

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA NAVE
INDUSTRIAL DE ACERO ESTRUCTURADA A BASE DE
ARMADURAS EN EL CENTRO COMERCIAL DE
TALARA-PROMART**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BACH. VÍCTOR HUGO DÍAZ VIVANCO

ASESOR:

MSc. ING. RUBÉN AMÉRICO YACHAPA CONDEÑA

AYACUCHO - PERÚ

2018

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DE
ACERO ESTRUCTURADA A BASE DE ARMADURAS EN EL CENTRO COMER-
CIAL DE TALARA-PROMART”**

APROBACIÓN DEL BORRADOR DE TESIS : 06 DE DICIEMBRE DE 2018

APROBACIÓN DE SUSTENTACIÓN : 08 DE ENERO DE 2019

.....
Dr. Ing. Jaime A. HUAMÁN MONTES
(Presidente)

.....
M.Sc. Ing. Adolfo LINARES FLORES
(Miembro)

.....
M.Sc. Ing. Cristian CASTRO PÉREZ
(Miembro)

.....
Ing. Rubén A. YACHAPA CONDEÑA
(Miembro)

.....
M.Sc. Ing. Saúl RETAMOZO FERNANDEZ
(Secretario Docente)

Según el acuerdo constatado en el acta, levantada el 08 de enero del 2019, en la sustentación de tesis profesional, presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. **VÍCTOR HUGO DÍAZ VIVANCO**, con el Trabajo Titulado “**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA NAVE INDUSTRIAL DE ACERO ESTRUCTURADA A BASE DE ARMADURAS EN EL CENTRO COMERCIAL DE TALARA-PROMART**”, fue calificado con la nota de CATORCE (14) por lo que se da la respectiva **APROBACIÓN**.

.....
Dr. Ing. Jaime A. HUAMÁN MONTES
(Presidente)

.....
M.Sc. Ing. Adolfo LINARES FLORES
(Miembro)

.....
M.Sc. Ing. Cristian CASTRO PÉREZ
(Miembro)

.....
Ing. Rubén A. YACHAPA CONDEÑA
(Miembro)

.....
M.Sc. Ing. Saúl RETAMOZO FERNANDEZ
(Secretario Docente)

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA NAVE
INDUSTRIAL DE ACERO ESTRUCTURADA A BASE DE
ARMADURAS EN EL CENTRO COMERCIAL DE TALARA-PROMART

AUTOR: BACH. VÍCTOR HUGO DÍAZ VIVANCO

Presentado a la Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil en cumplimiento
parcial de los requerimientos para optar el título de:

INGENIERO CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

2018

Memoria presentado la Comisión integrada por los siguientes docentes:

Presidente : M.Sc. Ing. Adolfo Linares Flores

Miembro : M.Sc. Ing. Cristian Castro Pérez

Miembro : M.Sc. Ing. Rubén Américo Yachapa Condeña
Asesor de Tesis

© 2018; Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga (UNSCH), todos los derechos reservados. El autor de la investigación autoriza a la UNSCH - Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil (FIMGC), la reproducción de la tesis en su totalidad o en partes.

Presentación

Esta tesis es presentado como un trabajo de investigación que mi persona realizó para optar el título de Ingeniero Civil, de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga. Esperando que este trabajo sirva a los profesionales y estudiantes inmersos es este campo de la Ingeniería Civil.

Víctor Hugo Díaz Vivanco
vhdiazv@gmail.com
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Ayacucho, Diciembre de 2018

El ordenador es una bendición y una maldición, pues hace posible cálculos que un día estuvieron fuera del alcance de la capacidad humana mientras que al mismo tiempo los deja virtualmente fuera de la verificación humana.

- La ingeniería es humana de Henry Petroski

A los hombres humanos, que se esfuerzan por emerger en esta vida.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, alma máter, por acogerme en sus aulas durante mis años de estudiante.

A los ingenieros, catedráticos de la escuela de formación profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, por sus apreciadas enseñanzas y sugerencias durante mi vida universitaria.

A la empresa Consultores en Ingeniería de Riesgos Naturales EIRL - CIRNA, por haberme brindado la oportunidad de participar en el cálculo estructural del proyecto a partir del cual he podido elaborar este trabajo.

A mis padres Crescencio Díaz y Esther Vivanco por su amor y apoyo incondicional en todo momento de sus vidas.

A mi hermano José Luis, mis hermanas María Esther y Jhasmín Rocío por su ánimo y aliento en todo momento de sus vidas.

Resumen

El objetivo de la investigación, es evaluar el desempeño sísmico de la estructura de acero y estudiar su comportamiento ante niveles de amenaza sísmica definidos por el Comité VISION 2000 de la SEAOC. Se modeló las rótulas plásticas, plastificaciones longitudinales y definición de las cargas de acuerdo a las disposiciones establecidas en el documento ASCE/SEI 41-13 (2014) de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers, ASCE). Se realizó el análisis estático no lineal (pushover) en el programa SAP2000 versión 19.0.0, donde se determinó y verificó si cumplen o no con los niveles mínimos de desempeño para cada dirección de análisis. Los resultados nos indican que la estructura en la dirección X cumple con los niveles mínimos de desempeño sísmico, mientras en la dirección Y tiene un comportamiento inaceptable. Finalmente, para mejorar el comportamiento de la estructura en la dirección Y, se hizo un reforzamiento agregando y reemplazando arriostres de $\phi 3/4''$ por $\phi 1''$.

Palabras claves: *estructuras de acero, desempeño sísmico, naves industriales, pushover, comportamiento inelástico.*

Abstract

The aim of this study is to evaluate the seismic performance of a steel structure and study its behavior to different seismic hazard levels defined by the SEAC-VISION 2000 Committee. Plastic hinges, axial yielding and load definition were modeled in the structure according to the provisions established by the Standard ASCE/SEI 41-13 of the American Society of Civil Engineers (ASCE, 2014). The non-linear static analysis (pushover) was performed in SAP2000 (R) v19.0.0, where it was determined and verified whether or not they meet the minimum performance levels for each analysis direction. The results indicate that the structure meets the minimum seismic performance levels in X-direction, while in Y-direction it has an unacceptable behavior. Finally, a reinforcement was made adding and replacing $\phi 3/4''$ braces for $\phi 1''$ braces, in order to improve the behavior of the structure in Y-direction.

Keywords: *steel structures, seismic performance, industrial ships, pushover, inelastic behavior.*

Índice general

Carátula	
Acta de Sustentación	I
Copyright	III
Presentación	IV
Dedicatoria	V
Agradecimientos	VI
Resumen	VII
Índice General	VIII
Índice de Figuras	XIII
Índice de Tablas	XVII
Glosario	XIX
Acrónimos	XX
Símbolos	XXI
Introducción	XXIII
1. Generalidades	1
1.1. Antecedentes Bibliográficos	1
1.2. Descripción de la realidad problemática	1
1.3. Formulación del problema	2
1.3.1. Problema principal	2
1.3.2. Problemas secundarios	2
1.4. Justificación e Importancia	2
1.5. Objetivos	2
1.5.1. Objetivo General	2
1.5.2. Objetivos Específicos	3
1.6. Hipótesis	3
1.6.1. Hipótesis General	3
1.6.2. Hipótesis Específicas	3

1.7.	Variables e Indicadores	3
1.7.1.	Variables	3
1.7.2.	Indicadores	3
1.8.	Tipo y Nivel de investigación	4
1.8.1.	Tipo de investigación	4
1.8.2.	Nivel de investigación	4
1.9.	Metodología del trabajo de investigación	4
1.10.	Instrumentos utilizados	5
1.11.	Técnicas de recolección	5
1.12.	Fuentes de información	5
2.	Marco teórico y desarrollo de la teoría	6
2.1.	Estructuras de Acero	6
2.1.1.	Pórticos resistentes a momento o pórticos no arriostrados	7
2.1.1.1.	Ventajas y limitaciones del sistema	8
2.1.1.2.	Comportamiento del sistema	9
2.1.2.	Pórticos arriostrados concéntricamente	10
2.1.2.1.	Ventajas y limitaciones del sistema	12
2.1.2.2.	Comportamiento del sistema	13
2.1.2.3.	Riostras tipo tensor en X	13
2.1.3.	Pórticos arriostrados excéntricamente	15
2.1.3.1.	Ventajas y limitaciones del sistema	18
2.1.3.2.	Comportamiento del sistema	18
2.2.	Armaduras	19
2.2.1.	Triangulación y análisis cualitativo de los miembros	20
2.2.2.	Ángulos dobles y su comportamiento	22
2.3.	Comportamiento Inelástico de Estructuras de Acero	24
2.3.1.	Comportamiento No Lineal del Acero	26
2.3.1.1.	Curva Esfuerzo-Deformación	26
2.3.2.	Modelación de la no Linealidad de Materiales	28
2.3.2.1.	Modelo inelástico de los elementos barra(viga-columna)	28
2.3.2.2.	Rótulas plásticas	29
2.3.2.3.	Zonas de plastificación	31
2.3.2.4.	Modelo Inelástico de Edificios	32
2.4.	Desempeño Sísmico	34
2.4.1.	Niveles de desempeño	35
2.4.1.1.	Propuesta del Comité VISION 2000	36
2.4.1.2.	Propuesta del ATC-40	36
2.4.2.	Movimientos sísmicos de diseño	40
2.4.2.1.	Propuesta del comité VISION 2000	40
2.4.2.2.	Propuesta del ATC-40	40
2.4.3.	Objetivos del diseño por desempeño	41
2.4.3.1.	Propuesta del comité VISION 2000	41
2.4.3.2.	Propuesta del ATC-40	42
2.4.4.	Capacidad estructural	43
2.4.4.1.	Análisis estático no lineal (Análisis “Pushover”)	44
2.4.4.2.	Representación bilineal de la curva de capacidad	45
2.4.4.3.	Sectorización de la curva de Capacidad	47
2.4.5.	Demanda sísmica	47

2.4.6.	Métodos para estimar el punto de desempeño	49
2.4.6.1.	Método del Espectro de Capacidad (MEC)	50
2.4.6.2.	Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD)	56
2.4.7.	Verificación del desempeño	58
2.4.7.1.	Limites de los niveles de desempeño	59
2.5.	Análisis Estático No Lineal	60
2.5.1.	Procedimiento Estático No Lineal	60
2.5.1.1.	Alcances del Método	60
2.5.1.2.	Breve Descripción del Método de Análisis	60
2.5.2.	Verificación Estructural para la Aplicación del Método	61
2.5.2.1.	Criterio de Modos Altos	61
2.5.3.	Patrón de Carga	61
2.5.3.1.	Cargas Gravitacionales	61
2.5.3.2.	Cargas Monotónicas	62
2.5.4.	Nodo de control	62
3.	Desarrollo de la investigación	63
3.1.	Aspectos Generales	63
3.1.1.	Descripción del proyecto	63
3.1.2.	Descripción de los sistemas sismorresistentes	63
3.1.2.1.	En la dirección X	64
3.1.2.2.	En la dirección Y	64
3.1.3.	Materiales Empleados	64
3.1.4.	Normas y Códigos utilizados	65
3.1.5.	Combinaciones de Carga	65
3.2.	Análisis Estructural	66
3.2.1.	Resultados	67
3.2.1.1.	Período	68
3.2.1.2.	Derivas de entrepiso	68
3.2.1.3.	Secciones de diseño	68
3.3.	Evaluación del Desempeño Sísmico de la Estructura de Acero	68
3.3.1.	Selección de los Objetivos de Desempeño	69
3.3.2.	Obtención de Espectros Elásticos	70
3.3.3.	Resumen de Espectros Elásticos	71
3.4.	Análisis Estático No Lineal (NSP) con SAP2000 V19	73
3.4.1.	Criterios y selección de rótulas	73
3.4.2.	Análisis en la Dirección X y en la Dirección Y	73
3.4.2.1.	Discretización	74
3.4.2.2.	Plastificación Longitudinal de Esfuerzo Axial (P)	75
3.4.2.3.	Definición Computacional	79
3.4.3.	Columnas en la Dirección X y Dirección Y de Análisis	80
3.4.3.1.	Discretización	81
3.4.3.2.	Rótula por flexo-compresión (PM)	81
3.4.3.3.	Definición Computacional	90
3.4.4.	Definición del Análisis Computacional	91
3.4.4.1.	Caso de Carga No Lineal Gravitacional	91
3.4.4.2.	Caso de Carga No Lineal Laterales - Pushover	91
3.4.4.3.	Control de Aplicación de la Carga	93
3.4.4.4.	Resultados Salvados	93

3.4.4.5.	Parámetros No Lineales	94
4.	Resultados	95
4.1.	Indicadores asociados al comportamiento de la estructura	95
4.1.1.	Curva de capacidad	95
4.1.2.	Punto de Desempeño	99
4.2.	Evaluación del comportamiento de la estructura	104
4.2.1.	Deriva de entrepiso	104
4.2.2.	Mecanismo de Colapso	105
4.2.2.1.	Dirección X	105
4.2.2.2.	Dirección Y	106
4.2.3.	Verificación de los objetivos de desempeño	108
4.2.3.1.	Dirección X	108
4.2.3.2.	Dirección Y	109
4.3.	Plan de Intervención	110
4.3.1.	Curva de capacidad	111
4.3.2.	Punto de Desempeño	111
4.3.3.	Deriva de entrepiso	114
4.3.4.	Mecanismo de Colapso	114
4.3.4.1.	Reforzamiento en la Dirección Y	114
4.3.5.	Verificación de los objetivos de desempeño	116
4.3.5.1.	Reforzamiento en la Dirección Y	116
4.4.	Contrastación de hipótesis	117
4.4.1.	Hipótesis General	117
4.4.2.	Hipótesis Específicas	117
5.	Conclusiones	119
6.	Recomendaciones	120
6.1.	Recomendaciones	120
6.2.	Futuras líneas de investigación	120
	Referencia Bibliográfica	121
	Anexos	124
A.	Parámetros de Modelación	125
B.	Manual de Evaluación de desempeño sísmico	128
B.1.	Selección de los Objetivos de Desempeño	128
B.2.	Obtención de Espectros Elásticos	129
B.3.	Resumen de Espectros Elásticos	130
B.4.	Definición de propiedades de la rótula (pushover)	131
B.5.	Asignación de propiedades de la rótula (pushover)	133
B.6.	Visualización de las propiedades de las rótulas generadas (pushover)	135
B.7.	Definición de casos del análisis pushover estático	137
B.8.	Ejecutando el análisis pushover	141
B.9.	Visualización de la forma deformada del pushover y la secuencia de formación de la bisagra	141
B.10.	Visualización de la curva de pushover, del espectro de capacidad y verificación de los objetivos mínimos de desempeño sísmico	143

Índice de figuras

2.1. Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero, según ANSI/AISC 341-10	7
2.2. Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial	8
2.3. Comparación del mecanismo de colapso plástico en presencia (ladeo de la viga) y en ausencia (ladeo de la columna) de la filosofía de diseño “columna fuerte/viga débil”	9
2.4. Pórticos dúctil resistente a momento: (a) geometría que considera dimensiones finitas de los miembros, (b) diagrama de momento típico bajo carga lateral, y (c) fuerzas en los miembros correspondientes de vigas, columnas y zonas de panel	10
2.5. Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial	11
2.6. Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial	11
2.7. Configuraciones de CBF permitidas y prohibidas en regiones sísmicas: (a a c) Pórticos reforzados con X; (d a e) Pórticos invertidos con arriostres en V y arriostres en V, también conocidos como pórticos con arriostres-chevron invertidos y pórticos con arriostres-chevron, respectivamente; (f a g) pórticos con arriostres en K y con arriostres en doble K; (h a i) pórticos arriostrados con diagonales individuales; (j) pórticos con arriostres de esquina	12
2.8. Edificio “Hearst Tower”, en New York y Tokyo Sky Tree	13
2.9. Esquema del comportamiento inelástico de CBF.	14
2.10. Pórtico arriostrado con tensores en X	14
2.11. Respuesta estructural de un pórtico arriostrado con tensores en X, ensayado por Wakabayashi (1986)	15
2.12. Ejemplos de pórticos con arriostramientos excéntricos (Cortesía de National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley)	16
2.13. Configuraciones típicas de EBF	17
2.14. Ejemplos de construcción de EBF	17
2.15. Mecanismo de fluencia de EBF	18
2.16. Mecanismo de fluencia de EBF	19
2.17. Detalle del enlace en un pórtico con arriostramientos excéntricos	19
2.18. Componentes de una armadura	20
2.19. Armaduras típicas y principios básicos de triangulación	21
2.20. Fuerzas en miembros de una armadura: El sentido de las fuerzas en algunas simples configuraciones de armaduras pueden determinarse mediante un enfoque intuitivo. Armaduras más complejas requieren enfoques cuantitativos	22

2.21. Secciones de ángulos dobles	23
2.22. Armaduras en ángulos enfrentados	23
2.23. Pandeo lateral de armaduras	24
2.24. Ejemplos de fracturas propagándose a través de las alas de la columna - Terremoto de Northridge: (a) columna sin atiesador de rigidez, con fractura propagándose a través del alma de la columna y verticalmente hacia el ala superior; (b) vista ampliada de la fractura que se muestra en (a)	25
2.25. Ejemplos de fracturas propagándose a través de las alas de la columna - Terremoto de Northridge: (a) columna sin atiesador de rigidez parcial, con fractura a través del ala de la columna; (b) vista ampliada de la fractura que se muestra en (a)	26
2.26. Representación esquemática de la curva esfuerzo-deformación del acero estructural	27
2.27. Idealización de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión	28
2.28. Idealización de daño en vigas	29
2.29. Zona de daño equivalente	29
2.30. Una articulación plástica	30
2.31. Idealización de daño equivalente (Rótula plástica)	30
2.32. Curva fuerza vs deformación del componente	31
2.33. Relación generalizada del componente fuerza-deformación para el modelamiento ilustrado y criterios de aceptación	32
2.34. Modelación de vigas y columnas en edificios aperticados	33
2.35. Diagrama de momento típico (derecha) para un marco sujeto a una carga horizontal (izquierda)	33
2.36. Diagrama de fuerza axial (derecha) para un marco arriostrado sujeto a una carga horizontal (izquierda)	34
2.37. Diagrama del marco conceptual de la “ingeniería basada en el desempeño” (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)	35
2.38. Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento nivel superior)	43
2.39. Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover	44
2.40. Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 273	46
2.41. Sectorización de la Curva Capacidad	48
2.42. Espectros elásticos de aceleración y desplazamiento	49
2.43. Espectro elástico de respuesta en formato AD	49
2.44. Representación bilineal del espectro de capacidad - MEC	51
2.45. Obtención del amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de demanda reducido	52
2.46. Espectro de respuesta reducido (ATC,1996)	53
2.47. Determinación del punto de desempeño de prueba del MEC a partir de la aproximación de desplazamientos iguales	55
2.48. Punto de desempeño obtenido a partir del valor supuesto - MEC	55
2.49. Representación bilineal de la curva de capacidad - MCD	57
2.50. Esquema de una estructura sometida a acciones horizontales: a) Acciones, b) Desplazamientos y c) Esfuerzos de Corte	61
2.51. Esquema de una estructura sometida a acciones horizontales: a) Acciones, b) Desplazamientos y c) Esfuerzos de Corte	62

3.1.	Planta de ubicación de columnas, cotas en [m]	64
3.2.	Elevación Eje AA, AB,... y AI	65
3.3.	Elevación Eje A3	65
3.4.	Vista 3D de la estructura en SAP2000 V19	66
3.5.	Elevación del Eje AE de la estructura en SAP2000 V19	67
3.6.	Elevación del Eje A3 de la estructura en SAP2000 V19	67
3.7.	Vista en planta del techo de la estructura en SAP2000 V19	67
3.8.	Desplazamiento inelástico de la estructura	69
3.10.	Espectros de Demanda para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en formato Sa-Sd	72
3.9.	Espectros Elásticos para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en formato Sa-T	73
3.11.	Elementos con plastificaciones longitudinales en armaduras	74
3.12.	Elementos con plastificaciones longitudinales en arriostres	74
3.13.	Elementos con plastificaciones longitudinales en vigas de borde	74
3.14.	Elementos que actúan a carga axial	75
3.15.	Ventana de definición de plastificación longitudinal	80
3.16.	Rótulas plásticas en columnas - Análisis Dirección X	81
3.17.	Rótulas plásticas en columnas - Análisis Dirección Y	81
3.18.	Perfil W	82
3.19.	Pórtico del Eje AE - Columnas con $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	83
3.20.	Pórtico del Eje A1 - Columnas con $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	88
3.21.	Ventana de definición de rótula de flexo-compresión	90
3.22.	Ventana de definición de superficie de interacción para columnas	90
3.23.	Caso de carga no lineal gravitacional	91
3.24.	Caso de carga no lineal para la aceleración	92
3.25.	Caso de carga no lineal para la fuerza lateral	92
3.26.	Caso de carga no lineal para el primer modo	93
3.27.	Definición de aplicación de la carga controlada del análisis pushover	93
3.28.	Resultados salvados del análisis pushover	94
3.29.	Parámetros no lineales del análisis pushover	94
4.1.	Curva de Capacidad y su representación Bilineal, dirección X	98
4.2.	Curva de Capacidad y su representación Bilineal, dirección Y	98
4.3.	Punto de Desempeño para Sismo Frecuente, dirección X	100
4.4.	Punto de Desempeño para Sismo Ocasional, dirección X	100
4.5.	Punto de Desempeño para Sismo Raro, dirección X	101
4.6.	Punto de Desempeño para Sismo Muy Raro, dirección X	101
4.7.	Punto de Desempeño para Sismo Frecuente, dirección Y	102
4.8.	Punto de Desempeño para Sismo Ocasional, dirección Y	103
4.9.	Punto de Desempeño para Sismo Raro, dirección Y	103
4.10.	Punto de Desempeño para Sismo Muy Raro, dirección Y	104
4.11.	Formación de Rótulas y Plastificaciones en la dirección X de la Estructura: (a) paso 7, (b) paso 11, (c) paso 14, (d) paso 17, (e) paso 22 y (f) paso 29	106
4.12.	Formación de Rótulas y Plastificaciones en la dirección Y de la Estructura: (a) paso 1, (b) paso 9, (c) paso 16, (d) paso 19, (e) paso 23 y (f) paso 26	107
4.13.	Desempeño de la estructura, dirección X	108
4.14.	Desempeño de la estructura, dirección Y	109
4.15.	Propuesta de reforzamiento de la estructura en la dirección Y, Eje 1	110
4.16.	Propuesta de reforzamiento de la estructura en la dirección Y, Eje 3	110

4.17. Curva de Capacidad y su representación Bilineal, reforzamiento en la dirección Y	111
4.18. Punto de Desempeño para Sismo Frecuente, reforzamiento en la dirección Y .	112
4.19. Punto de Desempeño para Sismo Ocasional, reforzamiento en la dirección Y .	112
4.20. Punto de Desempeño para Sismo Raro, reforzamiento en la dirección Y . . .	113
4.21. Punto de Desempeño para Sismo Muy Raro, reforzamiento en la dirección Y	113
4.22. Formación de Rótulas y Plastificaciones en la dirección Y de la Estructura reforzada: (a) paso 1, (b) paso 9, (c) paso 14, (d) paso 18, (e) paso 23 y (f) paso 27	115
4.23. Desempeño de la estructura, reforzamiento en la dirección Y	116
B.1. Espectros Elásticos para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en formato Sa-T	130
B.2. Espectros de Demanda para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en formato Sa-Sd	131
B.3. Definición de propiedades	132
B.4. Rótulas por carga axial	132
B.5. Rótulas por flexo-compresión	133
B.6. Asignación de propiedades	134
B.7. Rótulas por carga axial a 0.5	134
B.8. Rótulas por flexo-compresión en los extremos	135
B.9. Valores de las propiedades de rótula por carga axial	136
B.10. Definir las propiedades de rótula por carga axial - momento	136
B.11. Valores de las propiedades de rótula por carga axial - momento	137
B.12. Definir las opciones de superficie de interacción	137
B.13. Definir casos de carga	138
B.14. Agregar el caso de carga no lineal gravitacional	138
B.15. Definir el caso de carga no lineal gravitacional	139
B.16. Definir el caso de carga no lineal lateral	139
B.17. Definir el desplazamiento máximo	140
B.18. Definir el máximo y mínimo número de pasos	140
B.19. Definir los parámetros no lineales	141
B.20. Corremos el análisis	141
B.21. Visualizar la deformada	142
B.22. Escoger el paso 25	142
B.23. Se muestra deformada del paso 10 y paso 25	143
B.24. Visualizar la curva pushover	144
B.25. Curva pushover	144
B.26. Punto de desempeño para sismo ocasional	145
B.27. Sectorización de la curva de capacidad	145

