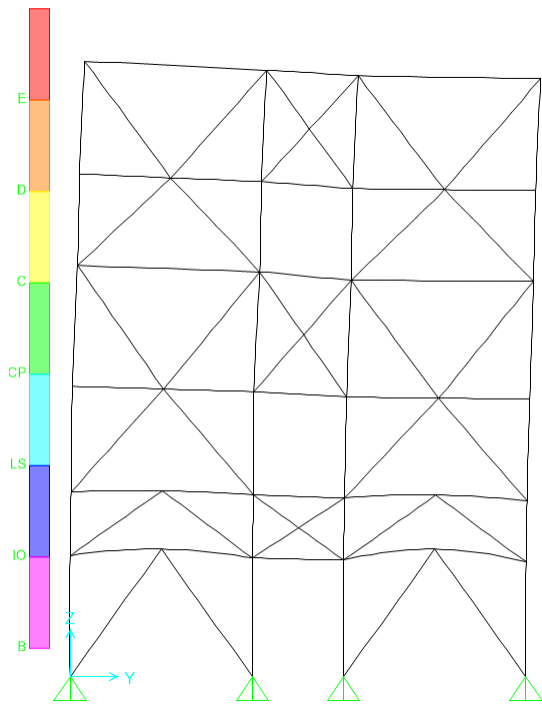
(c) Paso 4 -  $\delta = 51 \text{ mm}$



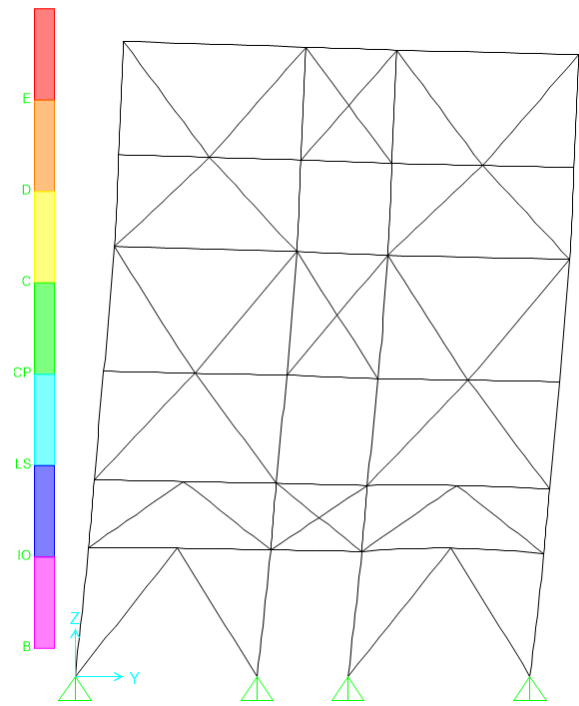
(d) Paso 5 -  $\delta = 60 \text{ mm}$

Figura B.14: Formación de rótulas en Eje A - Dirección X - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.

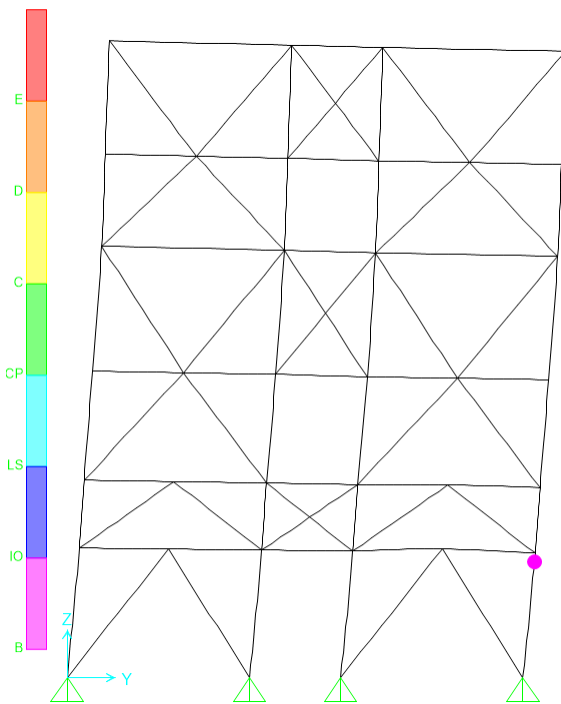




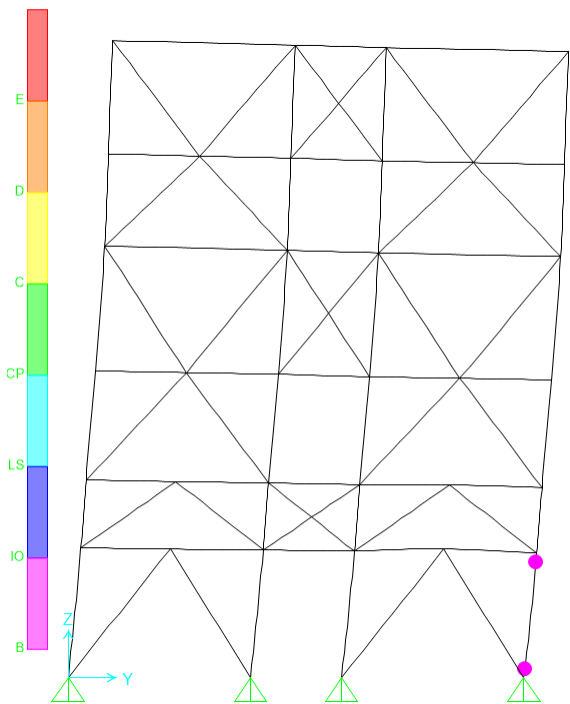
(a) Paso 0 -  $\delta = 3 \text{ mm}$



(b) Paso 2 -  $\delta = 33 \text{ mm}$



(c) Paso 3 -  $\delta = 47 \text{ mm}$



(d) Paso 4 -  $\delta = 50 \text{ mm}$

Figura B.15: Formación de rótulas en Eje 3 - Dirección Y - Evaluación Apoyo silos en nivel 4.