Índice de tablas

1.1. Variables e Indicadores de la investigación	4
2.1. Descripción de los estados de daño	37
2.2. Niveles de desempeño de las estructuras (ATC,1996)	39
2.3. Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)	40
2.4. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)	42
2.5. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas	42
2.6. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)	43
2.7. Valores para el factor modificador del amortiguamiento (ATC, 1996)	53
2.8. Valores mínimos requeridos para SR_A y SR_V	53
2.9. Valores del factor modificador C_0	57
2.10. Valores del factor modificador C_2	58
2.11. Valores límites de la deriva máxima de entrepiso para los niveles de desempeño - ATC-40	59
2.12. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)	59
3.1. Perfiles de columnas usados	63
3.2. Propiedades del acero	65
3.3. Períodos de vibración de la estructura	68
3.4. Desplazamiento y derivas de entrepiso, dirección X e Y	68
3.5. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras esenciales	70
3.6. Parámetros para la obtención del espectro de demanda del sismo raro	70
3.7. Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)	72
3.8. Propiedades geométricas de los perfiles 2L en las armaduras	75
3.9. Propiedades geométricas de los perfiles HSS en la vigas de borde	76
3.10. Propiedades geométricas de la barra circular en los arriostres	76
3.11. Parámetros de modelación para los arriostres, Dirección Y	76
3.12. Parámetros de modelación para los arriostres, Dirección Y	77
3.13. Valores para la interpolación de los elementos de la armadura entre los Ejes A1 y A2	77
3.14. Resultados de la interpolación de los elementos de la armadura entre los Ejes A1 y A2	77
3.15. Valores para la interpolación de los elementos de la armadura entre los Ejes A2 y A3	78

3.16. Resultados de la interpolación de los elementos de la armadura entre los Ejes A2 y A3	78
3.17. Valores para la interpolación de los elementos de la armadura	78
3.18. Resultados de la interpolación de los elementos de la armadura	78
3.19. Parámetros de modelación para todos los elementos de la armadura, Dirección X	79
3.20. Parámetros de modelación para las vigas de borde, Dirección Y	79
3.21. Parámetros de modelación para las vigas de borde, Dirección Y	79
3.22. Propiedades geométricas de los perfiles W de las columnas	82
3.23. Valores para la interpolación de las alas de la sección	84
3.24. Resultados de la interpolación para las alas de la sección	84
3.25. Valores para la interpolación del alma de la sección	84
3.26. Resultados de la interpolación para el alma de la sección	85
3.27. Parámetros de modelación para la columna W14x22 del Eje A1	85
3.28. Valores para la interpolación de las alas de la sección	85
3.29. Resultados de la interpolación para las alas de la sección	86
3.30. Valores para la interpolación del alma de la sección	86
3.31. Resultados de la interpolación para el alma de la sección	86
3.32. Parámetros de modelación para la columna W14x22 del Eje A3	86
3.33. Parámetros de modelación para la columna W14x61 del Eje A2	87
3.34. Parámetros de modelación de rótulas de Flexo-Compresión por Eje y Nivel .	87
3.35. Valores para la interpolación de las alas de la sección	88
3.36. Resultados de la interpolación para las alas de la sección	88
3.37. Valores para la interpolación del alma de la sección	89
3.38. Resultados de la interpolación para el alma de la sección	89
3.39. Parámetros de modelación para la columna W14x22 del Eje A1	89
3.40. Parámetros de modelación de rótulas de Flexo-Compresión por Eje y Nivel .	89
4.1. Valores de Desplazamiento vs Cortante Basal, dirección X	96
4.2. Valores de Desplazamiento vs Cortante Basal, dirección Y	97
4.3. Valores de la Curva Bilineal de Capacidad, Dirección X y Dirección Y	99
4.4. Valores obtenidos del Punto de Desempeño para los cuatro sismos de análisis, dirección X	102
4.5. Valores obtenidos del Punto de Desempeño para los cuatro sismos de análisis, dirección Y	104
4.6. Valores de deriva, dirección X e Y	105
4.7. Valores de la Curva Bilineal de Capacidad, reforzamiento en la dirección Y .	111
4.8. Valores obtenidos del Punto de Desempeño para los cuatro sismos de análisis, reforzamiento en la dirección Y	114
4.9. Valores de deriva, reforzamiento en la dirección Y	114
A.1. Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales - Componentes de Acero Estructural	126
A.2. Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales - Componentes de Acero Estructural	127
B.1. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 200 Committee, 1995)	128
B.2. Parámetros para la obtención del espectro de demanda del sismo raro	129

Glosario

- **Arriostre:** Elemento estructural que se encarga de rigidizar o estabilizar una determinada estructura. También llamada riostra.
- **Articulaciones Plásticas:** Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. También llamada rótula plástica.
- **Coefficiente R:** Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas.
- **Ductilidad:** Podemos decir que es la propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su resistencia o rigidez.
- **Esfuerzo de Corte:** Es una fuerza externa que es aplicada en forma ortogonal a la sección longitudinal que se este tratando, puede ser una viga, columna, o cualquier elemento estructural, el esfuerzo aplicado intenta cortar el elemento en la zona donde se esta aplicando.
- **Estricción:** Disminución de la sección de un cuerpo sometido a tracción.
- **Flexión:** Se denomina flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.
- **Resistencia:** Resistencia es la capacidad de un cuerpo, elemento o estructura de soportar cargas de sin colapsar.
- **Rigidez Flexural:** La rigidez flexural se define como el par de fuerzas requerido para doblar una estructura sólida por unidad de curvatura producida.
- **Rigidez Lateral:** La rigidez es la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.
- **Rótulas Plásticas:** Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. También llamada rótula plástica.
- **SAP2000:** El SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.

Acrónimos

AISC	–	American Institute of Steel Construction / Instituto Americano de la Construcción en Acero
ATC	–	Applied Technology Council / Consejo de Tecnología Aplicada
CBF	–	Concentric Braced Frame / Pórticos arriostrados concéntricamente
EBF	–	Excentric Braced Frame / Pórticos arriostrados excéntricamente
EMS	–	Estudio de Mecánica de Suelos
FEMA	–	Federal Emergency Management Agency / Agencia Federal para el Manejo de Emergencias
LDP	–	Linear Dinamic Procedure / Procedimiento Dinámico Lineal
NPT	–	Nivel de piso terminado
NSP	–	Nonlinear Static Procedure / Análisis No Lineal Estático
NSR	–	Normas Colombianas de Diseño y Construcción
R	–	Coficiente de reducción de las fuerzas sísmicas
SCBF	–	Special concentrically Braced Frame / Pórticos especiales arriostrados concéntricamente
SEAOC	–	Sociedad de Ingenieros Estructurales de California
VD	–	Variable directa
VI	–	Variable indirecta

Símbolos

Mayúsculas

T	—	Período
T_{sec}	—	Período secante
B_{eff}	—	Amortiguamiento efectivo
P	—	Fuerza axial en el miembro
Z	—	Módulo plástico de la sección
M	—	Factor de modificación
M_P	—	Momento plástico de la sección
F_{ye}	—	Esfuerzo de fluencia
D_y	—	Desplazamiento de cedencia
V_y	—	Cortante de cedencia
D_u	—	Desplazamiento de colapso
V_u	—	Carga de colapso
K_e	—	Rigidez lateral de efectiva
S_a	—	Aceleración espectral
S_d	—	Desplazamiento espectral
E_D	—	Energía disipada por el amortiguamiento
E_{S_0}	—	Energía máxima de deformación

Minúsculas

r	—	Radio de giro
h	—	Altura del alma
k	—	Factor de longitud efectiva
t_w	—	Espesor del alma
b_f	—	Ancho del patin
t_f	—	Espesor del patin

Letras griegas

α	—	Factor reductor de la rigidez
θ_y	—	Rotación por fluencia
β_{eq}	—	Amortiguamiento histerético equivalente
β_0	—	Amortiguamiento histerético

Otros

Δ_C	—	Deformación axial a la carga de pandeo esperada
------------	---	---

Δ_T — Deformación axial a la carga esperada de fluencia

Introducción

Al presentarse un sismo de cualquier magnitud, éste crea un escenario donde se ve el comportamiento de las estructuras construidas. Éste comportamiento podría ser aceptable o inaceptable, de acuerdo a los daños que tenga la estructura; y es por esto la necesidad de evaluar el comportamiento de las estructuras ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

Esté trabajo plantea los procedimientos y la implementación que se debe seguir para evaluar estructuras de acero y mejorar la comprensión en cuanto a su comportamiento en zonas sísmicas.

A continuación se describe cada uno de los capítulos que contiene esta investigación:

- **Capítulo 1 - Generalidades**, contiene los antecedentes bibliográficos, planteamiento del problema, justificación e importancia, hipótesis, objetivos de la investigación y la metodología que se va a seguir.
- **Capítulo 2 - Marco Teórico y Desarrollo de la Teoría**, se desarrolla la fundamentación teórica de la tesis; tipos de estructuras de acero y su comportamiento inelástico, desempeño sísmico y el análisis estático no lineal.
- **Capítulo 3 - Desarrollo de la Investigación**, donde se sigue la metodología propuesta para llegar a los objetivos planteados.
- **Capítulo 4 - Resultados**, se analiza los resultados obtenidos y se propone un plan de intervención a la estructura.
- **Capítulo 5 - Conclusiones y Recomendaciones**, se presenta las conclusiones de la investigación, en función a los objetivos planteados. Además se muestra algunas recomendaciones a tener en cuenta.
- **Anexos**, se muestra las tablas del documento del ASCE/SEI 41-13 que se utilizaron para la investigación y un manual de evaluación de desempeño sísmico. Además de adjuntar algunos planos de la estructura en estudio.



Capítulo 1

Generalidades

1.1. Antecedentes Bibliográficos

El diseño basado en desempeño es ampliamente estudiado. Reportes del FEMA y del ATC recogen recomendaciones y modificaciones, que se tienen de los avances y aportaciones que se han dado a lo largo de los años.

(Silva Bastidas, 2006) estudia el comportamiento elástico e inelástico de 3 tipologías de edificios de diez pisos y uno de nueve pisos en acero. El estudio se realiza por medio de análisis estáticos incrementales (“Pushover”). Se utiliza el programa computacional SAP2000 en su versión 8.3.5, de acuerdo a las disposiciones establecidas por el documento FEMA 356 (2000) para la modelación de rótulas plásticas, plastificaciones longitudinales y la definición de las cargas. Tras el Análisis Pushover se comprueba que para el desplazamiento máximo de entrepiso establecido por la Norma Sísmica (0.2 % de la altura del entrepiso), no se desarrollan rótulas plásticas en los edificios, en tanto que para valores de esfuerzo de corte basal inferiores al máximo establecido, sí se generan en los extremos de las vigas más solicitadas.

(Montaña Peña, 2010) estudia la validez del coeficiente R, que es medida de la capacidad de disipación de energía de la estructura para las NSR-98, así como muchos otros códigos de diseño. La versión 2002, de AISC, refuerza el postulado que se desea verificar, en el sentido que el uso del factor R en el diseño de estructuras de acero, en zonas de alta sismicidad. Se concluye que el coeficiente R depende no solo del tipo estructural, sino de parámetros como la zona sísmica, número de planta y número de vanos de pórticos sísmicos, entre otros.

1.2. Descripción de la realidad problemática

En naves industriales construidos con elementos de acero y destinados a centros comerciales, la estructuración con base en armaduras son buenas alternativas para cubrir grandes luces¹ y generar espacios libres. Este tipo de estructuración con armaduras en los pórticos, han de cubrir grandes luces a diferencia de pórticos de concreto armado. La estructura de la nave industrial, debería cumplir con los requisitos de resistencia, rigidez y buen comportamiento ante las demandas sísmicas que se puedan presentar.

En sismos de pequeña intensidad los elementos de las estructuras generalmente se comportan elásticamente, mientras que, en sismos de gran intensidad la estructura puede tener incursiones inelásticas con posterior degradación de su rigidez. Tratar de determinar el desempeño de estas edificaciones en diferentes eventos sísmicos es un problema muy complejo de abordar, debido al comportamiento inelástico de algunos de sus elementos.

¹25 a 30 metros



La forma de resolver este problema es evaluar el desempeño de la estructura de acero de la nave industrial, y estimar si la estructura ya construida cumple con los criterios establecidos de diseño por desempeño dados por el Comité VISION 2000 de la SEAOC.

1.3. Formulación del problema

El problema de investigación es evaluar el desempeño sísmico de una nave industrial de acero estructurado con base en armaduras.

1.3.1. Problema principal

- ¿Que nivel de desempeño sísmico tendrá la nave industrial estructurada en base a elementos de acero ante diferentes niveles de amenaza sísmica?

1.3.2. Problemas secundarios

- ¿Cómo construir la curva de capacidad de la estructura?
- ¿De qué manera se puede evaluar el comportamiento de la estructura frente a niveles de amenaza sísmica definidos por el Comité VISION 2000 de la SEAOC?
- ¿Qué procedimiento se debe seguir para mejorar el desempeño sísmico de la estructura?

1.4. Justificación e Importancia

La mayoría de los códigos vigentes, tienen como objetivo principal lograr que las estructuras tengan un buen comportamiento ante sismos severos. Este objetivo, se ha satisfecho generalmente en estructuras bien diseñadas, pero en sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las de un sismo severo, el daño estructural y no estructural observado ha sido considerable. Por este motivo, para edificios importantes es necesario verificar el desempeño, tanto en sismos severos como en sismos de menor intensidad (Aguiar Falconi, 2003).

Un evento sísmico que pueda dañar a la estructura tiene muy poca probabilidad que ocurra durante su vida útil, ante esto se desea que la estructura tenga un buen desempeño y una buena ductilidad que se traduce en una deformación más allá del límite elástico sin deterioro de la resistencia.

La importancia reside en que el análisis pushover nos permitirá evaluar el desempeño de la estructura de acero de la nave industrial, y se estudiará el comportamiento de la estructura ante niveles de amenaza sísmica definidos por el Comité VISION 2000 de la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC); y asimismo sugerir un plan mínimo de intervención para mejorar su desempeño. El desempeño de la estructura esta en función de la importancia de la edificación: básica, esencial y de seguridad crítica.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

- Evaluar el desempeño sísmico de la estructura de acero de la nave industrial y estudiar el comportamiento de la estructura ante niveles de amenaza sísmica definidos por el Comité VISION 2000 de la SEAOC.



1.5.2. Objetivos Específicos

- Determinar los valores de desplazamiento y cortante basal para el punto de control de la estructura y construir su curva de capacidad.
- Determinar el comportamiento de la estructura para cada sismo de análisis y verificar si se cumplen con los niveles mínimos de desempeño sísmico dados por el Comité VISION 2000 de la SEAOC.
- Sugerir un plan mínimo de intervención de la estructura, para mejorar su desempeño frente a los sismos de análisis.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis General

- El Análisis Estático No Lineal (pushover) nos permitirá predecir el nivel de desempeño sísmico que tendrá la estructura frente a los sismos de análisis dados por el Comité VISION 2000 de la SEAOC.

1.6.2. Hipótesis Específicas

- La curva de capacidad de la estructura nos permitirá cuantificar su rigidez lateral, en ambas direcciones de análisis.
- El cálculo del punto de desempeño para cada sismo de análisis, nos permite determinar si la estructura cumple con los niveles mínimos de desempeño sísmico.
- Al realizar una intervención estructural, está mejorará su nivel de desempeño sísmico.

1.7. Variables e Indicadores

1.7.1. Variables

Las variables son aquellos fenómenos, características, cualidades, atributos, rasgos o propiedades que son de interés para el investigador y cuya variación es susceptible de medición. Las variables adoptan diferentes valores, magnitudes o intensidades dentro de un grupo de elementos a considerar en la hipótesis.

- **Variables Directas:** Aquellas que se consideran las causas. Se identifica siempre una variable cuya magnitud o característica se relaciona con otra a la cual afecta.
- **Variables Indirectas:** Son aquellas que dependen de la acción (intensidad o característica) de la variable directa.

1.7.2. Indicadores

Al referirnos a los conceptos indicamos que estos no son observables directamente. Por lo tanto, se deben buscar procedimientos que permitan la medición indirecta mediante manifestaciones externas, empíricas y observables. Tales manifestaciones o expresiones reciben el nombre de indicadores.

En la tabla 1.1 se muestran en resumen, la relación entre las variables e indicadores identificados en la presente investigación.



- **Indicador de nivel de desempeño sísmico:** Es el parámetro que mide el nivel de desempeño sísmico que tiene la estructura ante los diferentes sismos de análisis.

Tabla 1.1: Variables e Indicadores de la investigación

VARIABLES	INDICADORES
<i>Directas</i>	<i>Directas</i>
Peligro sísmico	Aceleración del suelo
Tipo de suelo	Factor de amplificación
Sismos de análisis	Espectros para cada sismo
Resistencia estructural	Capacidad de los miembros
Rigidez lateral	Deriva de piso
Ductilidad de la estructura	Deformación inelástica
Configuración estructural	Factor de reducción R
<i>Indirectas</i>	<i>Indirectas</i>
Desempeño sísmico	Indicador de nivel de desempeño sísmico

Fuente: Elaboración propia

1.8. Tipo y Nivel de investigación

1.8.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación de la presente tesis es *Aplicativa-No experimental-Prospectiva-Transversal*. Es *Aplicativa* porque su objeto de investigación es sobre una realidad problemática concreta: la nave industrial de Promart - Talara. Es *No experimental* porque la investigación se realiza sin la introducción de tratamientos nuevos ni cambios sobre las variables y se centra en hacer observaciones o mediciones acerca de sus características existentes. Es *Prospectiva* porque se miden los cambios de una VD en función de la VI. Es *Transversal* porque el estudio es un momento determinado del tiempo.

1.8.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación es *correlacional-explicativa*, porque se tiene la finalidad de establecer el grado de relación o asociación no causal existente entre dos o más variables. Es explicativa porque supera los niveles exploratorios y descriptivos, su objetivo es explicar los fenómenos y el estudio de sus relaciones.

1.9. Metodología del trabajo de investigación

La metodología desarrollada en esta investigación consta de varias etapas concretas, se mencionan a continuación cada una de ellas.

1. Recopilación de información del suelo, sismicidad local y datos técnicos de la construcción de la nave industrial.
2. Revisión del diseño de acuerdo a las Normas vigentes.
3. Construcción del Modelo Inelástico.



4. Análisis Inelástico Incremental.
5. Representación de la Demanda Sísmica a través de Espectros de Demanda.
6. Estimación de la respuesta estructural a los sismos de estudio.
7. Evaluación del Desempeño Sísmico de la Nave Industrial.
8. Propuesta de intervención.

1.10. Instrumentos utilizados

Para la realización de este trabajo se emplearon los siguientes software:

1. Programas de Dibujo:
 - AutoCad 2017
2. Modelamiento de la estructura:
 - SAP2000 v19.0.0
3. Análisis y procesamiento de datos:
 - Microsoft Office Excel 2010
4. Edición de texto:
 - T_EXstudio 2.12.4
 - L^AT_EX
5. Equipo portátil:
 - Ordenador portátil con sistema operativo Windows 7

1.11. Técnicas de recolección

La adquisición de los planos y datos de la estructura estudiada, fueron obtenidos de la empresa Consultores en Ingeniería de Riesgos Naturales EIRL - CIRNA.

1.12. Fuentes de información

Fuente de información bibliográfica: Se recurrió como fuentes a información especializada en el tema, publicaciones de internet, guías acerca del manejo avanzado del programa SAP2000.



Capítulo 2

Marco teórico y desarrollo de la teoría

2.1. Estructuras de Acero

Las estructuras de acero han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismorresistentes, los que presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas. Esto le permite al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares.

El reglamento ANSI/AISC 341-10 clasifica a los sistemas estructurales para construcciones sismorresistentes de acero en dos grupos, según se indica en la Figura 2.1 (las siglas que se indican en cada caso corresponden con la denominación en inglés adoptada por el reglamento).

Los sistemas del primer grupo se caracterizan porque el comportamiento está controlado principalmente por la flexión, mientras que en el segundo depende principalmente de las fuerzas axiales o el corte. Es importante observar que para un mismo tipo estructural el reglamento considera la posibilidad de que el sistema se diseñe como sistema especial u ordinario. Los sistemas especiales requieren verificaciones y detalles constructivos más estrictos, para asegurar un comportamiento muy dúctil, lo que permite utilizar un factor de modificación de respuesta R mayor (y por ende la acción sísmica es menor).

En contraposición, los sistemas ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores (factor R menor) y por lo tanto el nivel de detalles requerido es menos estricto, por lo esto sistemas tendrán una respuesta de ductilidad limitada o intermedia. Si bien los sistemas diseñados como especiales son más adecuados desde el punto de vista estructural, resulta difícil indicar a priori cuál de las dos alternativas resulta más económica. En principio, la experiencia indica que los sistemas especiales requieren menor cantidad de acero (secciones más reducidas), si bien los detalles para conexiones y empalmes son más costosos; en el caso de los sistemas ordinarios, la situación es inversa. El diseñador deberá evaluar las características y condicionantes de cada caso para encontrar la solución óptima, considerando aspectos estructurales, constructivos y de costo. (Crisafulli, 2014, p.41)

Se describen, en términos generales, los distintos tipos de estructuras sismorresistentes de acero:



Sistemas de pórticos a momento	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS
Sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW

Figura 2.1: Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero, según ANSI/AISC 341-10

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, p.41)

2.1.1. Pórticos resistentes a momento o pórticos no arriostrados

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos (ver figura 2.2). Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la que también se los denomina “pórticos a momentos”. Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. Las especificaciones ANSI/AISC 341-10 consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales, intermedios u ordinarios.

Un aspecto fundamental en el diseño de los pórticos no arriostrados son las conexiones viga-columna, las que son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión. (Crisafulli, 2014, pp.41,42)



Figura 2.2: Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, p.42)

La rigidez flexural y la resistencia de los miembros es por consiguiente la principal reserva de rigidez lateral y resistencia para el sistema completo. (Silva Bastidas, 2006)

2.1.1.1. Ventajas y limitaciones del sistema

Desde el punto de vista sísmico su principal ventaja es la gran ductilidad y capacidad de disipación de energía. Un buen diseño debe procurar la mayor ductilidad posible de cada elemento estructural además de permitir que se desarrollen mecanismos de falla que involucren el mayor número de articulaciones plásticas en aquellas secciones donde se puede disponer de mayor ductilidad. El mecanismo de falla que se pretende propiciar es el llamado “Viga Débil-Columna Fuerte”.

Dado que el comportamiento ante cargas laterales de un marco está regido por las deformaciones de flexión de sus vigas y columnas, el sistema presenta una resistencia y rigidez a cargas laterales relativamente bajas, a menos que las secciones sean extraordinariamente robustas. Los edificios a base de marcos resultan en general extraordinariamente flexibles y en ellos se vuelve crítico el problema de mantener los desplazamientos laterales dentro de los límites prescritos por las normas. (Silva Bastidas, 2006, pp.7,8)

La alta flexibilidad de los edificios a base de marcos da lugar a que su período fundamental resulte en general largo. Esto es favorable cuando el espectro de diseño tiene ordenadas que se reducen fuertemente para períodos largos, como el que es típico de edificios desplantados en terreno firme. Por otra parte, llega a ser desfavorable cuando hay que diseñar para espectros de diseño cuyas ordenadas crecen para períodos largos. Aun en el primer caso resulta difícil cumplir con los requisitos de limitación de desplazamientos en edificios de gran altura, por lo que el campo de aplicación de los edificios estructurados exclusivamente a base de marcos se limita a edificios de baja a mediana altura. (Bazan Melli, 1999)

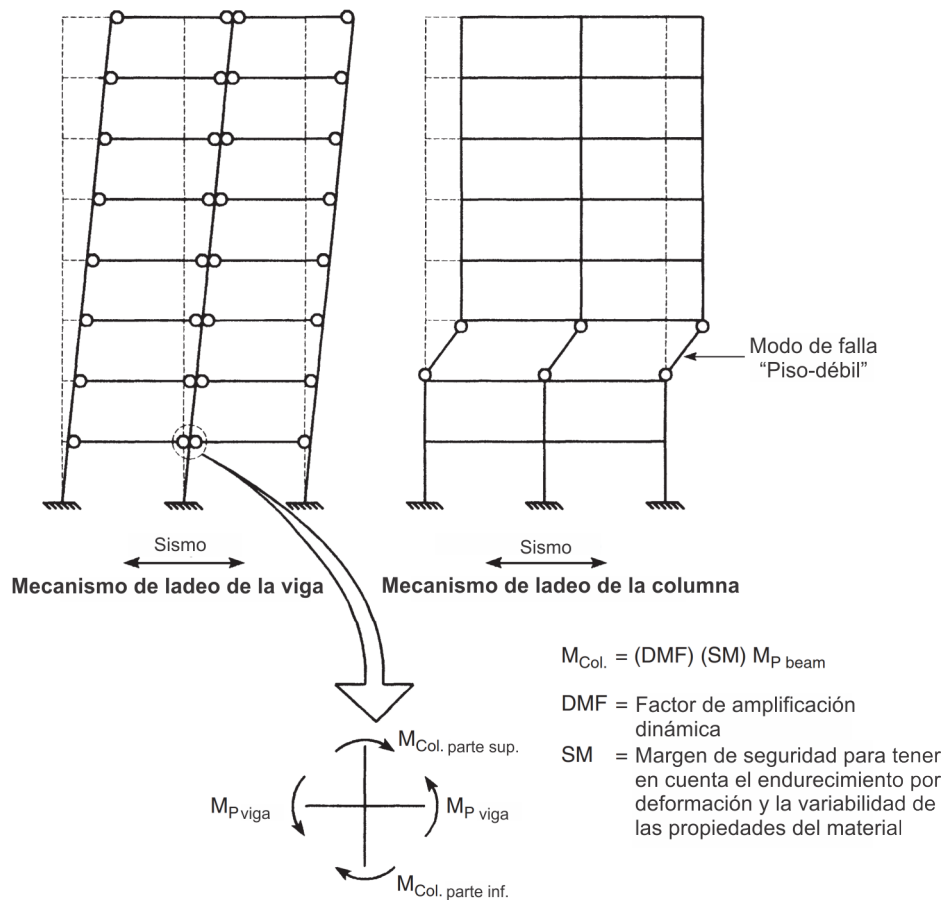


Figura 2.3: Comparación del mecanismo de colapso plástico en presencia (ladeo de la viga) y en ausencia (ladeo de la columna) de la filosofía de diseño “columna fuerte/viga débil”

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.286)

2.1.1.2. Comportamiento del sistema

En la Figura 2.4 se muestra cualitativamente la distribución del momento flector, fuerza de corte y la fuerza axial en un marco resistente a momento sujeto a carga lateral. Se aprecian los diagramas de cuerpo libre para vigas, columnas y zonas de panel, no incluyendo los efectos gravitatorios. Las vigas exhiben altos momentos flectores, con sus máximos valores ocurriendo en los extremos del elemento. Las fuerzas de corte y axial en la viga son generalmente mucho más pequeñas y menos significativas sobre la respuesta de la viga comparadas con el momento flector, sin embargo deben ser consideradas en el diseño. Similarmente, los tramos libres de las columnas están típicamente sujetos a altos momentos, con fuerzas de corte relativamente bajas. Las fuerzas axiales de compresión y tensión en las columnas pueden ser significativas puesto que generan momentos de volteo sobre el marco. Finalmente la zona de panel también está sujeta a altos momentos, altas fuerzas de corte debido a un severo gradiente de momento y posiblemente altas fuerzas axiales. (Silva Bastidas, 2006, pp.8,9)

La distribución cualitativa de las fuerzas internas ilustradas en la Figura 2.4 es fundamentalmente la misma para los rangos elásticos e inelásticos de comportamiento. Los valores específicos de las fuerzas internas cambiarán a medida que los elementos del cuadro ceden y las fuerzas internas se redistribuyen. Los patrones básicos ilustrados en la Figura 2.4, sin



embargo, siguen siendo los mismos. Se necesita un análisis inelástico de historia de respuesta paso a paso para obtener valores exactos para las fuerzas internas en los marcos de momentos, pero esta complejidad analítica puede evitarse si los principios de diseño de capacidad se integran en el proceso de diseño junto con los análisis elásticos convencionales. (Bruneau *et al.*, 2011, pp.349,350)

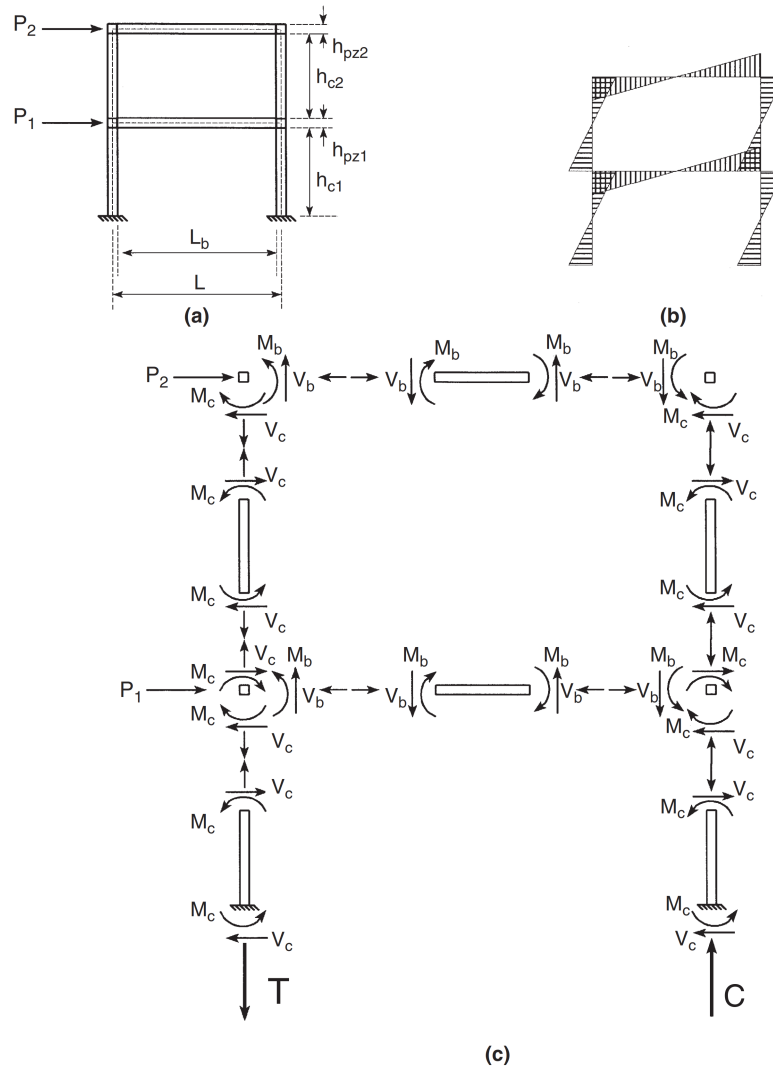


Figura 2.4: Pórticos dúctil resistente a momento: (a) geometría que considera dimensiones finitas de los miembros, (b) diagrama de momento típico bajo carga lateral, y (c) fuerzas en los miembros correspondientes de vigas, columnas y zonas de panel

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.349)

2.1.2. Pórticos arriostrados concéntricamente

La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada, con triangulaciones (ver Figura 2.5). La denominación de pórticos arriostrados concéntricamente se debe a que las conexiones de las riostras se diseñan de modo tal de evitar (o reducir al mínimo posible) las excentricidades, por lo que los ejes de las barras que llegan al nudo deben cortarse en un



punto. Esta es una condición de diseño usual en cualquier estructura reticulada para evitar que se generen esfuerzos de flexión y corte en las barras que la componen. En la fotografía de la Figura 2.6 se han marcado con líneas de trazos los ejes baricéntricos de las barras para mostrar que la conexión es concéntrica. (Crisafulli, 2014, p.43)



Figura 2.5: Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, p.43)



Figura 2.6: Vista general de una estructura de pórticos no arriostrados para un edificio comercial

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, p.43)

Las configuraciones típicas de CBF se presentan en la Figura 2.7. Estos fueron desarro-



llados originalmente para resistir cargas de viento en el rango lineal elástico, pero no son necesariamente adecuados para el diseño sísmico. Algunas configuraciones están prohibidas en las regiones sísmicas porque exhiben mala respuesta inelástica cíclica o inducir demandas indeseables en otros elementos estructurales. Por ejemplo, la configuración de marco reforzado con K que se muestra en la Figura 9.3(f) es problemática. Si uno de los tirantes diagonales se doblara, la fuerza creciente en el tirante de tensión se transferiría como cortante en la columna adyacente. La fuerza horizontal resultante de estas dos fuerzas de refuerzo desiguales, aplicadas a la mitad de la altura de la columna, podría producir una bisagra plástica en la columna en el punto de intersección arriostre-columna y dar como resultado una falla indeseable de la columna. Obsérvese que las configuraciones de arriostres únicos de las Figuras 9.3(h) y 9.3(i), aunque están prohibidas, estarían permitidas si se utiliza junto con su respectiva imagen reflejada a lo largo de la misma línea de arriostramiento (la Figura 9.3(c) puede verse como un ejemplo de armazón con armadura simple del tipo que se muestra en la Figura 9.3(i)). (Bruneau *et al.*, 2011, pp.504,505)

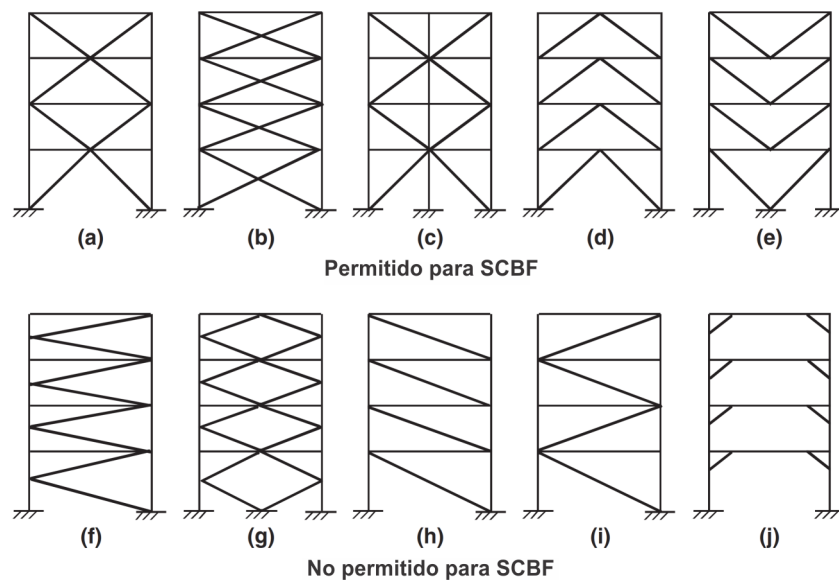


Figura 2.7: Configuraciones de CBF permitidas y prohibidas en regiones sísmicas: (a a c) Pórticos reforzados con X; (d a e) Pórticos invertidos con arriostres en V y arriostres en V, también conocidos como pórticos con arriostres-chevron invertidos y pórticos con arriostres-chevron, respectivamente; (f a g) pórticos con arriostres en K y con arriostres en doble K; (h a i) pórticos arriostrados con diagonales individuales; (j) pórticos con arriostres de esquina

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.505)

2.1.2.1. Ventajas y limitaciones del sistema

Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos. Es por ello que hoy representan una solución muy empleada para todo tipo de construcciones, incluidos los edificios en altura. En general, se consideran como una solución eficiente en edificios de hasta 30 pisos de altura (Taranath, 1998). (Crisafulli, 2014, pp.43,44)

La disposición de las riostras, ya sea en las fachadas o en pórticos interiores puede dificultar la ubicación de aberturas o dificultar las circulaciones. Sin embargo, muchos arquitectos han logrado excelentes diseños mostrando y resaltando las riostras como componentes importantes



de la solución estética adoptada, como se muestra en los ejemplos de la Figura 2.8. (Crisafulli, 2014, p.44)



Figura 2.8: Edificio “Hearst Tower”, en New York y Tokyo Sky Tree

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, p.44)

2.1.2.2. Comportamiento del sistema

Durante los terremotos, se espera que los CBFs plastifiquen y disipen energía a través del comportamiento histerético post-pandeo de sus miembros de arriostre. Para la deriva en una dirección específica, esto se logra mediante el pandeo de los arriostres en compresión, seguido de la fluencia de los arriostres en tensión, como se ilustra esquemáticamente en la Figura 2.9. Bajo la carga cíclica, para las cargas que actúan en la dirección inversa, el arriostre previamente pandeado cederá en tensión, mientras que el arriostre previamente fluido en tensión se pandeará. (Bruneau *et al.*, 2011, p.502)

Bajo sucesivos ciclos de carga, cada arriostro acumula deformaciones axiales residuales, en tanto que el marco va perdiendo su rigidez lateral. (Silva Bastidas, 2006, p.6)

Para proporcionar una resistencia adecuada a los terremotos, los CBF deben estar diseñados para tener una resistencia adecuada y una respuesta dúctil. Para lograr esto, las arriostres diagonales deben estar especialmente diseñadas para soportar las deformaciones plásticas y disipar la energía histórica de una manera estable a través de ciclos sucesivos de pandeo en la compresión y ceder en tensión. La estrategia de diseño es garantizar que las deformaciones plásticas solo se produzcan en los refuerzos, dejando intactas las columnas y las vigas, lo que permite que la estructura sobreviva fuertes terremotos sin perder su resistencia a la carga de gravedad. (Bruneau *et al.*, 2011, p.503)

2.1.2.3. Riostras tipo tensor en X

Los pórticos con tensores en X (ver Figura 2.10) fueron uno de los primeros sistemas con arriostros que se utilizaron y aún se usan en la actualidad para estructuras cuyo diseño está controlado por acciones de viento. Sin embargo, su aplicación como sistema sismorresistente no es recomendable, debido al comportamiento particular de los tensores, que son riostras con una esbeltez muy elevada ($kL/r > 300$) y por ende su resistencia a compresión

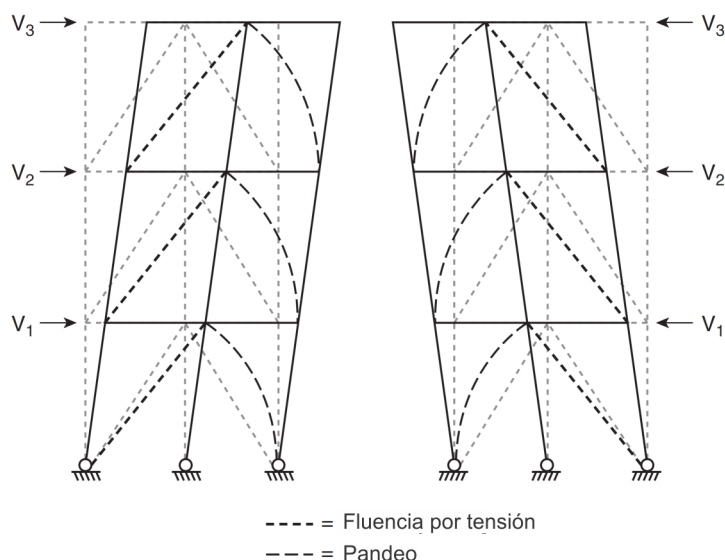


Figura 2.9: Esquema del comportamiento inelástico de CBF.

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.502)

es prácticamente nula. Si bien la estructura es redundante y en todo momento hay al menos un tensor traccionado, la respuesta cíclica exhibe etapas de comportamiento donde la rigidez es muy reducida o nula (medida por la pendiente de la curva carga-desplazamiento) y la resistencia lateral es baja, como se observa en la Figura 2.11. (Crisafulli, 2014, pp.92,93)



Figura 2.10: Pódium arriostrado con tensores en X

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, pp.93)

Los arriostramientos con tensores en X presentan el problema de un repentino aumento de rigidez cuando la riostra, luego de pandear, toma carga en tracción, pudiendo originar un efecto similar al de una carga de impacto. Por estas razones, el uso de estos arriostramientos no es recomendado (incluso algunos reglamentos lo prohíben mediante limitaciones de esbeltez o



resistencia de las riostras), salvo que la estructura se diseñe para trabajar en rango elástico. (Crisafulli, 2014, p.93)

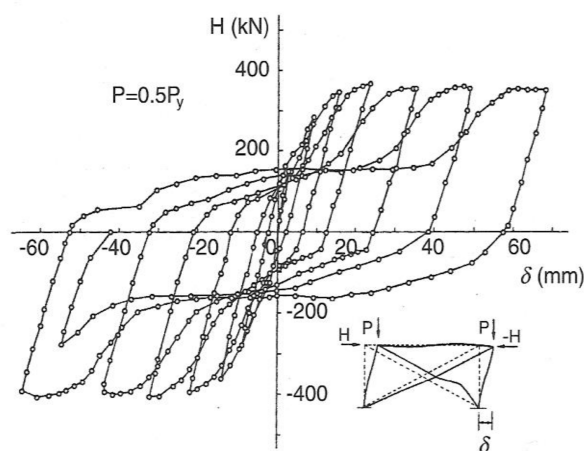


Figura 2.11: Respuesta estructural de un pórtico arriostrado con tensores en X, ensayado por Wakabayashi (1986)

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, p.93)

2.1.3. Pórticos arriostrados excéntricamente

Los pórticos no arriostrados pueden exhibir una respuesta dúctil y estable; sin embargo, son estructuras relativamente flexibles y el diseño usualmente es controlado por las limitaciones de la distorsión de piso. Los pórticos con arriostramientos concéntricos representan una situación inversa, debido a que se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero su comportamiento sismorresistente puede verse afectado por el pandeo de las riostras comprimidas. Es por ello que en la década de 1970 se desarrolló en Japón (Fujimoto et al., 1972, y Tanabashi et al., 1974) y en Estados Unidos de América (Popov et al. 1987 y 1989) un sistema que trata de combinar las ventajas de los dos anteriores, contrarrestando sus debilidades. Así, surgieron los pórticos arriostrados excéntricamente, en los cuales las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga (ver Figura 2.12) donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados. Estas zonas, llamadas enlaces (en inglés, link) se diseñan especialmente para disipar energía en forma estable, mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en rango elástico. (Crisafulli, 2014, p.45).



Figura 2.12: Ejemplos de pórticos con arriostramientos excéntricos (Cortesía de National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley)

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, p.45)

Las geometrías típicas de EBF se muestran en la Figura 2.13. Arquitectónicamente, EBF también proporciona más libertad de apertura de puerta que CBF. El segmento de haz crítico se denomina “enlace” y se designa por una longitud, e , en la Figura. Los enlaces en EBF actúan como fusibles estructurales para disipar la energía inducida por el terremoto en un edificio de manera estable. En aplicaciones prácticas, los enlaces horizontales se han usado comúnmente; ver la Figura 2.14 para dos ejemplos. La Figura 2.13(e) muestra un EBF donde no existe un enlace en cada piso. Los enlaces de la Figura 2.13(d) están orientados verticalmente; por lo tanto, a diferencia de todas las otras configuraciones, no son integrales con los vigas.

Los enlaces de las Figuras 2.13(b) y (c) están conectados a las columnas. Se ha demostrado que las conexiones de momento de viga a columna son vulnerables a la fractura frágil. Como se mostrará más adelante, la conexión de momento de enlace a columna está sujeta a alto



momento y alto cizallamiento, lo que lo hace aún más vulnerable a la fractura frágil. Por esta razón, es altamente deseable que estas dos configuraciones se eviten. (Bruneau *et al.*, 2011, pp.592,593)

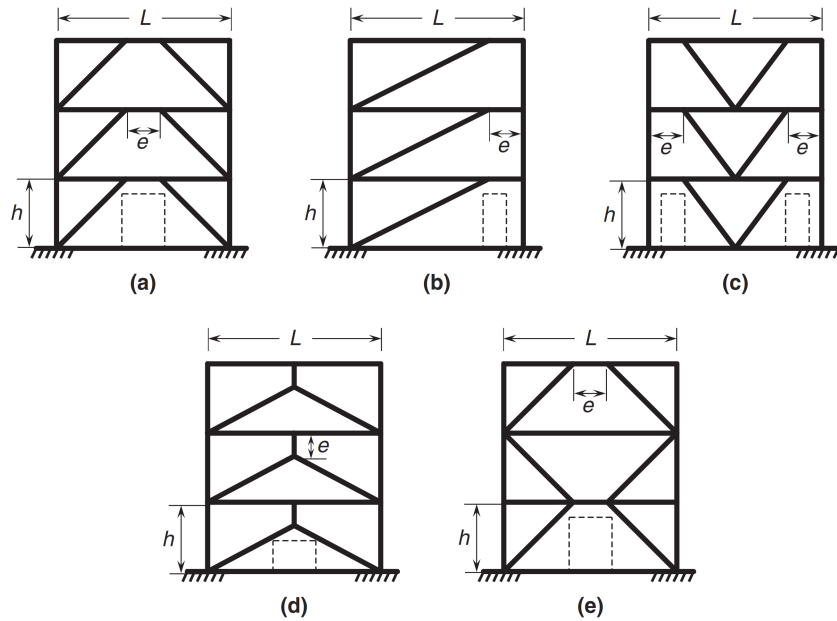


Figura 2.13: Configuraciones típicas de EBF

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.592)



(a) EBF con enlaces interiores



(b) EBF con enlaces exteriores

Figura 2.14: Ejemplos de construcción de EBF

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.593)



2.1.3.1. Ventajas y limitaciones del sistema

Estas estructuras representan una solución excelente para el diseño sismorresistente debido a que combinan una elevada rigidez lateral, por efecto de las riostras, y una muy adecuada capacidad de disipación de energía. Por estas razones, fueron adoptados rápidamente como sistema estructural en distinto tipo de construcciones sismorresistentes, incluso en casos de rehabilitación de estructuras existentes. (Crisafulli, 2014, p.46)

2.1.3.2. Comportamiento del sistema

La Figura 2.15 muestra el mecanismo plástico deseable de EBF. El comportamiento de los enlaces, que se muestran sombreados, se produce a lo largo de la altura del marco. La parte restante de la estructura está diseñada para permanecer esencialmente elástica. En la Figura 2.16 se muestra una comparación del mecanismo plástico esperado entre SCBF y EBF. En un SCBF, las llaves se diseñan y detallan como fusibles estructurales. Para un EBF, sin embargo, los enlaces deben diseñarse y detallarse adecuadamente para tener la resistencia y ductilidad adecuadas. Todos los demás componentes estructurales (segmentos de viga fuera de los enlaces, tirantes, columnas y conexiones) se dosifican siguiendo los principios de diseño de capacidad para permanecer esencialmente elásticos durante el terremoto de diseño. (Bruneau *et al.*, 2011, p.593)

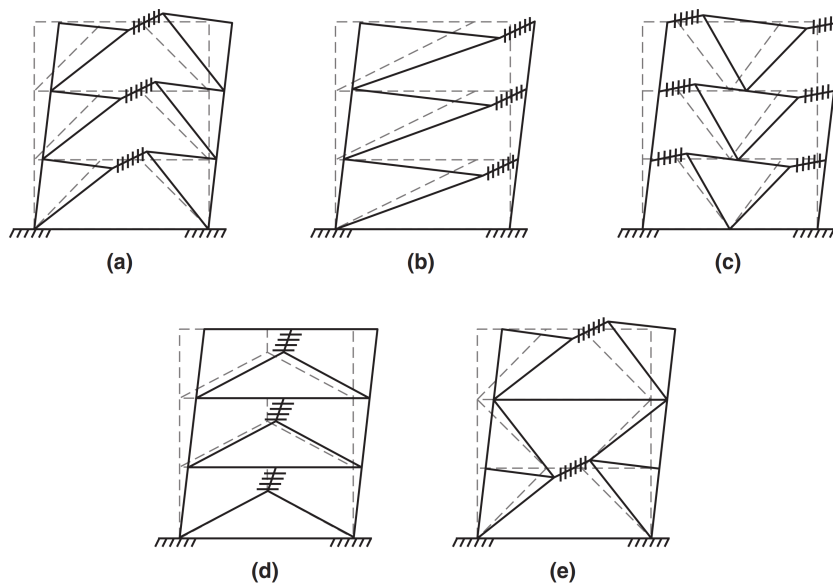


Figura 2.15: Mecanismo de fluencia de EBF

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.594)

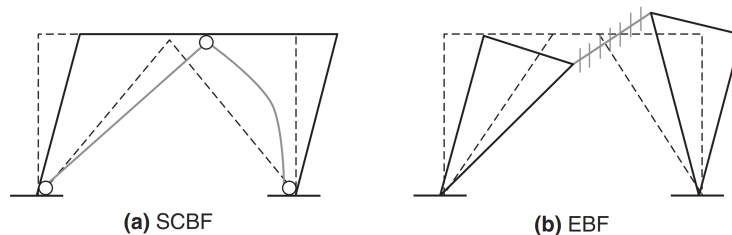


Figura 2.16: Mecanismo de fluencia de EBF

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.594)

Es importante controlar los problemas de inestabilidad por pandeo local. Los ensayos de laboratorio muestra que esto puede lograrse mediante el uso rigidizadores verticales dispuestos en el alma del perfil, los que no incrementan la resistencia a corte del alma, dado que el área es la misma. La Figura 2.17 muestra el detalle típico de un enlace, donde se observan los rigidizadores de extremo de enlace y otros intermedios. (Crisafulli, 2014, p.46)



Figura 2.17: Detalle del enlace en un pórtico con arriostramientos excéntricos

Fuente: Adaptado de (Crisafulli, 2014, p.47)

2.2. Armaduras

Una armadura es un sistema estructural reticular de barras rectas interconectadas en nudos articulados formando triángulos. Los elementos conforman, comúnmente, uno o varios triángulos en un solo plano y se disponen de forma tal que las cargas externas se aplican a los nudos, por lo que en teoría, sólo causan efectos de tensión o de compresión. En la realidad, algunos esfuerzos de flexión pueden ocurrir como resultado de la fricción en las uniones y de cargas distribuidas aplicadas a los miembros entre las juntas (como el peso propio, por ejemplo); generalmente, estos esfuerzos son menores comparados con las fuerzas axiales y, por lo común, se ignoran para propósitos analíticos. (Negrín Hernández y Chávez Zelaya,)

Las armaduras (también llamadas celosías o cerchas) están compuestas por:

- **Cuerda Superior:** formada por los elementos unidos en toda la parte superior de la armadura, y que generalmente soportan las cargas de la cubierta del techo, que para un trabajo eficiente deben estar concentradas en los nudos



- **Cuerda Inferior:** formada por los elementos unidos en toda la parte inferior de la armadura, y que generalmente soportan las cargas de las instalaciones eléctricas, hidrosanitarias, aire acondicionado, o de los vehículos en el caso de los puentes
- **Elementos Secundarios (montantes, diagonales y puntales):** formada por los elementos unidos en toda la parte interior de la armadura, y que generalmente ayudan a soportar las cargas de la cuerda superior e inferior, e inclusive muchas veces algunos elementos tienen fuerza interna axial de valor cero, que se colocan, por simetría, rigidez, estética y construcción.

En la Figura 2.18 se muestra los componentes de una armadura.

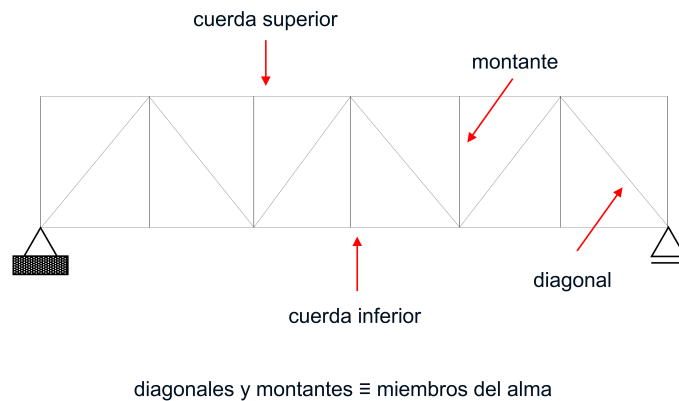


Figura 2.18: Componentes de una armadura

Fuente: Adaptado de alacero

2.2.1. Triangulación y análisis cualitativo de los miembros

El principio básico de una armadura es su configuración triangular que resulta en un sistema estable ante cargas aplicadas en los nodos. Aplicando una carga en la estructura que se muestra en la Figura 2.19 (b) causa una masiva deformación, este tipo de configuración es inestable y forma un mecanismo de colapso bajo cargas externas. La configuración triangular de los miembros en la Figura 2.19 (c) no podría deformarse o colapsar, este tipo de configuración es muy estable y pueden ocurrir algunas deformaciones pequeñas que no comprometan el colapso del sistema.

La Figura 2.20 (a) muestra montajes básicos de armaduras. En la Figura 2.20 (b) los sentidos de las fuerzas en las diagonales pueden determinarse imaginándose primero que fueron removidos y luego determinando su papel en la prevención del tipo probable de deformación de la armadura que podría ocurrir. La Figura 2.20 (c) muestra la distribución final de fuerzas en la armadura: C, Compresión; T, Tensión. En la Figura 2.20 (d) se usa una analogía de cable o arco que también se puede usar para determinar el sentido de las fuerzas en diferentes miembros. En la armadura de la izquierda, el miembro FBD es imaginariamente un “cable” y está en tensión. Otros miembros cumplen funciones relacionadas con el mantenimiento del equilibrio de la configuración básica del cable.

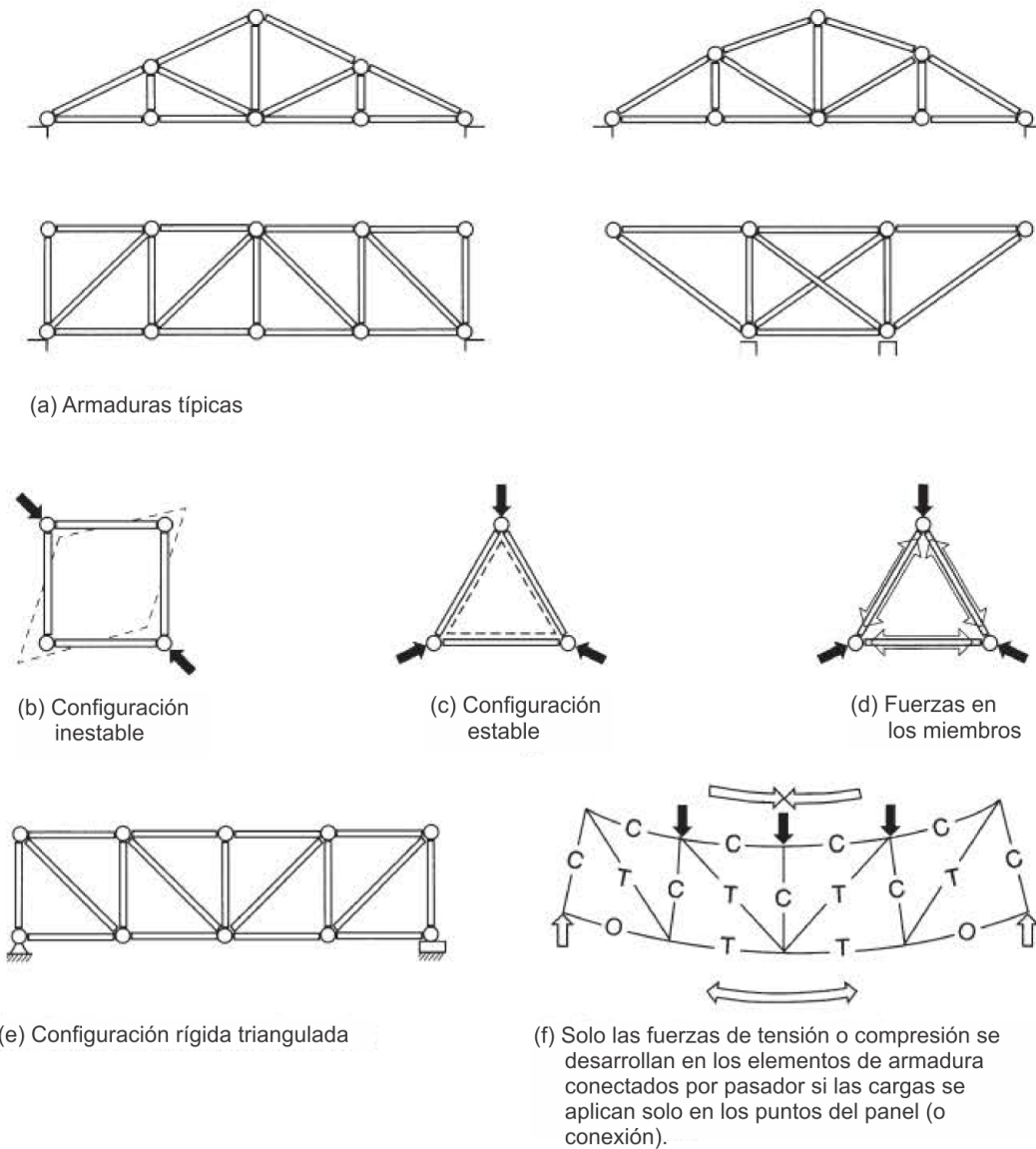


Figura 2.19: Armaduras típicas y principios básicos de triangulación

Fuente: Adaptado de (Schodek y Bechthold, 2014, p.125)

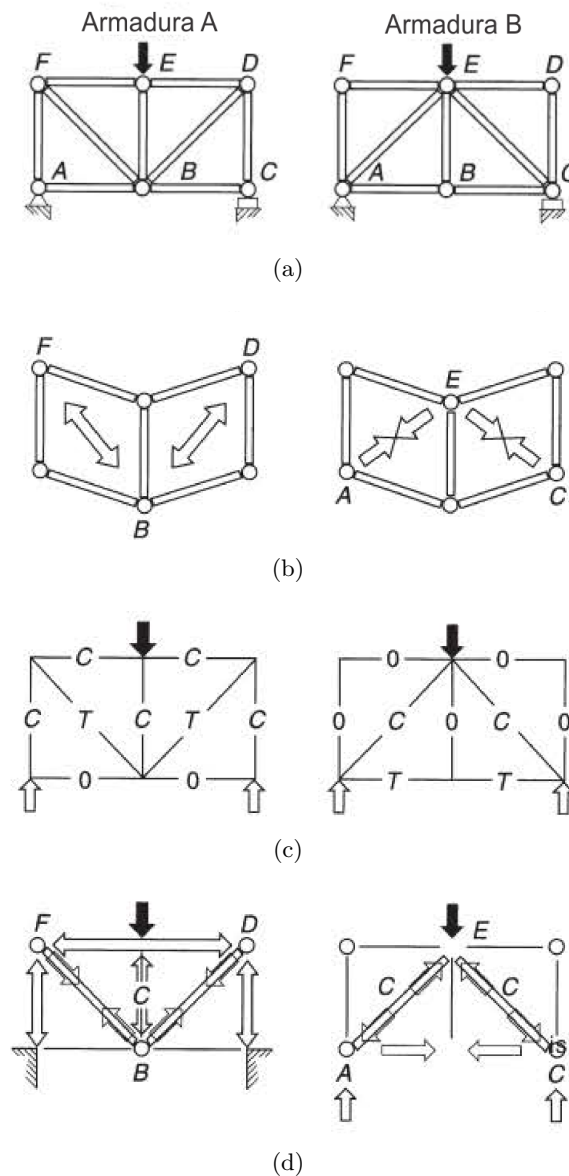


Figura 2.20: Fuerzas en miembros de una armadura: El sentido de las fuerzas en algunas simples configuraciones de armaduras pueden determinarse mediante un enfoque intuitivo. Armaduras más complejas requieren enfoques cuantitativos

Fuente: Adaptado de (Schodek y Bechthold, 2014, p.126)

2.2.2. Ángulos dobles y su comportamiento

En la práctica y bibliografía de todo el mundo, cuando se habla de ángulos dobles, se interpreta como ángulos unidos espalda con espalda por placas de conexión más o menos delgadas, como se muestra en la Figura 2.21 a). Sin embargo, en Colombia se utiliza una disposición con los ángulos más separados, e incluso no unidos por su espalda sino por el frente, (Figura 2.21 b) y Figura 2.22), sobre todo en los elementos de armaduras. (Garza *et al.*, 2005, p.83)

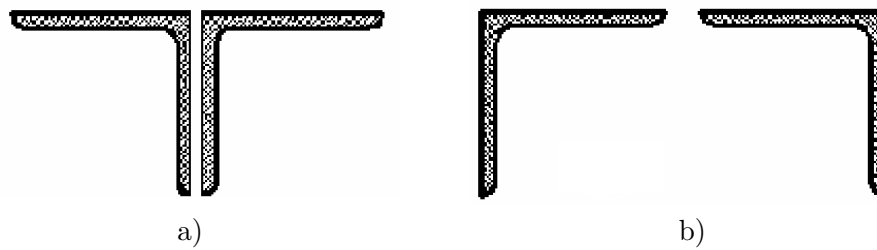


Figura 2.21: Secciones de ángulos dobles

Fuente: Adaptado de (Garza *et al.*, 2005, p.84)



Figura 2.22: Armaduras en ángulos enfrentados

Fuente: Adaptado de (Garza *et al.*, 2005, p.84)

En la Figura 2.23 se observa el comportamiento de la armadura dentro su plano ($y-z$) y fuera de su plano ($x-z$). El estudio de este comportamiento es importante debido al pandeo que pueda suceder, para fuerzas de compresión, de los elementos que conforman las armaduras. Esto incide en el diseño porque afecta la capacidad de carga de los elementos de las armaduras.

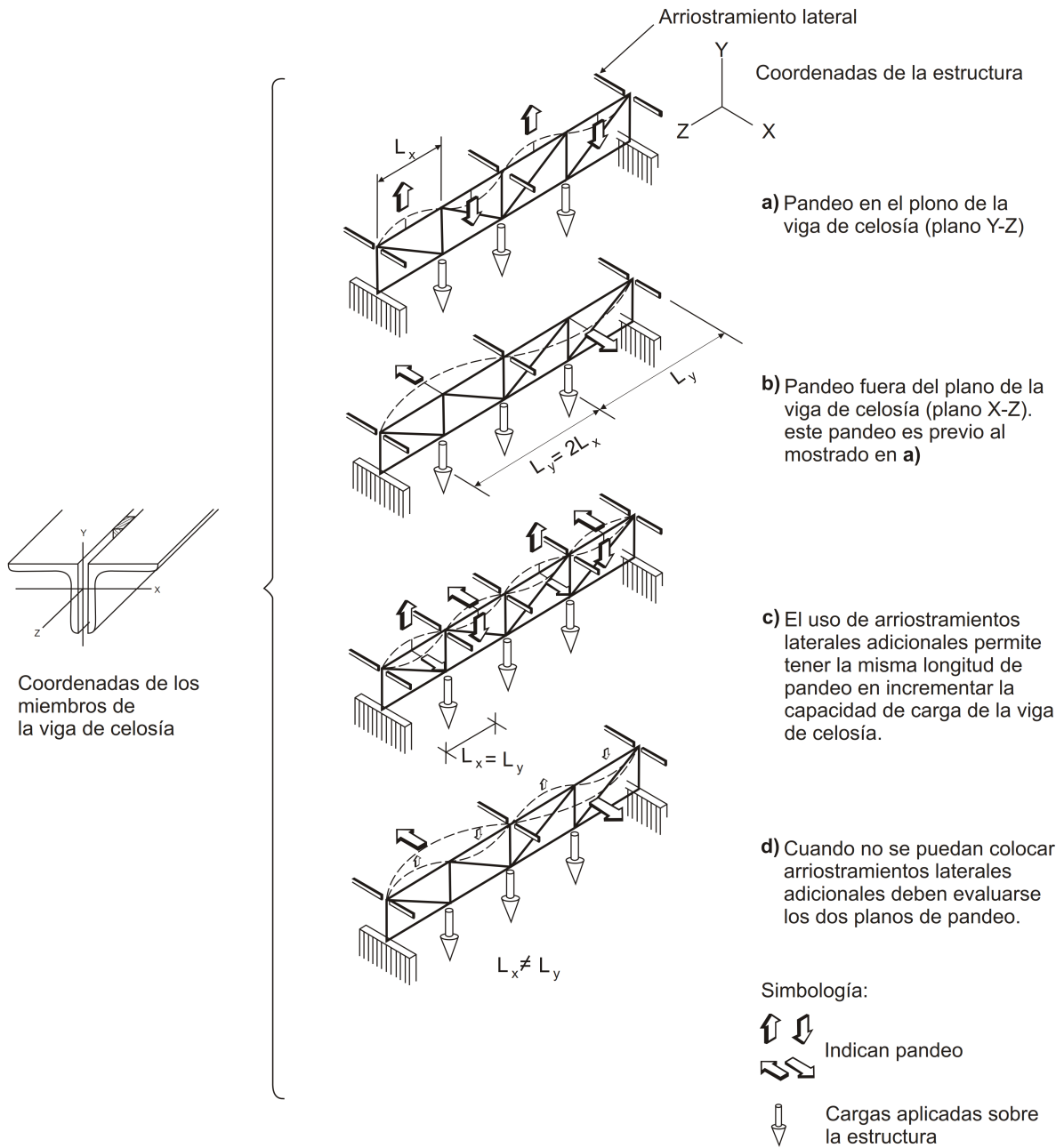


Figura 2.23: Pandeo lateral de armaduras

Fuente: Adaptado de (Sid, , p.8)

2.3. Comportamiento Inelástico de Estructuras de Acero

Es importante reconocer que la seguridad ante el colapso de estructuras de acero, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable o dúctil de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad.

La experiencia en los recientes terremotos de California, incluyendo los acontecimientos de Northridge (17-01-1994, magnitud Richter 6.8), Japón (Kobe, 17-01-1995, magnitud Richter 7.2) - curiosamente justo un año después, Loma Prieta (1989) e Italia (Umbria, 26-09-1997;



Marche, 14-10-1997) indica que las provisiones modernas de los códigos en zonas de alta sismicidad son relativamente confiables a la hora de evitar el daño que ponga en peligro la vida del edificio. Sin embargo, se pudo confirmar con creces que la ductilidad del material por sí sola no es garantía de un comportamiento estructural dúctil cuando los componentes de acero y las conexiones pueden fallar de una manera frágil (e.g., AIJ 1995; Bruneau et al. 1996; EERC 1995; EERI 1995, 1996; Tremblay et al. 1995, 1996), ver Figura 2.24 y Figura 2.25. (Silva Bastidas, 2006, p.10)

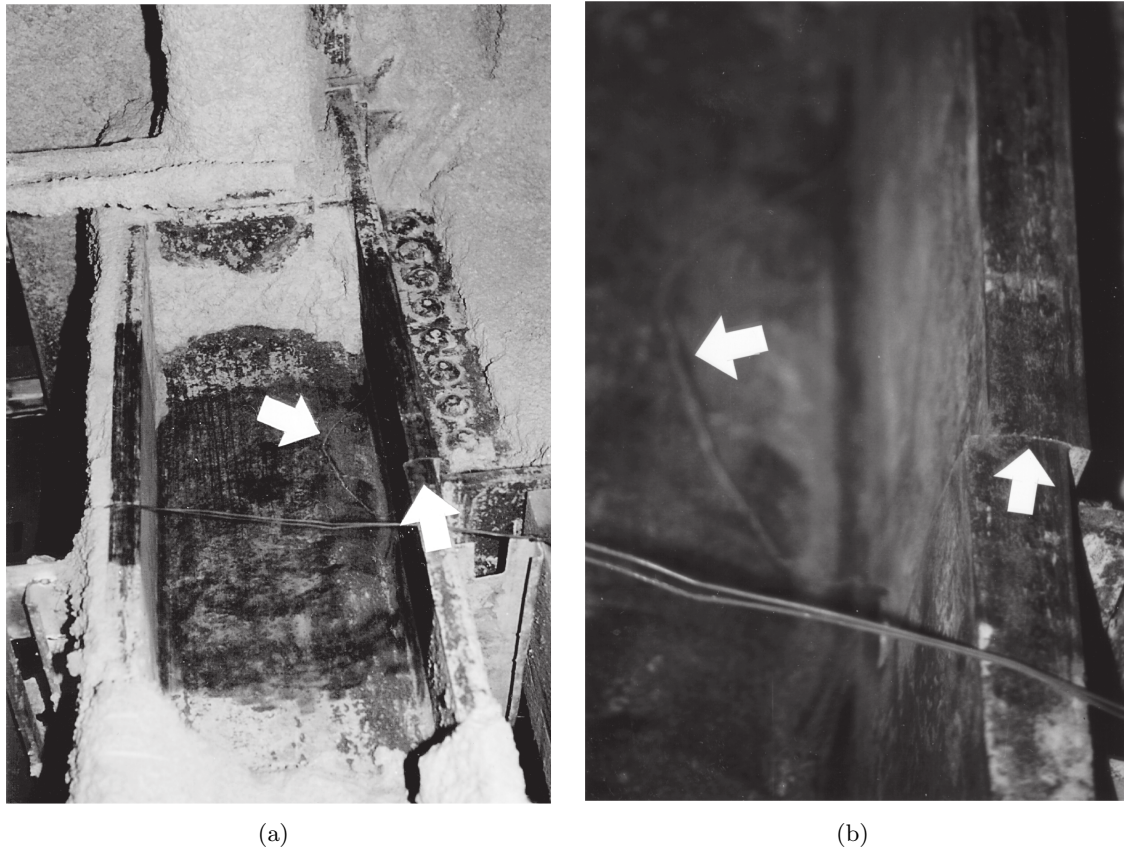


Figura 2.24: Ejemplos de fracturas propagándose a través de las alas de la columna - Terremoto de Northridge: (a) columna sin atiesador de rigidez, con fractura propagándose a través del alma de la columna y verticalmente hacia el ala superior; (b) vista ampliada de la fractura que se muestra en (a)

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, pp.392,393)

A pesar que muchas estructuras con diseño sismorresistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de tal magnitud que era demasiado costoso reparar. Más aún, tanto los sismos moderados como los de mayor intensidad, han ocasionado un gran número de pérdidas de vidas humanas y cientos de miles de heridos; por ejemplo: Colombia (Quindío, 25-01-99), los sismos de Turquía (Izmir, 17-08-99; Afyon, 03-02-02) y Argelia (21-05-03). Todo esto, debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad.

Las deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, han originado una tendencia clara a cambiar la filosofía de diseño del concepto de resistencia física al concepto más evolucionado

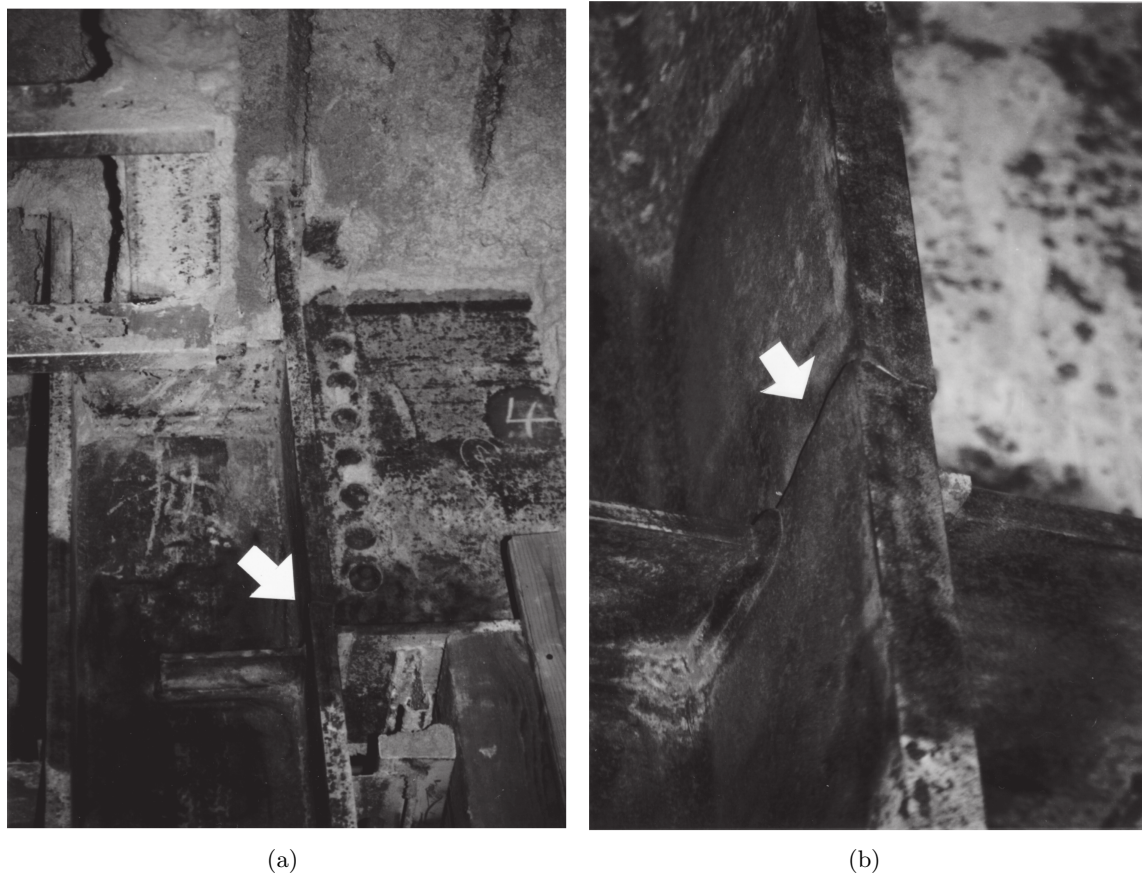


Figura 2.25: Ejemplos de fracturas propagándose a través de las alas de la columna - Terremoto de Northridge: (a) columna sin atiesador de rigidez parcial, con fractura a través del ala de la columna; (b) vista ampliada de la fractura que se muestra en (a)

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, pp.394,395)

y versátil de desempeño estructural. Estos dos conceptos, han sido considerados frecuente y erróneamente como sinónimos en los códigos encargados de normalizar los cálculos de diseño sismorresistente, durante casi 70 años. (Silva Bastidas, 2006, p.11)

2.3.1. Comportamiento No Lineal del Acero

La especificación de una única relación Esfuerzo-Deformación Unitaria es suficiente para definir el material, sin embargo, durante solicitaciones sísmicas se producen ciclos de carga-descarga tanto en tracción como en compresión, para lo cual es necesario conocer el comportamiento histerético del material. (Silva Bastidas, 2006, p.12)

2.3.1.1. Curva Esfuerzo-Deformación

La curva esfuerzo-deformación para una muestra de acero cargada uniaxialmente se puede describir esquemáticamente como se muestra en la Figura 2.26, con un rango elástico hasta una deformación de ε_y , seguido de una plataforma de comportamiento plástico entre esfuerzos ε_y y ε_{sh} , y un rango de endurecimiento por deformación entre ε_{sh} y ε_{ult} , donde ε_y , ε_{sh} , y ε_{ult} son las deformaciones en el comienzo de la fluencia, endurecimiento por deformación, y



estricción del elemento, respectivamente. Dependiendo del acero usado, ε_{sh} generalmente varía entre 5 y 15 ε_y , con un valor promedio de 10 ε_y típicamente usado en muchas aplicaciones. Para todos los aceros estructurales, el módulo de elasticidad puede tomarse como 200,000 MPa (29,000 ksi), y el módulo tangente al inicio del endurecimiento por deformación, ε_{sh} , es aproximadamente 1/30 de ese valor, o aproximadamente 6700 MPa (970 ksi). (Bruneau *et al.*, 2011, p.9)

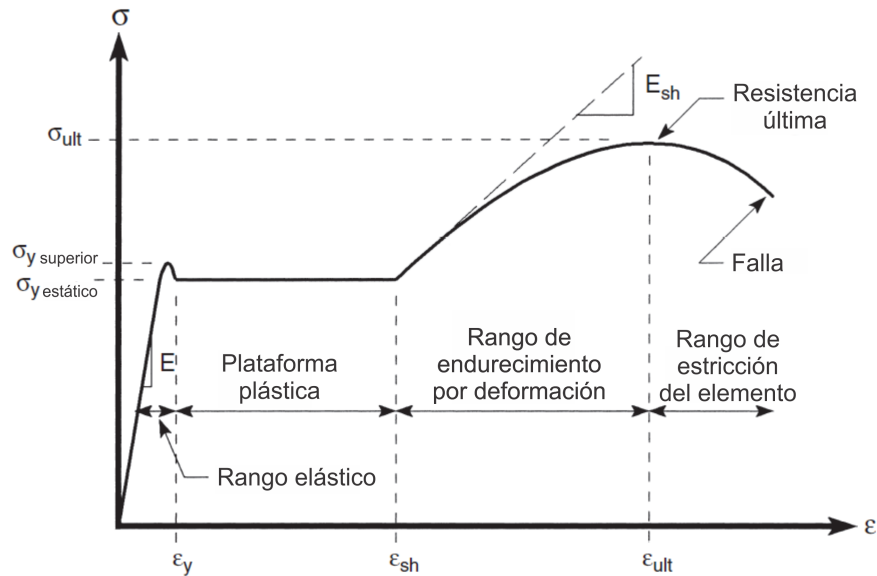


Figura 2.26: Representación esquemática de la curva esfuerzo-deformación del acero estructural

Fuente: Adaptado de (Bruneau *et al.*, 2011, p.9)

“En el diseño, es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo-deformación” (Silva Bastidas, 2006, p.13). Se presenta a continuación 3 modelos de esfuerzo-deformación para el acero:

Modelo Elasto-Plástico Perfecto: La curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas en este caso, se ignora por completo la resistencia superior a la cedencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación, tal y como se observa en la Figura 2.27 (a). Esta curva puede representar adecuadamente el comportamiento de aceros de baja resistencia. No obstante, para el caso del diseño sísmico, los requerimientos de ductilidad, pueden implicar evaluar el esfuerzo del acero a deformaciones mayores que la de cedencia ε_y . (Silva Bastidas, 2006, p.13)

Modelo Trilineal: Se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia. (Albarracín Ñiquen y Gallo Liendo, 2010, p.11)

Modelo de Curva Completa: En este modelo el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola. Si bien este modelo es el que mejor representa el comportamiento del acero, no es de uso frecuente en modelos no lineales debido a su complejidad. (Albarracín Ñiquen y Gallo Liendo, 2010, p.11)



En los Modelos Trilineal y Modelo de Curva Completa. “Para utilizar estos dos modelos, es necesario definir los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la cedencia ϵ_y , el endurecimiento por deformación ϵ_{sh} , y la rotura ϵ_{su} , del acero” (Silva Bastidas, 2006, p.13).

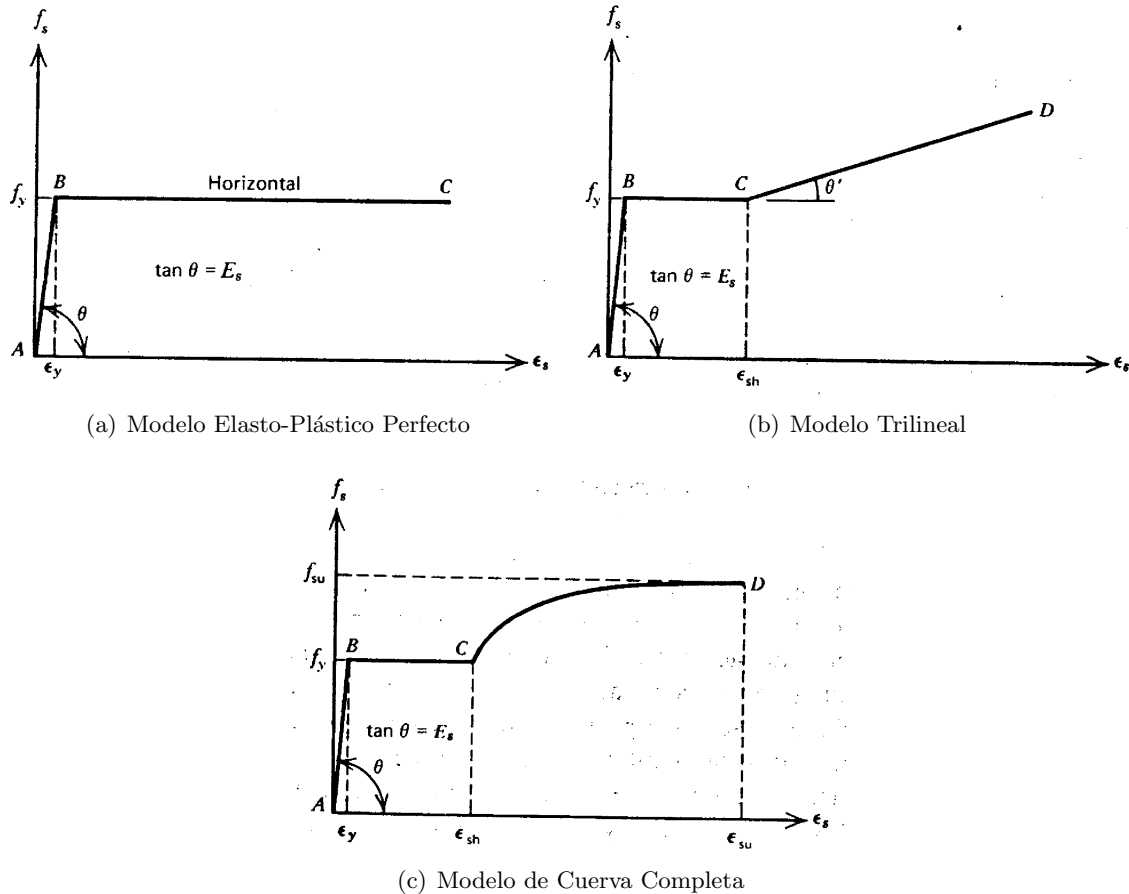


Figura 2.27: Idealización de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión

Fuente: Adaptado de (Park y Paulay, 1988, p.44)

2.3.2. Modelación de la no Linealidad de Materiales

El mayor efecto significativo del comportamiento no lineal de los materiales se representa por medio de rótulas plásticas, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento. (Cisneros Ayala, 2014, p.155)

2.3.2.1. Modelo inelástico de los elementos barra(viga-columna)

Durante los sismos importantes las vigas y columnas sufren daño en la zona adyacente a los nudos en una longitud determinada “L”. El daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como muestra la Figura 2.28 podemos establecer una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, el daño y la curvatura se puedan asumir constantes. Esta zona se denomina rótula plástica, y le corresponde una longitud equivalente “ L_p ” menor a la del daño total “L” como muestra la Figura 2.29. Una buena



estimación para “ L_p ” en vigas y columnas de proporciones típicas es $L_p \approx 0.5h$ donde h es el peralte del elemento (Paulay y Priestley, 1992). En el análisis computacional, los miembros de barra pueden incluir la no linealidad del material por medio de puntos discretos en una localización de su longitud, en los cuales se asume que se concentrará todo el desplazamiento inelástico (traslación o rotación) simulando el efecto que se produce durante la formación de una articulación plástica en los elementos que componen una estructura. (Cisneros Ayala, 2014, p.156)

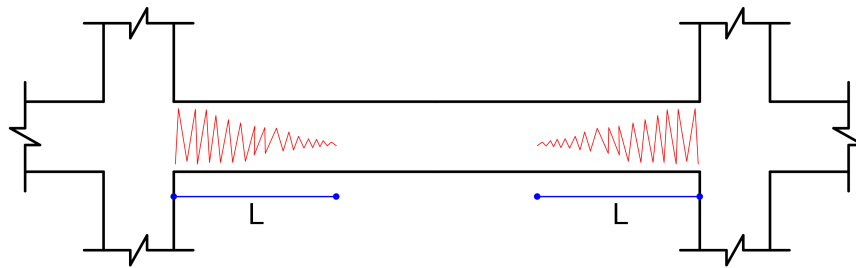


Figura 2.28: Idealización de daño en vigas

Fuente: Adaptado de (Cisneros Ayala, 2014, p.156)

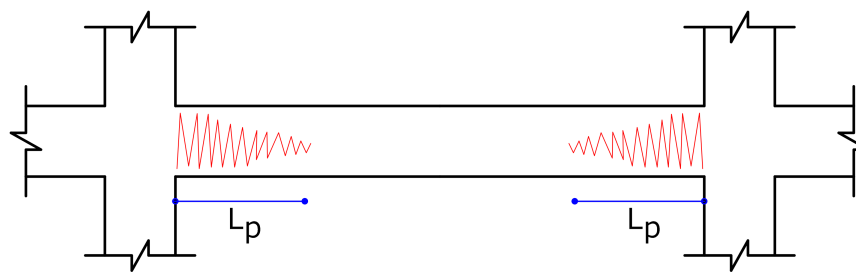


Figura 2.29: Zona de daño equivalente

Fuente: Adaptado de (Cisneros Ayala, 2014, p.156)

2.3.2.2. Rótulas plásticas

La formación de una rótula o articulación plástica en la viga simple que se muestra en la Figura 2.30. La carga mostrada que se aplica a la viga crece en magnitud hasta que se alcanza el momento de fluencia con las fibras extremas sometidas al esfuerzo de fluencia. La magnitud de la carga continúa incrementándose y las fibras extremas empiezan a fluir. La plastificación se extiende hacia otras fibras fuera de la sección de momento máximo como se indica en la figura. La longitud en donde se presenta esta plastificación hacia ambos lados de la sección considerada, depende de las condiciones de carga y de la sección transversal del miembro. (McCormac y Csernak, 2013, p.239)

Para que se forme una articulación plástica, las secciones deben ser compactas. Se define a una sección compacta como aquella que tiene un perfil suficientemente robusto, de modo que tenga la capacidad de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plastificada antes de que se pandee localmente.

Cuando los marcos de acero se cargan hasta la falla, los puntos en donde se concentra la rotación (articulaciones plásticas) resultan visibles al observador antes de que el colapso



ocurra. (McCormac y Csernak, 2013, p.240)

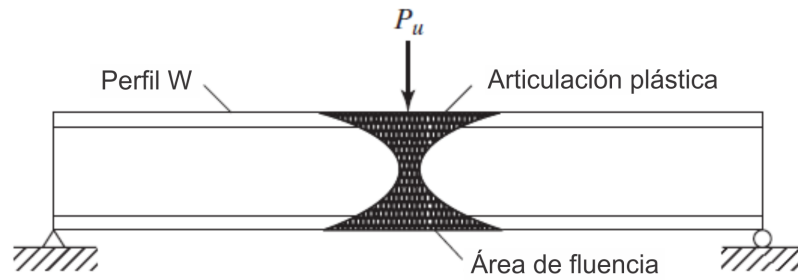


Figura 2.30: Una articulación plástica

Fuente: Adaptado de (McCormac y Csernak, 2013, p.240)

La rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección. En la realidad no existe la rótula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifican algún problema. Muchos investigadores han propuesto fórmulas para definir la longitud donde se genera la rótula plástica, que generalmente se encuentra en las zonas rígidas de un elemento, es decir en sus extremos como se muestra en la Figura 2.31. Las rótulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesita obtener. Se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar, ya que los resultados del cálculo de la capacidad sísmica resistente dependen del modelo de plasticidad que se use. Se puede utilizar el modelo de plasticidad concentrada, en la cual el daño se concentra en un solo punto, no considera longitud de daño; y si se requieren resultados más precisos donde se considere la longitud de daño podrá optarse por una modelación de rótulas plásticas por análisis de fibras. (Cisneros Ayala, 2014, p.157)

Finalmente, para representar el comportamiento de vigas y columnas en acciones sísmicas, se ubican rótulas no-lineales en los extremos de estos elementos además del segmento elástico en la zona central. Los nodos de unión entre vigas y columnas se consideran como zonas infinitamente rígidas. (Cisneros Ayala, 2014, p.158)

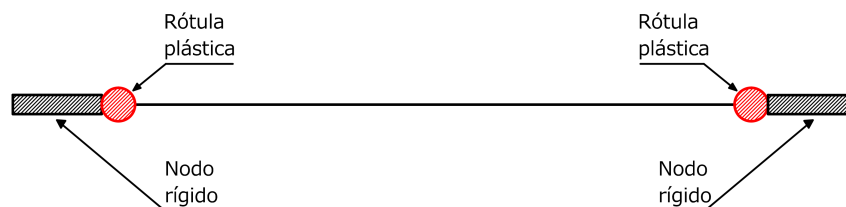


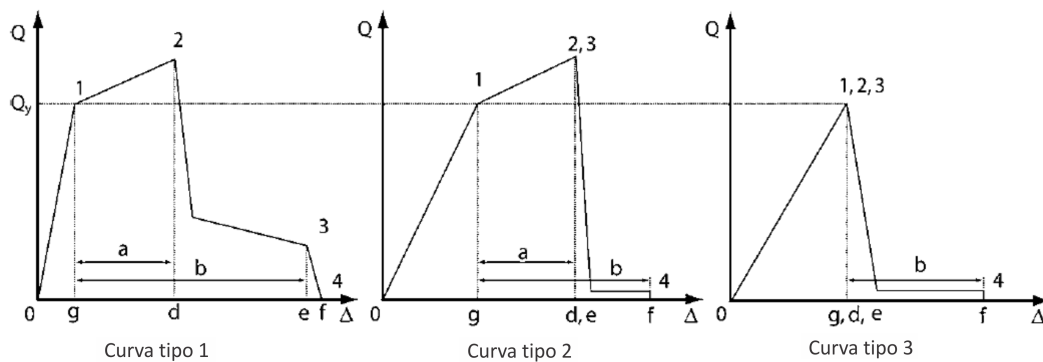
Figura 2.31: Idealización de daño equivalente (Rótula plástica)

Fuente: Adaptado de (Cisneros Ayala, 2014, p.158)



2.3.2.3. Zonas de plastificación

La modelación computacional de las rótulas plásticas se realiza mediante la definición de las curvas generalizadas Fuerza-Deformación. Éstas curvas establecen criterios de aceptación de daño admisible (Niveles de Desempeño) para acciones controladas por deformación. El documento (ASCE/SEI, 2014, p.115) establece 3 curvas tipo de relaciones fuerza-deformación dependientes del tipo de elemento estructural, clasificados como primarios o secundarios. Los elementos primarios son aquellos que proveen a la estructura de capacidad para resistir un colapso frente a cargas sísmicas, mientras que los secundarios no proveen dicha capacidad. (Silva Bastidas, 2006, p.61)



Notes:

1. Solo se permiten acciones de componentes secundarios entre los puntos 2 y 4;
2. La fuerza, Q , después del punto 3 disminuye a aproximadamente cero.

Figura 2.32: Curva fuerza vs deformación del componente

Fuente: Adaptado de (ASCE/SEI, 2014, p.115)

La curva Tipo 1 en la Figura 2.32 es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 3), seguidos por la pérdida de la capacidad a resistir fuerzas laterales en el punto 3 y la pérdida de la capacidad a resistir fuerzas verticales en el punto 4. El rango plástico puede tener, ya sea, una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 2) y una región de degradación de resistencia con una resistencia residual no insignificante para resistir cargas laterales y de gravedad (puntos 2 a 3). (ASCE/SEI, 2014, p.115)

La curva Tipo 2 ilustrada en la Figura 2.32 es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 sobre la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 3). El rango plástico puede tener ya sea una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 3), seguido por una sustancial pérdida de capacidad de resistencia a fuerzas laterales en el punto 3. La pérdida de la capacidad de resistir fuerzas de gravedad toma lugar en la deformación asociada con el punto 4. (ASCE/SEI, 2014, p.116)

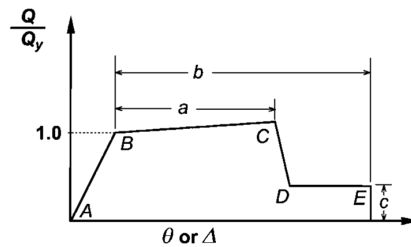
La curva Tipo 3 ilustrada en la Figura 2.32 es representativa de un comportamiento frágil o no dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 sobre la curva) seguido por una pérdida de capacidad de resistir fuerzas laterales en el punto 3 y una pérdida de capacidad de resistir fuerzas verticales en la deformación asociada con el punto 4. (ASCE/SEI, 2014, p.116)

La Figura 2.33 muestra curvas generalizadas fuerza versus deformación para especificar el modelamiento del componente y criterios de aceptación para acciones deformación-controlada en cualquiera de los cuatro básicos tipos de material. La respuesta lineal es ilustrada entre el

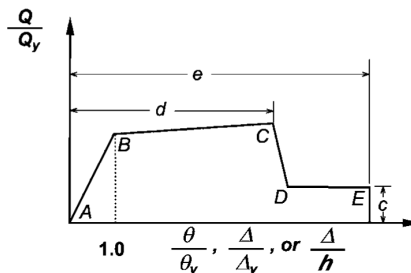


punto A (componente descargado) y el punto de fluencia efectiva B. La pendiente desde el punto B al punto C es típicamente un pequeño porcentaje (0-10%) de la pendiente elástica, y se incluye para representar fenómenos tales como el endurecimiento por deformación. El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia del componente, y un valor de abscisa igual a la deformación en el cual inicia la significativa degradación de resistencia lateral (línea CD). Más allá del punto D, el componente responde con sustancial reducción de la resistencia lateral al punto E. En grandes deformaciones al punto E, la resistencia lateral del componente es esencialmente cero. (ASCE/SEI, 2014, p.116)

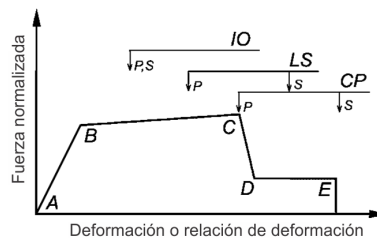
Los criterios de aceptación para la deformación o relaciones de deformación para los componentes primarios (P) y componentes secundarios (S) corresponden al objetivo principal del Nivel de Desempeño del Edificio de Prevención del Colapso (CP), Seguridad de Vida (LS), y Ocupación Inmediata (IO) como se muestra en la Figura 2.33 (c). (ASCE/SEI, 2014, p.117)



(a) Deformación



(b) Relación de deformación



(c) Criterios de aceptación para la deformación del componente o elemento.

Figura 2.33: Relación generalizada del componente fuerza-deformación para el modelamiento ilustrado y criterios de aceptación

Fuente: Adaptado de (ASCE/SEI, 2014, p.117)

2.3.2.4. Modelo Inelástico de Edificios

Un modelo sencillo pero robusto para representar el comportamiento de las **edicaciones aporticadas** en el modelamiento, consiste en discretizar el comportamiento inelástico me-



diante rótulas plásticas que se ubican en las zonas donde se prevé comportamiento no lineal. Las zonas de la estructura donde se espera comportamiento inelástico concentrado son los extremos de vigas y columnas como se muestra en la Figura 2.34. (Cisneros Ayala, 2014, p.162)

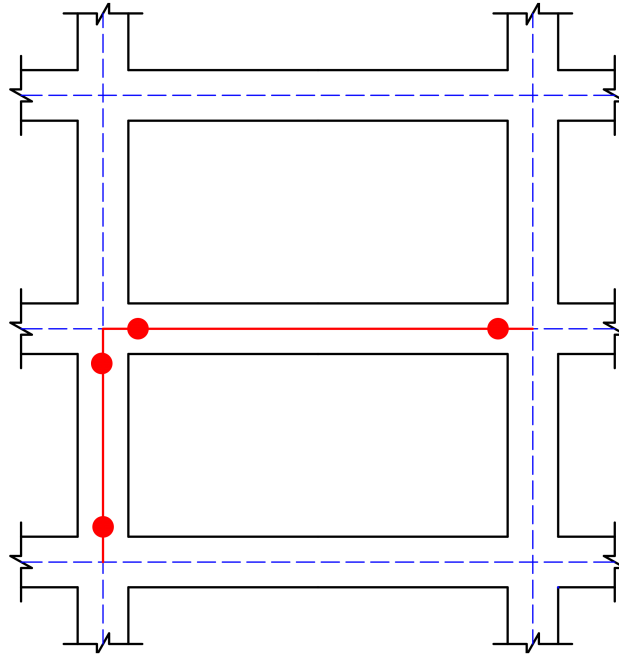


Figura 2.34: Modelación de vigas y columnas en edificios aporticados

Fuente: Adaptado de (Cisneros Ayala, 2014, p.162)

Se puede demostrar analíticamente que los diagramas de momento en vigas y columnas ante una sollicitación horizontal que afecte a la estructura presentan sus máximos en los extremos de tales elementos, lo que señala una alta probabilidad de generar rótulas plásticas en estos puntos (ver Figura 2.35). En consecuencia, sólo se definirán rótulas plásticas en los extremos de los elementos “frame” con el objetivo de controlar el problema dentro de ciertos límites. (Silva Bastidas, 2006, pp.62,63)

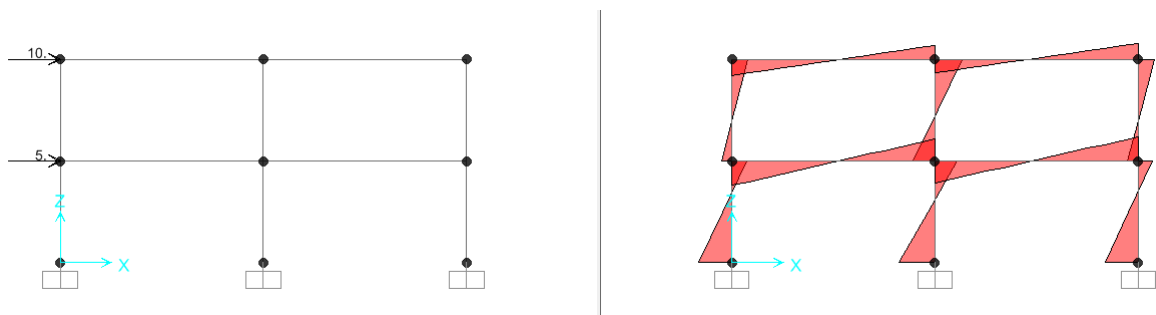


Figura 2.35: Diagrama de momento típico (derecha) para un marco sujeto a una carga horizontal (izquierda)

Fuente: Adaptado del SAP2000 V19

Teóricamente, el análisis estático de un elemento longitudinal sujeto a una **carga axial** (**P**), entrega que cualquiera de las infinitas secciones transversales del elemento posee la



misma carga axial. Este sólo supuesto le entrega validez a la idea de plastificación longitudinal, puesto que una sollicitación superior a la sollicitación de fluencia axial del elemento hará que el elemento fluya en toda su longitud. En consecuencia, se considera una única plastificación longitudinal por elemento. (Silva Bastidas, 2006, p.64)

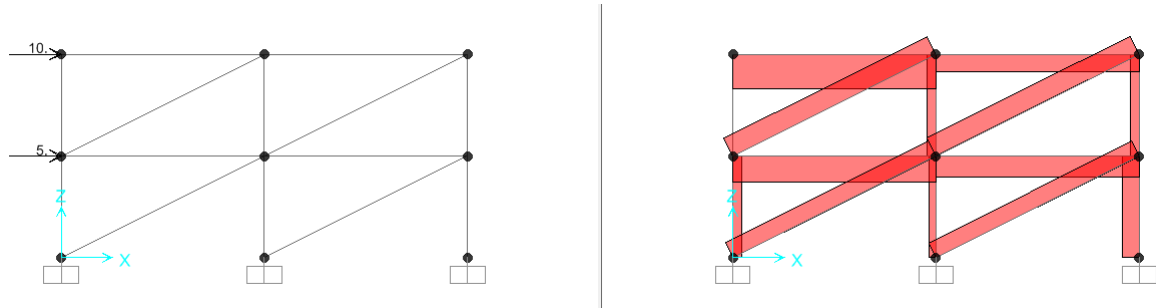


Figura 2.36: Diagrama de fuerza axial (derecha) para un marco arriostrado sujeto a una carga horizontal (izquierda)

Fuente: Adaptado del SAP2000 V19

2.4. Desempeño Sísmico

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997). De acuerdo al comité VISION 2000, la ingeniería basada en el desempeño no sólo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que también considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad. (Bonett Díaz, 2003, p.49)

Considerando todos los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la “*ingeniería basada en el desempeño sísmico*” es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado. La Figura 2.37 muestra un diagrama del marco conceptual de la “*ingeniería basada en el desempeño*”. (Bonett Díaz, 2003, p.49)

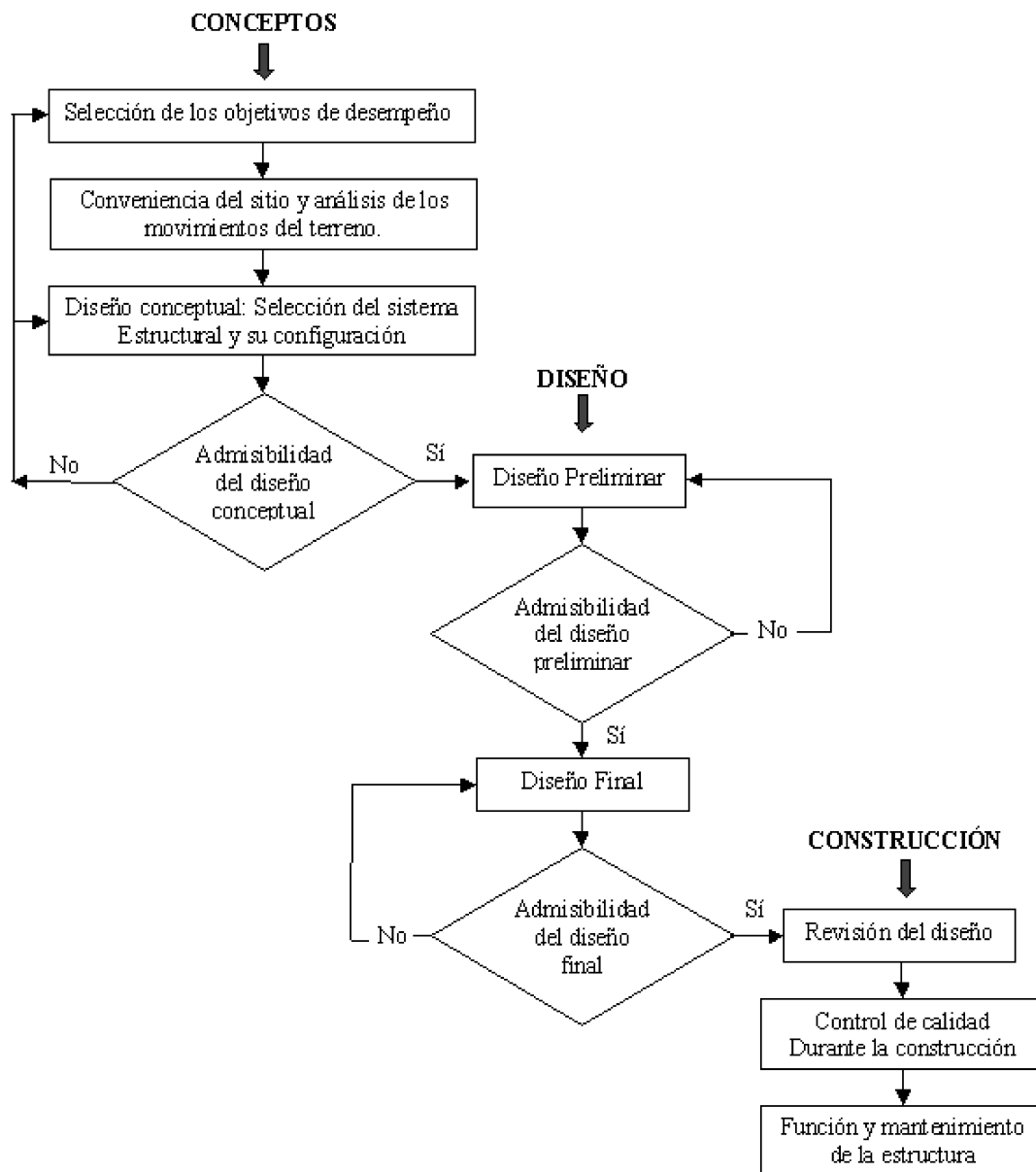


Figura 2.37: Diagrama del marco conceptual de la “ingeniería basada en el desempeño” (SEAO Vision 2000 Committee, 1995)

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.50)

2.4.1. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAO Vision 2000 Committee, 1995), (ATC, 1996). (Bonett Díaz, 2003, p.51)

A continuación se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION



2000.

2.4.1.1. Propuesta del Comité VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad de vida:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla 2.1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño. (Bonett Díaz, 2003, pp.51,52)

2.4.1.2. Propuesta del ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente. (Bonett Díaz, 2003, pp.52,53,54,55,56)



Tabla 2.1: Descripción de los estados de daño

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional / Funcional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Cerca al Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.52)

Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de “*Structural Performance*” y n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de



nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.
- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP son las siglas de “*Nonstructural Performance*” y n es una letra que toma valores entre A y E.

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- **No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

Niveles para las estructuras

En la Tabla 2.2 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una



de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la Tabla 2.2 y se describen a continuación.

Tabla 2.2: Niveles de desempeño de las estructuras (ATC,1996)

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No aplicable

NR: combinación No Recomendada

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.55)

- **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel *se asocia con un estado de funcionalidad*.
- **Ocupación inmediata 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. *Se mantiene la seguridad de los ocupantes*.
- **Seguridad 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- **Estabilidad estructural 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continua garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. *No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes*, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.



2.4.2. Movimientos sísmicos de diseño

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “*Movimientos sísmicos de diseño*”. Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras (Bertero, 1997). A continuación se presentan Los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000 y al ATC-40. (Bonett Díaz, 2003, p.56)

2.4.2.1. Propuesta del comité VISION 2000

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. (Bonett Díaz, 2003, pp.56,57)

Al observar el período de retorno del sismo frecuente, se aprecia que este evento si se va a registrar durante la vida útil de una edificación que por lo regular es de 50 años. La nueva visión es que se tome en cuenta este sismo en el diseño y no únicamente el sismo raro, que se tome en cuenta y que se verifique el desempeño que va a tener la edificación. (Aguiar Falconi, 2003, pp.26,27)

La Tabla 2.3 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000.

Tabla 2.3: Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy Raro	950 años	10 % en 100 años

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.57)

2.4.2.2. Propuesta del ATC-40

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “*Earthquake*”.



- **Sismo de servicio, SE:** corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50% de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas. Es el sismo ocasional de la Tabla 2.3.
- **Sismo de diseño, DE:** representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Es el sismo raro de la Tabla 2.3.
- **Sismo máximo, ME:** corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro de la Tabla 2.3.

2.4.3. Objetivos del diseño por desempeño

El primer paso en la *ingeniería basada en el desempeño*, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (Bertero, 1997). (Bonett Díaz, 2003, p.58)

2.4.3.1. Propuesta del comité VISION 2000

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: **1) estructuras críticas** que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad, **2) estructuras esenciales** que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc., y **3) estructuras básicas** que no están incluidas en los dos primeros grupos. La Tabla 2.4 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para la definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La Tabla 2.5 es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas. (Bonett Díaz, 2003, p.58)



Tabla 2.4: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 200 Committee, 1995)

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	★	×	×	×
Ocasional (72 años)	●	★	×	×
Raro (475 años)	◇	●	★	×
Muy Raro (970 años)		◇	●	★

× Desempeño inaceptable

★ Estructuras básicas, como residencias y oficinas

● Estructuras esenciales/riesgosas, como hospitales, destacamentos militares, bomberos, etc.

◇ Estructuras de seguridad crítica

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.59)

Tabla 2.5: Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	Totalmente operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad
Muy Raro	Próximo al colapso

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.59)

2.4.3.2. Propuesta del ATC-40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la Tabla 2.6 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente. (Bonett Díaz, 2003, pp.59,60)



Tabla 2.6: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 200 Committee, 1995)

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			✓	
Sismo de Máximo, ME				✓

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.60)

2.4.4. Capacidad estructural

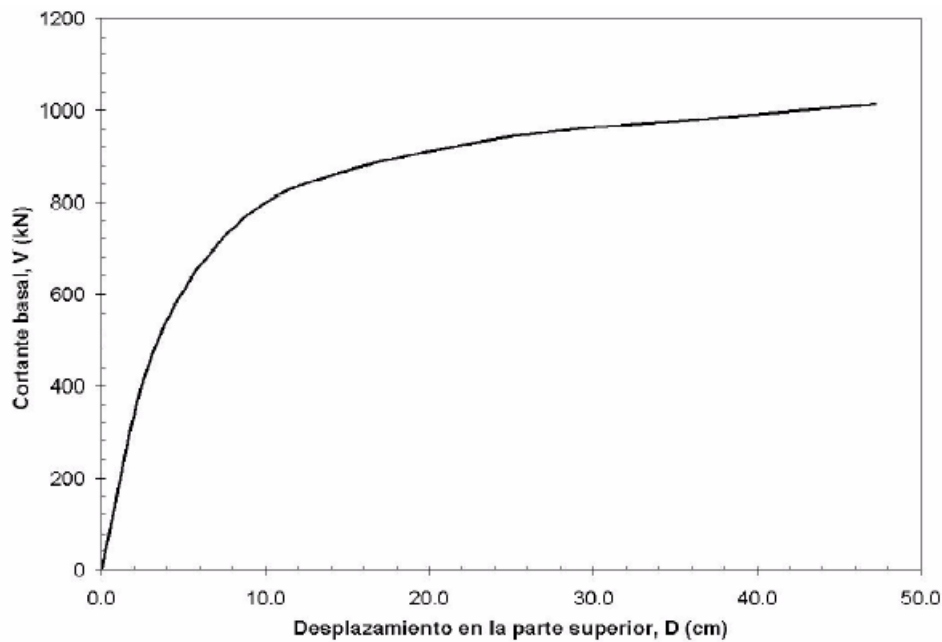


Figura 2.38: Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento nivel superior)

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.61)

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis *pushover*). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de **curva de capacidad**. Este curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura (ver Figura 2.38). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que



ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos vibración. (Bonett Díaz, 2003, p.60)

2.4.4.1. Análisis estático no lineal (Análisis “Pushover”)

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la *curva de capacidad* (ver Figura 2.39). (Bonett Díaz, 2003, pp.60,61)

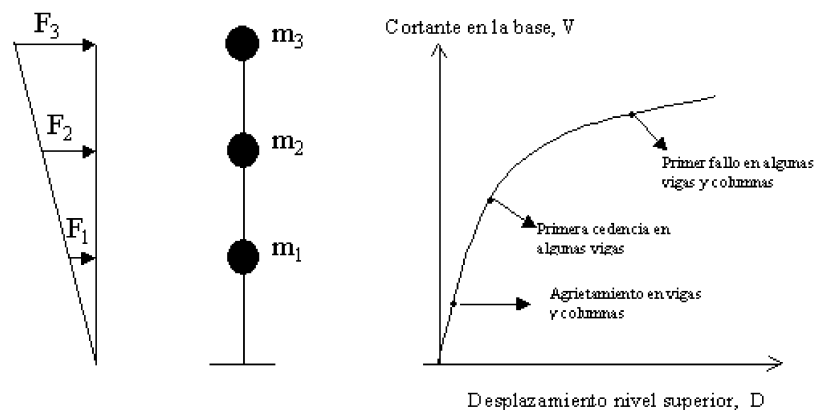


Figura 2.39: Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.62)

No obstante, es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación se comentan algunas de estas limitaciones. (Bonett Díaz, 2003, p.61)

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática.
- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las



componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.

- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.

2.4.4.2. Representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad, tal y como se verá más adelante, se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así por ejemplo, el desplazamiento de cedencia se puede definir como: a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera cedencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20 % o 50 % de la resistencia pico o nominal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal. (Bonett Díaz, 2003, pp.62,63)

El procedimiento propuesto en FEMA-273 (1996) para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y puede describirse mediante los siguientes pasos:

1. Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 2.40.
2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
3. Estimación del cortante basal de cedencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60V_y^i$ (ver Figura 2.40). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60V_y^i$.

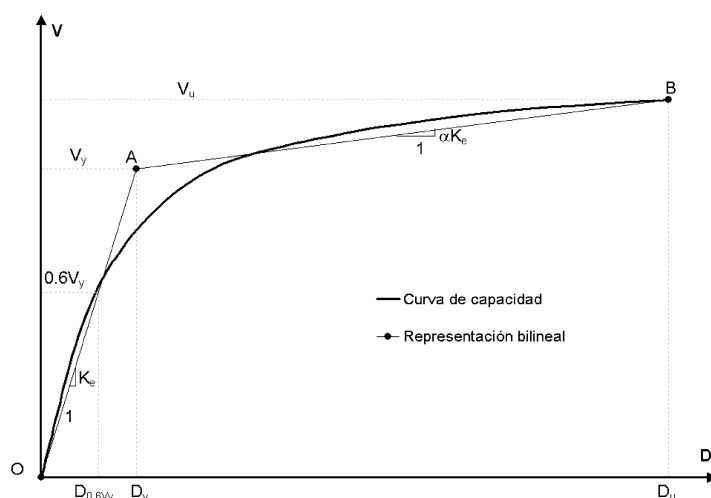


Figura 2.40: Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 273

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.64)

- La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.60V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

- Cálculo del desplazamiento de cedencia D_y^i , el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

El punto A de la Figura 2.40, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i .

- Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (ver Figura 2.40).
- Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1}$$

- Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$.
- Se determina el error ε en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100$$



si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}}$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor V_y^{i+1} .

2.4.4.3. Sectorización de la curva de Capacidad

De acuerdo a los criterios propuestos por el Comité VISION 2000, la curva de capacidad puede ser dividida en sectores basados en los niveles de desempeño descritos en la Tabla 2.1. Para sectorizar la curva de capacidad, el primer paso es simplificar la curva a un modelo bilineal junto con señalar el punto de fluencia efectiva, el sector a la izquierda de éste punto representa el primer sector de los cinco totales. Como segundo paso, consiste en dividir el rango inelástico de la curva simplificada en los cuatro sectores restantes. En la Figura 2.41 se muestra la curva de capacidad sectorizada con los niveles de desempeño correspondientes. (Díaz López y Santos Cavalho, 2013, p.39)

De acuerdo a (Borda Meza y Pastor Dulanto, 2007, p.6) la curva de capacidad se divide en dos tramos:

- Capacidad de desplazamiento Elástica: es el desplazamiento que se tuvo hasta el punto de fluencia efectiva.
- Capacidad de desplazamiento Inelástica: es el desplazamiento que se tuvo a partir del punto de fluencia efectiva hasta el punto de colapso total de la estructura.

Los niveles están definidos en la sectorización por fracciones de la capacidad de desplazamiento elástica e inelástica:

- Ocupacional: es el 100 % de la capacidad de desplazamiento Elástica.
- Funcional: es el 30 % del a capacidad de desplazamiento Inelástica.
- Resguardo de Vida: es el 30 % del a capacidad de desplazamiento Inelástica.
- Cerca al colapso: es el 20 % del a capacidad de desplazamiento Inelástica.
- Colapso: es el 20 % del a capacidad de desplazamiento Inelástica.

2.4.5. Demanda sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su

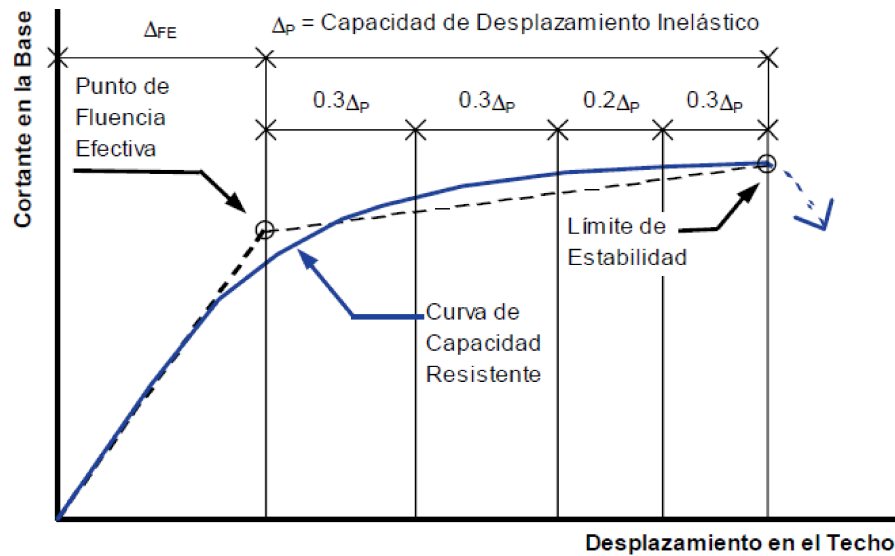


Figura 2.41: Sectorización de la Curva Capacidad

Fuente: Adaptado de (Díaz López y Santos Cavalho, 2013, p.40)

nombre indica, en este diagrama se gráfica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes T_i (ver Figura 2.43). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. (Bonett Díaz, 2003, p.65)

El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

- Cálculo del espectro elástico de aceleraciones, S_{ae} , normalizado.
- Cálculo del espectro elástico de desplazamientos S_{de} aplicando la siguiente expresión:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

En la Figura 2.42 se muestra los espectros de aceleración y desplazamiento.

- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración-Desplazamiento AD ($S_{ae} - S_{de}$) (ver Figura 2.43).

De la Figura 2.43 y de la ecuación anterior se puede ver que las pendientes de cada recta son proporcionales a $\frac{1}{T^2}$.

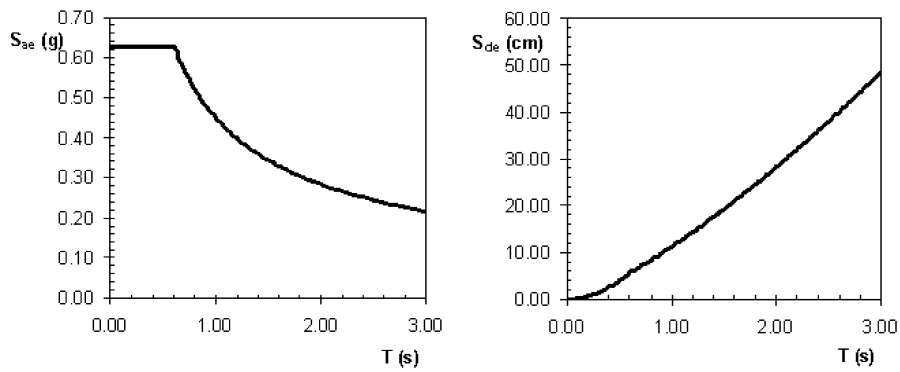


Figura 2.42: Espectros elásticos de aceleración y desplazamiento

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.66)

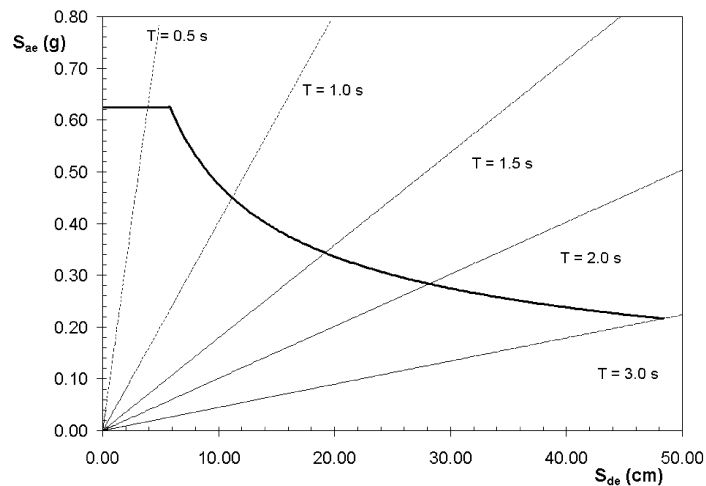


Figura 2.43: Espectro elástico de respuesta en formato AD

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.66)

2.4.6. Métodos para estimar el punto de desempeño

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

Se describen dos de los principales métodos de análisis estático no lineal simplificados, utilizados para determinar el punto de desempeño (demanda de desplazamiento) de una estructura, estos son: el Método del Espectro de Capacidad (MEC) y el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD). (Bonett Díaz, 2003, p.67)



2.4.6.1. Método del Espectro de Capacidad (MEC)

El método del espectro de capacidad fue propuesto por Freeman (1975), como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes (ATC, 1982). En la actualidad, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido (Freeman, 1995). La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico. (Bonett Díaz, 2003, p.67)

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal V , con el desplazamiento en la parte superior D . Esta curva se puede obtener mediante un análisis “pushover”. Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa la estructura como un sistema de un solo Grado De Libertad (1 GDL.); a esta representación se le conoce con el nombre de *espectro de capacidad*. La demanda sísmica se representa por medio de un espectro inelástico en formato AD (S_a vs S_d), que considera la respuesta no lineal de la estructura. El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético equivalente (β_{eq}). Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones: 1) debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento y 2) debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural. (Bonett Díaz, 2003, pp.67,68)

En la mayoría de los casos, la determinación del punto de desempeño, requiere de un procedimiento iterativo de ensayo y error para satisfacer los dos criterios especificados. Sin embargo, actualmente existen algunos procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo (ATC, 1996). (Bonett Díaz, 2003, pp.68,69,70,71,72,73,74,75)

Representación bilineal de la curva de capacidad

El MEC utiliza la representación bilineal de la curva de capacidad para estimar el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} (ATC, 1996). Este procedimiento es diferente al propuesto en FEMA-273 y su obtención sigue los siguientes pasos:

- Se dibuja una línea recta que parte desde el origen (Punto O de la Figura 2.44) con una pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura en el rango elástico (el subíndice “i” indica el número de iteración).
- Se define un punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}), denotado con la letra B en la Figura 2.44, el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.
- Se traza una línea que va desde el punto B hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intersecte la primera, en el punto A, de coordenadas (d_y, a_y), las áreas A1 y A2, que quedan respectivamente por encima y por debajo del espectro de capacidad y están señaladas en la Figura 2.44, sean iguales. Esta condición se impone para que la curva de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. El punto A representa la cedencia de la estructura, en el formato bilineal.



- Se define la representación bilineal de la curva de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB, como se muestra en la Figura 2.44.

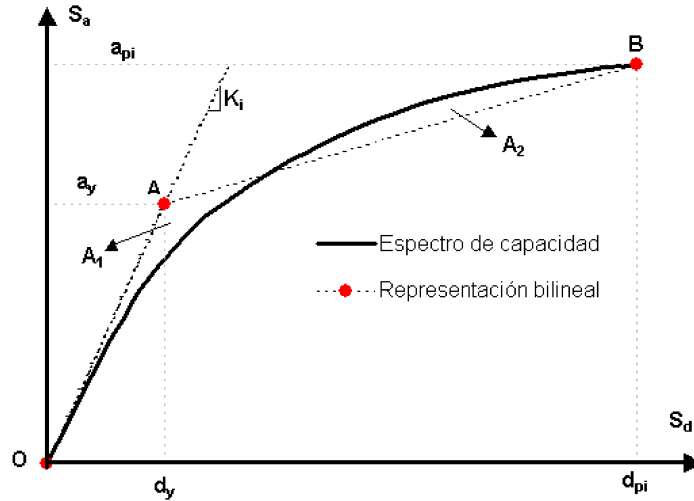


Figura 2.44: Representación bilineal del espectro de capacidad - MEC

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.69)

Amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y espectro de demanda reducido

El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico lleva a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación de un amortiguamiento viscoso, que es inherente a la estructura (generalmente igual al 5%) y un amortiguamiento histerético β_0 , que está relacionado con el área interior de los lazos que se forman cuando se grafica la fuerza sísmica (cortante en la base) frente al desplazamiento de la estructura (ATC, 1996). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} puede ser representado como:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05$$

El término de amortiguamiento histerético, β_0 , puede ser calculado como (Chopra 1995):

$$\beta_0 = \frac{1}{4} \frac{E_D}{E_{S_0}}$$

E_D es la energía disipada por el amortiguamiento y E_{S_0} es la energía máxima de deformación. Ambas energías se pueden calcular a partir de los puntos característicos de la representación bilineal del diagrama de capacidad (Figuras 2.44 y 2.45). Las expresiones para el cálculo de E_D y E_{S_0} son:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})$$

$$E_{S_0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2}$$

Reemplazando las ecuaciones y simplificando algunos términos, se obtiene:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

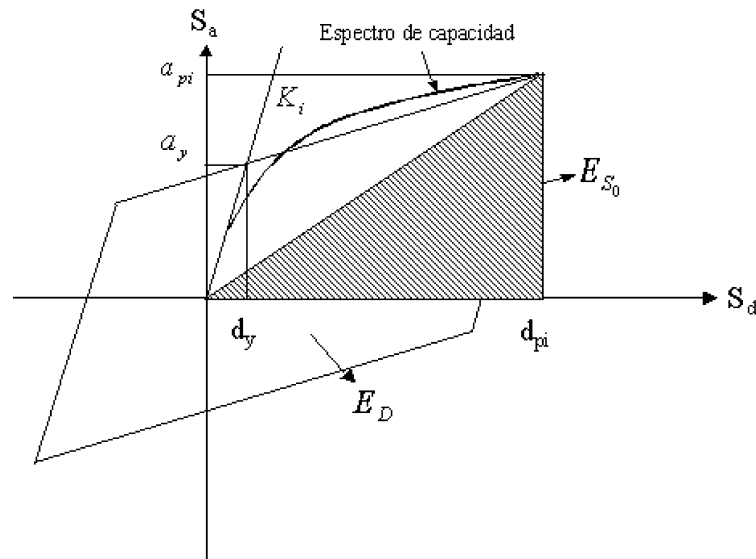


Figura 2.45: Obtención del amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de demanda reducido

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.70)

La última ecuación es válida para sistemas estructurales dúctiles, y períodos de vibración relativamente cortos. No obstante, un factor modificador κ suele incluirse para considerar el comportamiento de la estructura, en función de la capacidad del sistema resistente y de la duración de la vibración (ATC, 1996):

$$\beta_{eq} = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

La Tabla 2.7 muestra los valores del factor modificador κ para diferentes tipos de comportamiento estructural, que varían desde estructuras con una buena disipación de energía (Tipo A) hasta estructuras con un comportamiento histérico bastante deficiente (Tipo C) (ATC, 1996).

El espectro de demanda reducido se obtiene a partir de dos factores de reducción espectral para la aceleración, SR_A , y para la velocidad, SR_V . Estos factores son función del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y se definen como (ATC-40, 1996):

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eq})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eq})}{1.65}$$



Tabla 2.7: Valores para el factor modificador del amortiguamiento (ATC, 1996)

Tipo de comportamiento estructural	β_0	κ
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	cualquier valor	0.33

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.71)

Los valores de estos dos factores deben ser mayores que los indicados en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8: Valores mínimos requeridos para SR_A y SR_V

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.71)

La Figura 2.46 muestra la forma típica de un espectro elástico de respuesta y el espectro reducido obtenido a partir de los factores SR_A y SR_V . La forma del espectro está definida por los coeficientes sísmicos locales C_A y C_V , cuyos valores dependen de las características de la estructura (grado de importancia, uso, etc.) y de la amenaza sísmica local (tipo de suelo, aceleración máxima del terreno, etc.).

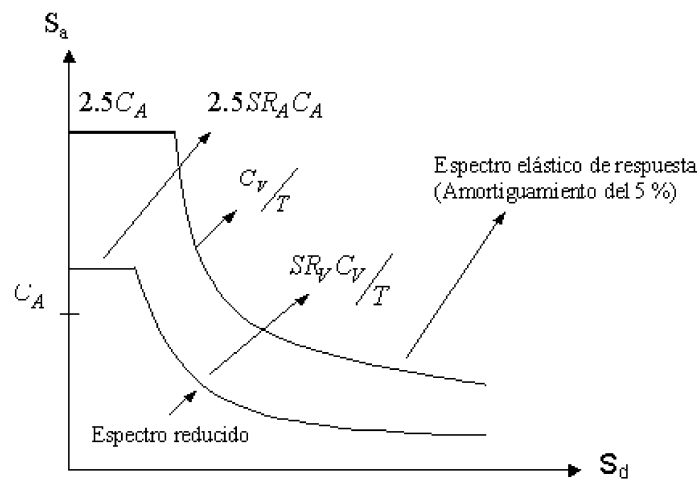


Figura 2.46: Espectro de respuesta reducido (ATC,1996)

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.72)



Descripción del método

El procedimiento empleado para la determinación del nivel de desempeño de una estructura utilizando el método del espectro de capacidad puede describirse por medio de los siguientes pasos:

1. Cálculo de la curva de capacidad mediante un análisis pushover. El método del espectro de capacidad no impone el uso de un determinado patrón de cargas para el análisis, y permite adicionalmente considerar los efectos de los modos de vibración más altos para estructuras de gran altura (Paret et al., 1996).
2. Estimación de las características dinámicas de la estructura, tales como: períodos de vibración (T_i), formas modales (θ_{iR}), factores de participación modal (PF_R) y el coeficiente de masa modal efectiva (α_R). Los valores de α_R y PF_R puede ser calculados como:

$$\alpha_R = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR}\right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR}^2}$$

$$PF_R = \frac{\sum m_i \theta_{iR}}{\sum m_i \theta_{iR}^2}$$

donde m_i es la masa concentrada del piso i , N es el número de niveles y el subíndice R representa el modo de vibración. Generalmente, se utiliza el primer modo de vibración ($R = 1$), debido a la suposición que el modo fundamental de vibración representa bien la respuesta predominante. En adelante se desarrollaran todas las ecuaciones para $R = 1$.

3. Determinación del espectro de capacidad mediante el uso de los factores α_1 y PF_1 . Las aceleraciones S_{ai} y los desplazamientos espectrales S_{di} se obtienen como:

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\alpha_1 M g}$$

$$S_{di} = \frac{D_i}{PF_1}$$

M es la masa total de la estructura, g es la aceleración de la gravedad, V_i y D_i son respectivamente los cortantes y desplazamientos en el nivel superior de la estructura obtenidos en el paso 1.

4. Superposición del espectro elástico de respuesta (5 % de amortiguamiento) con el espectro de capacidad.
5. Se supone un punto de desempeño de partida (d_{pi}, a_{pi}) tal como se muestra en la Figura 2.47. Este punto puede definirse a partir de la “aproximación de desplazamientos iguales”, la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto.
6. Representación bilineal del espectro de capacidad.
7. Se calcula el espectro de demanda reducido y se superpone gráficamente con el espectro de capacidad, en su forma bilineal.



8. Determinación del punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda (d_p, a_p), tal y como se muestra en la Figura 2.48.
9. Si el desplazamiento d_p correspondiente al punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda reducido está entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} supuesto ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), el punto de desempeño (d_{pi}, a_{pi}) se toma el (d_p, a_p) definitivo. De lo contrario, si no se cumple con esta tolerancia, es necesario suponer otro punto (d_{pi}, a_{pi}) y regresar al paso 6.

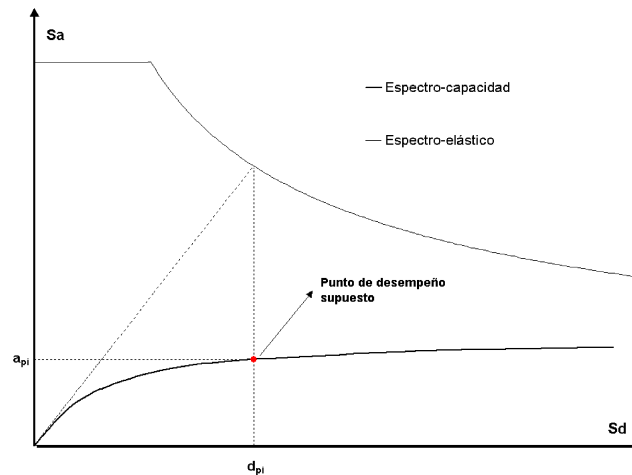


Figura 2.47: Determinación del punto de desempeño de prueba del MEC a partir de la aproximación de desplazamientos iguales

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.74)

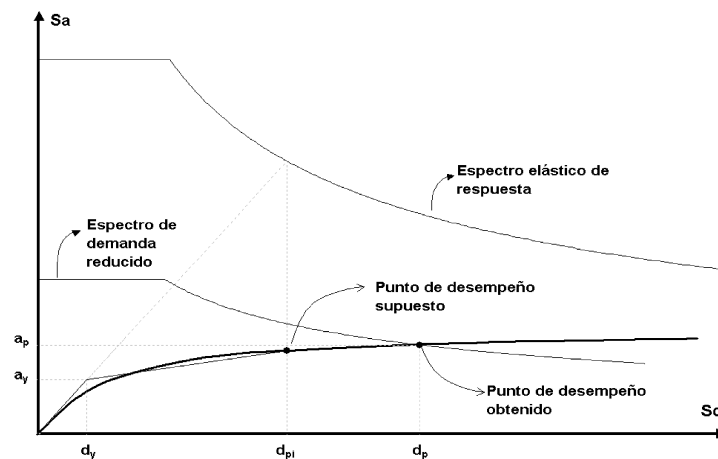


Figura 2.48: Punto de desempeño obtenido a partir del valor supuesto - MEC

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.74)

Limitaciones del método

Un aspecto controvertido del método del espectro de capacidad es el uso de un espectro



elástico altamente amortiguado para la determinación de la demanda sísmica. De acuerdo a Krawinkler (1995) hay dos deficiencias fundamentales que hacen que el uso de este método sea cuestionable. La primera de ellas, es que no hay un principio físico que justifique la existencia de una relación estable entre la disipación de energía histerética y el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} , particularmente en sistemas altamente inelásticos. La segunda deficiencia es que el período asociado a la intersección de la curva de capacidad con el espectro altamente amortiguado difiere considerablemente de la respuesta dinámica del sistema inelástico. Debido a estas deficiencias, el comité VISION 2000 ha dejado constancia de que la discusión sobre la fundamentación teórica del método sigue abierta (Fajfar, 1999).

2.4.6.2. Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD)

El método del coeficiente de desplazamiento utiliza una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo. A diferencia del método del espectro de capacidad, éste no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales (S_a vs S_d). La aplicabilidad del método se limita a las estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos. (Bonett Díaz, 2003, pp.78,79,80,81,82)

Descripción del método

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA, propone los siguientes pasos para encontrar el punto de desempeño utilizando este método (FEMA 273, 1996):

1. Representación bilineal de la curva de capacidad, siguiendo el procedimiento descrito en la sección 2.4.4.2.
2. Cálculo del período fundamental efectivo T_e ,

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

T_i es el período fundamental elástico, K_i es la rigidez lateral elástica y K_e es la rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada (ver Figura 2.49).

3. Cálculo del punto de desempeño de la estructura D_t mediante:

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

S_a es el valor de la aceleración espectral correspondiente al período fundamental efectivo T_e y C_0 , C_1 , C_2 y C_3 son factores modificadores, que se describen a continuación.

C_0 relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable en la parte superior de la estructura. Su valor puede definirse usando cualquiera de los siguientes criterios:

- Factor de participación del primer modo de vibración en la parte superior.
- Un valor apropiado a partir de la Tabla 2.9.

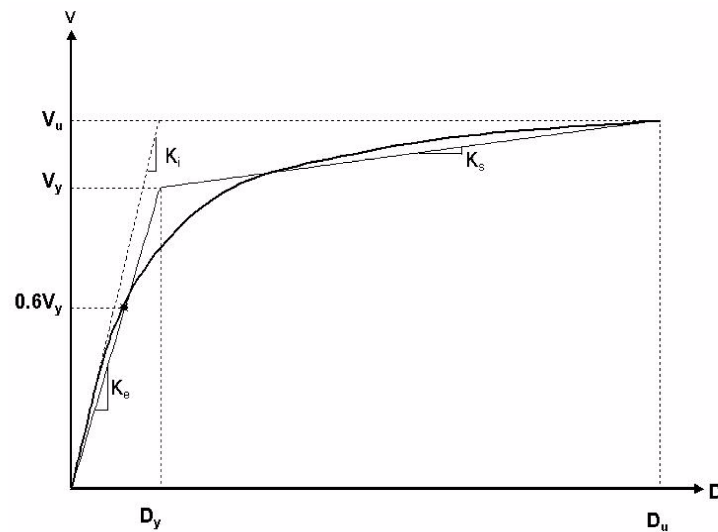


Figura 2.49: Representación bilineal de la curva de capacidad - MCD

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.80)

Tabla 2.9: Valores del factor modificador C_0

Número de Niveles	Valor de C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
más de 10	1.5

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.80)

C_1 relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{si } T_e \geq T_C \\ 1.0 + (R - 1) \frac{T_C}{T_e} & \text{si } T_e < T_C \\ 1.5 & \text{si } T_e < 0.1 \end{cases}$$

- T_C es un período característico del espectro de respuesta, que define el punto de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.
- R es la relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia de cedencia,

$$R = \frac{S_a}{V_y} \frac{1}{W}$$

V_y es el cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad y W es el peso total de la estructura.



C_2 representa los efectos de la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos sobre la respuesta de desplazamiento máximo. En la Tabla 4.4 se muestran algunos valores de C_2 definidos para dos tipos de sistemas estructurales y tres niveles de desempeño estructural (ocupación inmediata, seguridad y prevención del colapso). El tipo 1 corresponde a estructuras en las cuales más del 30% del cortante en cualquier nivel es resistido por las componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo, mientras que el tipo 2, corresponde a todas las estructuras no incluidas en el tipo 1.

Tabla 2.10: Valores del factor modificador C_2

Nivel de Desempeño Estructural	$T = 0.1s$		$T \geq T_C$	
	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2	Sistema Tipo 3	Sistema Tipo 4
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del del Colapso	1.5	1.0	1.02	1.0

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.81)

C_3 representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos de segundo orden. Para estructuras con una rigidez pos-cedencia mayor del 5% de la rigidez elástica K_i , $C_3 = 1.0$, de lo contrario,

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha| (R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

α es la relación entre la rigidez pos-cedencia K_s y la rigidez elástica K_i , obtenidas de la representación bilineal de la curva de capacidad (ver Figura 2.49), R y T_e vienen dadas por las ecuaciones anteriores.

2.4.7. Verificación del desempeño

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si este valor está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño. Para ello hay que definir, para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que represente su respuesta ante un movimiento sísmico. Así por ejemplo, se ha detectado que los componentes estructurales son sensibles a los desplazamientos, mientras que los componentes no estructurales pueden ser más sensibles a la aceleración o a la deriva entre piso. Por lo tanto, es preciso establecer intervalos de variación para estos indicadores y relacionarlos con los niveles de desempeño considerados. Esta tarea se desarrolla en los dos siguientes apartados. (Bonett Díaz, 2003, pp.93,94)



2.4.7.1. Límites de los niveles de desempeño

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño apropiados. Sobre este punto, no existe en la actualidad un consenso general, que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la deriva entre piso, y los estados de daño discreto o niveles de desempeño. Algunos estudios tales como HAZUS-99, el ATC-40, FEMA 273 y VISION 2000 proponen ciertos límites, aunque a su vez resaltan las incertidumbres involucradas en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideren más adecuados. En las Tablas 2.11 y 2.12 se muestran las derivas máximas de entre piso, permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40 y VISION 2000. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los valores obtenidos en el análisis de la estructura para una determinada demanda sísmica deben ser inferiores a cada uno de estos valores. Así por ejemplo, para que una estructura pueda ser ocupada inmediatamente después de ocurrido un sismo, la deriva máxima entre piso debe ser menor de 0.01, de acuerdo a la propuesta del ATC-40 (ver Tabla 2.11). (Bonett Díaz, 2003, p.94)

Tabla 2.11: Valores límites de la deriva máxima de entrepiso para los niveles de desempeño - ATC-40

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δ_i (% altura entre piso)
Ocupación inmediata	0.01
Seguridad	0.02
Estabilidad estructural	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.94)

Tabla 2.12: Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δ_i (% altura entre piso)
Totalmente Operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad	1.50
Próximo al colapso	2.50
Colapso	> 2.50

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.94)

Las diferencias existentes entre las normativas de diseño, los procesos constructivos, las tipologías estructurales, los materiales utilizados, las configuraciones en planta y elevación y los mecanismos de control existentes, entre otros, sugieren que cada región, defina sus propios límites para los niveles de desempeño. El uso de valores de otras zonas, puede en algunos casos, evitar que se evalúe de manera adecuada, los niveles de desempeño de la estructura y por consiguiente su vulnerabilidad. De igual forma, la elección de un parámetro adecuado para



representar el daño, debe hacerse considerando tanto la tipología como el tipo de elemento y el nivel de daño (local o global) que se desea evaluar. Así por ejemplo, para estructuras que se deforman en un modo de cortante, el daño estructural global puede ser evaluado mediante la deriva máxima entre piso; por el contrario, para los componentes no estructurales, el parámetro más adecuado parece ser la aceleración máxima de piso. (Bonett Díaz, 2003, p.95)

2.5. Análisis Estático No Lineal

2.5.1. Procedimiento Estático No Lineal

2.5.1.1. Alcances del Método

El *Análisis No Lineal Estático (NSP: Nonlinear Static Procedure)* o *Análisis Pushover* es un método que permite determinar la carga última y la capacidad de deflexión de una estructura.

Documentos como el FEMA 273 (1997), FEMA 356 (2000) y ASCE/SEI 41-13 (2014) han desarrollado procedimientos de modelación, criterios de aceptación y procedimientos de análisis para los NSP. El documento base adoptado en este estudio es el ASCE/SEI 41-13 (2014), que es la actualización del documento original FEMA 356 (2000).

De acuerdo a esto, se supone entonces que las cargas verticales no varían y que el edificio es “empujado” por las fuerzas horizontales que crecen desde cero en forma estática, monótonica y proporcional. Estática porque se aplican lentamente (no genera fuerzas de inercia asociadas a aceleraciones), monótonica porque van siempre en el mismo sentido (no hay reversión) y proporcional implica que todas las cargas horizontales aumentan en forma proporcional, es decir, manteniendo la relación entre ellas. (Silva Bastidas, 2006, p.54)

Esta hipótesis se aleja más de la realidad en la medida que el edificio es más flexible, lo que se ha traducido en una limitación de su alcance en función de la masa equivalente del modo predominante. Sin embargo, desde un punto estrictamente cualitativo, lo que no es menor, resulta conveniente investigar con mayor profundidad las rectificaciones del pushover monomodal, debido a que si bien es cierto el patrón de fuerzas puede excluir formas de vibrar de orden superior que afecten especialmente a las zonas altas de los edificios, no es menos cierto que retiene la hiperestaticidad intrínseca de la estructura, generando un mecanismo de degradación razonable. (Silva Bastidas, 2006, p.54)

2.5.1.2. Breve Descripción del Método de Análisis

Manteniendo las cargas provenientes de peso propio y sobrecargas de uso constantes; se aplica un sistema de fuerzas horizontales (debidas a la acción sísmica) monótonicamente creciente, asociado a un patrón fijo, generalmente del tipo triangular invertido, para ir desarrollando degradación de rigidez y rótulas plásticas en los elementos cuyas características constitutivas así lo requirieran. El análisis concluye cuando ocurre la falla completa del edificio. (Silva Bastidas, 2006, p.55)

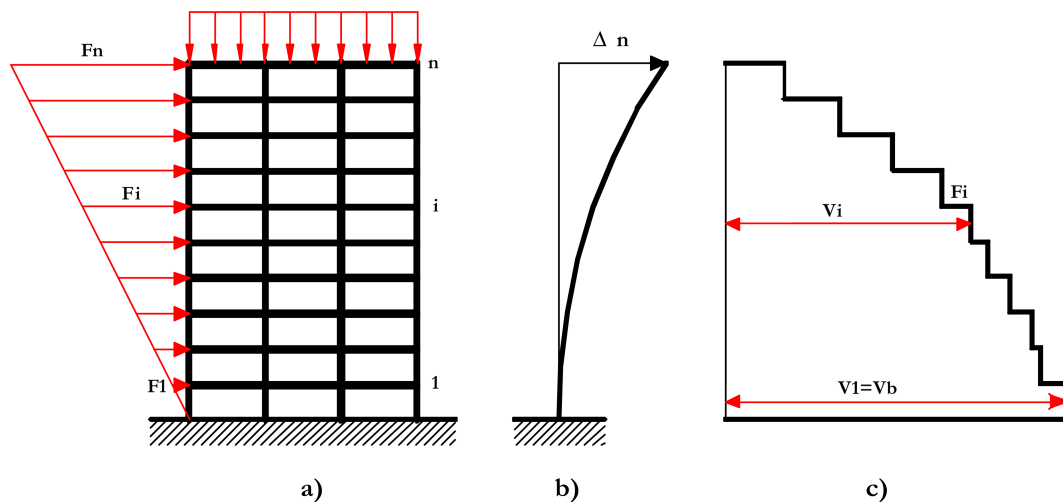


Figura 2.50: Esquema de una estructura sometida a acciones horizontales: a) Acciones, b) Desplazamientos y c) Esfuerzos de Corte

Fuente: Adaptado de (Silva Bastidas, 2006, p.55)

La capacidad obtenida es, consecuentemente, dependiente del patrón de cargas y por lo tanto, asimilable a la existencia de un modo de vibrar predominante, cuya forma se supone que no varía con la degradación de rigidez. (Silva Bastidas, 2006, p.55)

2.5.2. Verificación Estructural para la Aplicación del Método

2.5.2.1. Criterio de Modos Altos

Según el documento (ASCE/SEI, 2014, p.104), el Análisis No lineal Estático se permite para estructuras en las cuales los efectos de modos altos no son significativos. Para determinar esto, se debe realizar un análisis modal espectral a cada estructura incluyendo los modos de vibración necesarios para considerar una participación de masa modal superior al 90 %. Un segundo análisis modal espectral debe ser realizado, considerando sólo la participación del primer modo de la estructura. De esta manera, se puede afirmar que los efectos de modos altos son significativos si el corte para algún piso (resultado del análisis modal considerando el 90 % de participación de masa modal), excede el 130 % del corte por piso correspondiente, considerando sólo la respuesta del primer modo. En el caso de no cumplirse el criterio establecido por el (ASCE/SEI, 2014), igualmente se puede realizar el análisis, sin embargo, se exige que los resultados sean complementados con un *Procedimiento Dinámico Lineal (LDP: Linear Dynamic Procedure)*. Alternativamente, se puede utilizar el *Análisis Pushover Modal* de Chopra y Goel, el que cuenta con un gran respaldo teórico y es evaluado como uno de los mejores. Cabe señalar que este método fue especialmente desarrollado para soslayar este problema.

2.5.3. Patrón de Carga

2.5.3.1. Cargas Gravitacionales

Las cargas gravitacionales que actúan en combinación con la carga monotónica, Q_G , se obtienen de la Ecuación (7-1) del documento (ASCE/SEI, 2014).

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$$



Donde:

Q_D : Carga Muerta

Q_L : Carga Viva Efectiva, igual al 25 % de la carga viva de diseño sin reducir

Q_S : Carga de Nieve Efectiva que contribuye al peso sísmico efectivo

2.5.3.2. Cargas Monotónicas

Se considera un patrón modal de carga con una distribución vertical triangular que aumenta en altura. Las cargas se asignan dentro del programa SAP2000 en forma normalizada, es decir no interesan los valores ni las unidades en que se ingresan, sólo la proporción entre ellas. La distribución vertical consiste en una carga puntual a nivel de losa, en dirección horizontal y en un único sentido. (Silva Bastidas, 2006, p.60)

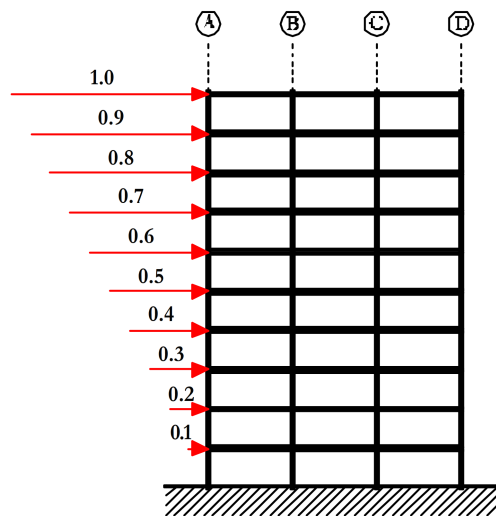


Figura 2.51: Esquema de una estructura sometida a acciones horizontales: a) Acciones, b) Desplazamientos y c) Esfuerzos de Corte

Fuente: Adaptado de (Silva Bastidas, 2006, p.60)

2.5.4. Nodo de control

Un nodo de control está ubicado en el centro de masa del último piso de un edificio, que utiliza el procedimiento estático no lineal (NSP) para medir los efectos del sismo en un edificio. (ASCE/SEI, 2014, p.4)

El nodo de control es el desplazamiento horizontal (U_1 o U_2), según sea el caso de análisis (dirección X o dirección Y).

De acuerdo al FEMA 273 (1997) y FEMA 356 (2000) el colapso de la estructura según estos códigos se alcanza cuando el desplazamiento lateral máximo es igual 4 % de la altura total del edificio. Esto permite verificar el comportamiento de los elementos estructurales que trabajan en el rango inelástico en conjunto, como parte del sistema estructural. (Cisneros Ayala, 2014, p.222)

En los ejemplos que se muestra a lo largo del libro de (Aguilar Falconi, 2003), se utiliza el 2 %, 4 % y 5 % de desplazamiento lateral máximo de la altura total del edificio para graficar la curva capacidad.

Capítulo 3

Desarrollo de la investigación

3.1. Aspectos Generales

3.1.1. Descripción del proyecto

La estructura a evaluar es una nave industrial, estructurada a base de perfiles de acero. La estructura es de un sólo nivel con un techo a 2 aguas con pendiente de 2%. La altura de la cumbrera esta a +9.48m a partir del NPT (+0.00m). Las dimensiones en planta son 52.50m de ancho y 64.00m de largo.

En la dirección X, la estructura tiene 9 ejes de resistencia distanciados a 8.00m. Dadas las características de simetría de la estructura constituyen el modelo representativo de la misma.

En la dirección Y, la estructura tiene 2 ejes de resistencia distanciados a 52.50m. Dadas las características de simetría de la estructura constituyen el modelo representativo de la misma. En esta dirección la estructura presenta arriostres en cruz de acero liso de 3/4”.

La nave industrial sirve como local de Promart, se ubica dentro del Centro Comercial Talara II, que se encuentra en el distrito de Pariñas, provincia de Talara y departamento de Piura.

De acuerdo al EMS¹ la estructura se cimentará sobre basamento rocoso y de acuerdo a la Norma E.030 es un suelo de Perfil Tipo S_1 .

En la Figura 3.1 se muestra las dimensiones en planta y la ubicación de columna. En la Tabla 3.1 se muestra los perfiles de columnas utilizados en la estructura.

Tabla 3.1: Perfiles de columnas usados

Eje	Perfil de Columna
A1	W14X22
A2	W14X61
A3	W14X22

Fuente: Elaboración propia

3.1.2. Descripción de los sistemas sismorresistentes

La estructura a analizar es regular en planta como en altura. Presenta simetría sólo respecto al Eje X. Las características de cada dirección de análisis se describen a continuación:

¹Estudio de Mecánica de Suelos

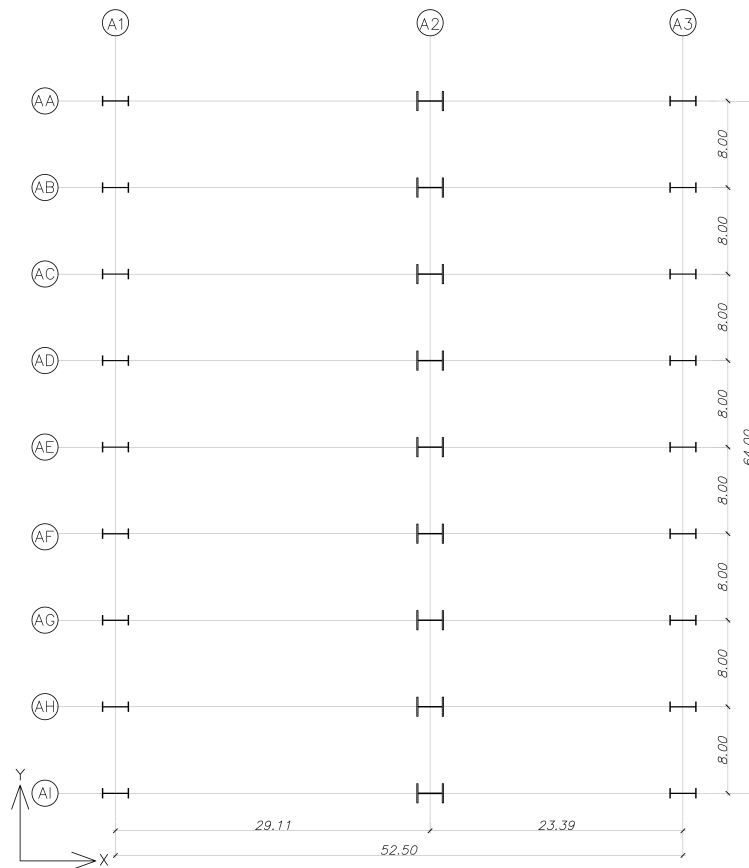


Figura 3.1: Planta de ubicación de columnas, cotas en [m]

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.1. En la dirección X

Para la dirección X el sistema sismorresistente de la estructura presenta 3 columnas con perfiles tipo W, unidas mediante armaduras. Esta estructura es un pórtico resistente a momento. Ver Figura 3.2.

3.1.2.2. En la dirección Y

Para la dirección Y el sistema sismorresistente de la estructura presenta 9 columnas con perfiles tipo W, unidas mediante tubos tipo TS. En esta dirección la estructura presenta arriostres de barras de acero liso de $\phi 3/4"$ en forma de X. Esta estructura es un pórtico arriestrado concéntricamente. Ver Figura 3.3.

3.1.3. Materiales Empleados

El acero estructural empleado en las columnas, armaduras y arriostres es el ASTM A36. En la Tabla 3.2 se muestra sus propiedades.

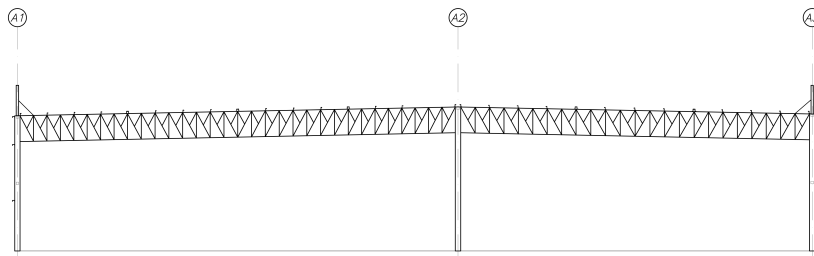


Figura 3.2: Elevación Eje AA, AB,... y AI

Fuente: Elaboración propia

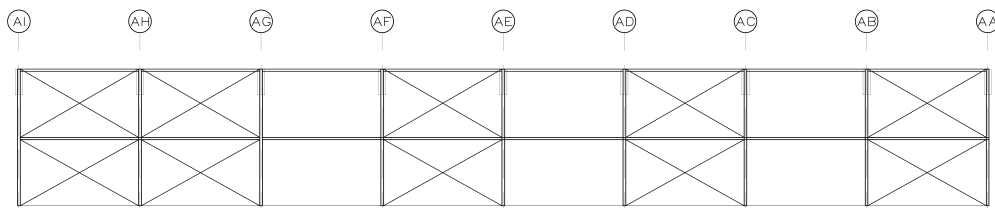


Figura 3.3: Elevación Eje A3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.2: Propiedades del acero

Propiedades	Valores	
Esfuerzo de fluencia, F_y	$36klb/plg^2$	$2.53Ton/cm^2$
Módulo de Elasticidad, E	$29000klb/plg^2$	$2038.9Ton/cm^2$
Peso Específico	$0.49klb/ft^3$	$7.85Ton/m^3$

Fuente: Elaboración propia

3.1.4. Normas y Códigos utilizados

Se tiene que cumplir con los requisitos mínimos establecidos en los siguientes Normas y Códigos:

- NORMA E.020: CARGAS
- NORMA E.030: DISEÑO SISMORRESISTENTE
- NORMA E.090: ESTRUCTURAS METÁLICAS

3.1.5. Combinaciones de Carga

Para el diseño de los elementos de acero, según el método LRFD se utilizan las siguientes combinaciones:

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L$



- $1.2D + 1.6L + 0.8W$
- $1.2D + 0.5L + 1.3W$
- $1.2D + 0.5L \pm 1.0E$
- $0.9D + 1.3W$
- $0.9D \pm 1.0E$

Donde:

D : Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L : Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

W : Carga de viento.

E : Carga de sismo de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

3.2. Análisis Estructural

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes.

Para el **Análisis Sísmico** se utiliza el procedimiento del **Análisis dinámico modal espectral** que usa los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

El valor del factor de reducción de la fuerza sísmica fue $R = 6$, se utilizó este debido a que las armaduras no disipan de forma efectiva las fuerzas impuestas por el sismo.

Para el Modelamiento Tridimensional se utilizó el programa SAP2000 Version 19.0.0. En las Figuras 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7 se muestra el modelo utilizado.

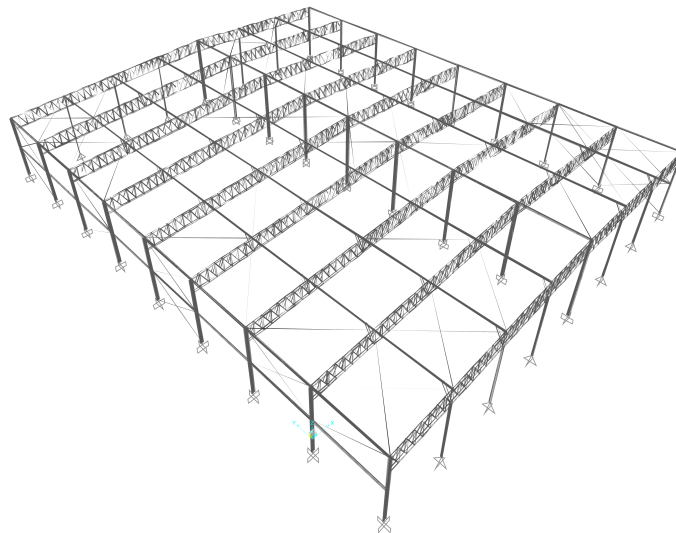


Figura 3.4: Vista 3D de la estructura en SAP2000 V19

Fuente: Adaptado del SAP2000 V19

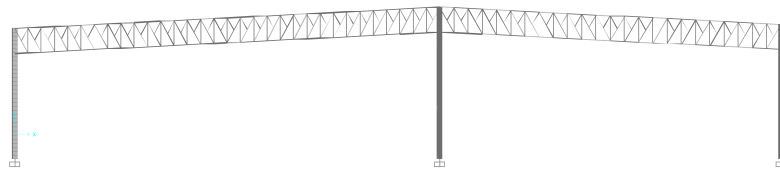


Figura 3.5: Elevación del Eje AE de la estructura en SAP2000 V19

Fuente: Adaptado del SAP2000 V19

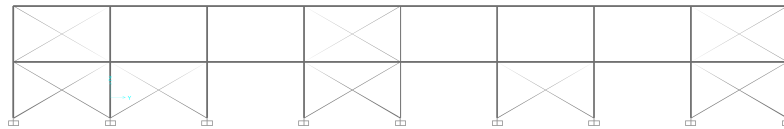


Figura 3.6: Elevación del Eje A3 de la estructura en SAP2000 V19

Fuente: Adaptado del SAP2000 V19

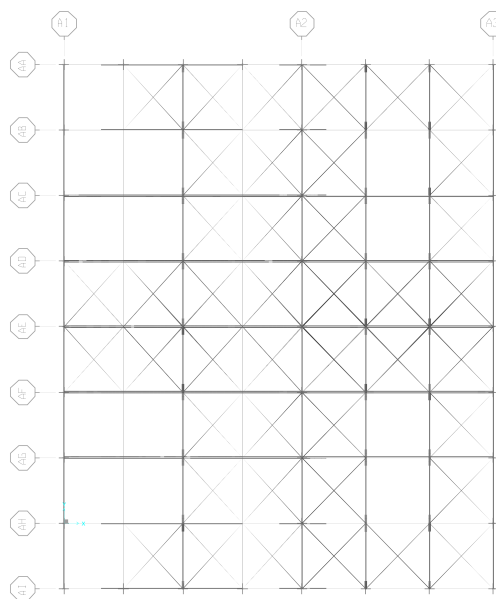


Figura 3.7: Vista en planta del techo de la estructura en SAP2000 V19

Fuente: Adaptado del SAP2000 V19

3.2.1. Resultados

Los períodos, derivas de entrepiso y el diseño de secciones corresponde al análisis tridimensional de la estructura en el programa SAP2000 v19. Se presenta los resultados relevantes para el desarrollo de la tesis.



3.2.1.1. Período

Se trabajó con 60 modos de vibración de tal manera que la \sum % masa de participación modal en X y en Y sean mayores a 90 %. Los periodos obtenidos se muestran en la Tabla 3.3 para los 5 primeros modos.

Tabla 3.3: Períodos de vibración de la estructura

Modo	Período (seg)	masa de participación modal en X	masa de participación modal en Y	\sum masa de participación modal en X	\sum masa de participación modal en Y
1	0.876	0.996	2.46E-08	0.996	2.46E-08
2	0.831	1.60E-08	0.865	0.996	0.865
3	0.664	2.81E-06	0.001	0.996	0.866
4	0.434	7.59E-05	5.50E-07	0.996	0.866
5	0.428	1.03E-10	9.49E-11	0.996	0.866

Fuente: Elaboración propia

3.2.1.2. Derivas de entrepiso

La Norma Técnica E.030 restringe los desplazamientos laterales relativos. No se deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión), para estructuras de acero el límite de distorsión es 0.01.

En la Figura 3.8 se pueden ver los desplazamientos inelásticos de la estructura, ante el sismo de diseño de la Norma Técnica E.030.

En la Tabla 3.4 se observan los valores de deriva que son menores a los límites que da la Norma Técnica E.030.

Tabla 3.4: Desplazamiento y derivas de entrepiso, dirección X e Y

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	$\Delta Abs = \Delta Rel$	Δ_i/h_{ei}	$\Delta Abs = \Delta Rel$	Δ_i/h_{ei}
1	9.80 [cm]	0.0095	3.60 [cm]	0.004

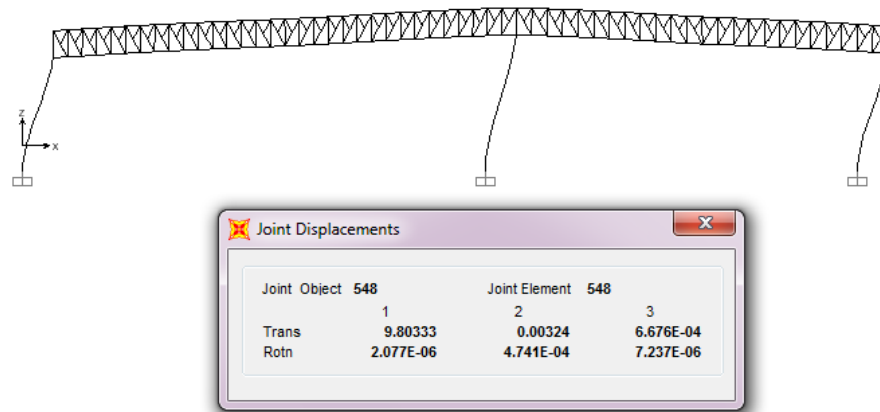
Elaboración propia

3.2.1.3. Secciones de diseño

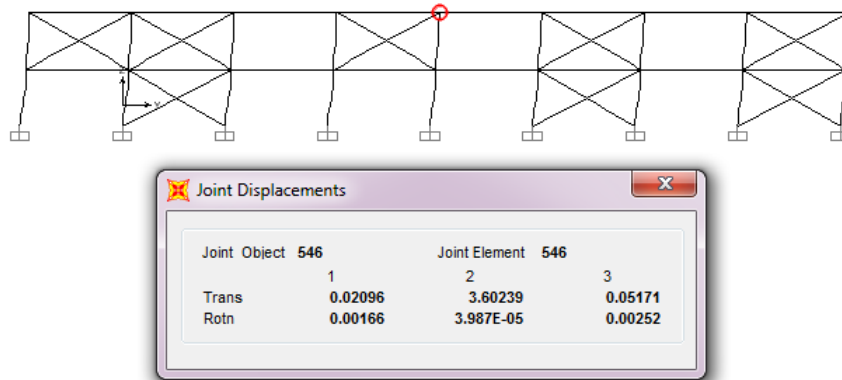
En el Anexo C se observa con más detalle los planos, en éstos se muestra las secciones que se utilizaron en la estructura para su construcción.

3.3. Evaluación del Desempeño Sísmico de la Estructura de Acero

La investigación se centra en la Evaluación del Desempeño Sísmico de la estructura de acero de la Nave Industrial Promart, se evalúa en ambas direcciones (X e Y).



(a) En la dirección X



(b) En la dirección Y

Figura 3.8: Desplazamiento inelástico de la estructura

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

3.3.1. Selección de los Objetivos de Desempeño

Los objetivos del diseño sísmico por desempeño está en función de la importancia que tiene la edificación.

La estructura a evaluar se clasifica como una edificación esencial de acuerdo al comité VISION 2000.

Es necesario mencionar que de acuerdo a la Norma Técnica E.030 la estructura pertenece a la categoría B que son edificaciones importantes, se usó esta clasificación para tener un valor del factor U que se utilizó para la obtención de los espectros elásticos.



Tabla 3.5: Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras esenciales

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	-
Ocasional	Totalmente operacional
Raro	Operacional
Muy Raro	Seguridad

Fuente: Elaboración propia

3.3.2. Obtención de Espectros Elásticos

Para obtener estos espectros se utiliza los valores de la Tabla 3.6.

Tabla 3.6: Parámetros para la obtención del espectro de demanda del sismo raro

Parámetros	
Factor de zona, Z	0.45
Factor de uso o importancia, U	1.30
Factor de amplificación sísmica, C	*
Factor de amplificación del suelo, S	1.00
Período que define la plataforma del factor C , T_P	0.40
Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante, T_L	2.5
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R^1	1.00
Aceleración de la gravedad, g^2	1.00

1. R se toma como la unidad por ser un espectro elástico
2. El valor de $9.81m/s^2$ se introduce internamente en el programa computacional

* Para $T < T_P \rightarrow C = 2.5$, $T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$,
 $T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right)$

Fuente: Elaboración propia

■ Sismo Raro

El espectro del sismo raro es el mismo de la Norma E.030.

$$S_{ar} = \frac{ZUCS}{R}g$$

$$S_{dr} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ar}$$

■ Sismo Frecuente

Se obtiene dividiendo las ordenadas espectrales del Sismo Raro entre 3 y se ajusta multiplicando la forma espectral por f_a con un amortiguamiento ξ del 2%.



$$f_a = \left(\frac{5}{\xi}\right)^{0.04}$$

$$S_{af} = \frac{S_{ar}}{3} f_a$$

$$S_{df} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{af}$$

■ Sismo Ocasional

Se obtiene multiplicando las ordenadas espectrales del Sismo Frecuente por 1.4.

$$S_{ao} = 1.4S_{af}$$

$$S_{do} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{ao}$$

■ Sismo Muy Raro

Se obtiene multiplicando las ordenadas espectrales del Sismo Raro por 1.3.

$$S_{amr} = 1.3S_{ar}$$

$$S_{dmr} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{amr}$$

3.3.3. Resumen de Espectros Elásticos

Se presenta en la Tabla 3.7 los valores de Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para los Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

En la Figura 3.9 se muestra cuatro espectros elásticos, que se hallaron con las fórmulas de la sección 3.3.2. La aceleración de la gravedad (g) se tomó con un valor igual a la unidad, debido a que dentro del programa computacional se introducirá el valor como tal ($g = 9.81m/s^2$).

En la Figura 3.10 se muestra cuatro espectros de demanda, que se hallaron con las fórmulas de la sección 3.3.2. En este gráfico se trabajo con la aceleración de la gravedad ($g = 9.81m/s^2$).



Tabla 3.7: Periodo, Aceleración espectral y Desplazamiento espectral para Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

Periodo (T)	S_{af}	S_{df}	S_{ao}	S_{do}	S_{ar}	S_{dr}	S_{amr}	S_{dmr}
0.00	0.6080	0.0000	0.8512	0.0000	1.4625	0.0000	1.9013	0.0000
0.10	0.6080	0.0002	0.8512	0.0002	1.4625	0.0004	1.9013	0.0005
0.20	0.6080	0.0006	0.8512	0.0009	1.4625	0.0015	1.9013	0.0019
0.30	0.6080	0.0014	0.8512	0.0019	1.4625	0.0033	1.9013	0.0043
0.40	0.6080	0.0025	0.8512	0.0034	1.4625	0.0059	1.9013	0.0077
0.50	0.4864	0.0031	0.6809	0.0043	1.1700	0.0074	1.5210	0.0096
0.60	0.4053	0.0037	0.5675	0.0052	0.9750	0.0089	1.2675	0.0116
0.70	0.3474	0.0043	0.4864	0.0060	0.8357	0.0104	1.0864	0.0135
0.80	0.3040	0.0049	0.4256	0.0069	0.7313	0.0119	0.9506	0.0154
0.90	0.2702	0.0055	0.3783	0.0078	0.6500	0.0133	0.8450	0.0173
1.00	0.2432	0.0062	0.3405	0.0086	0.5850	0.0148	0.7605	0.0193
1.20	0.2027	0.0074	0.2837	0.0103	0.4875	0.0178	0.6338	0.0231
1.50	0.1621	0.0092	0.2270	0.0129	0.3900	0.0222	0.5070	0.0289
1.70	0.1431	0.0105	0.2003	0.0147	0.3441	0.0252	0.4474	0.0327
2.00	0.1216	0.0123	0.1702	0.0172	0.2925	0.0296	0.3803	0.0385
2.50	0.0973	0.0154	0.1362	0.0216	0.2340	0.0370	0.3042	0.0482
3.00	0.0676	0.0154	0.0946	0.0216	0.1625	0.0370	0.2113	0.0482
3.50	0.0496	0.0154	0.0695	0.0216	0.1194	0.0370	0.1552	0.0482

Fuente: Elaboración propia

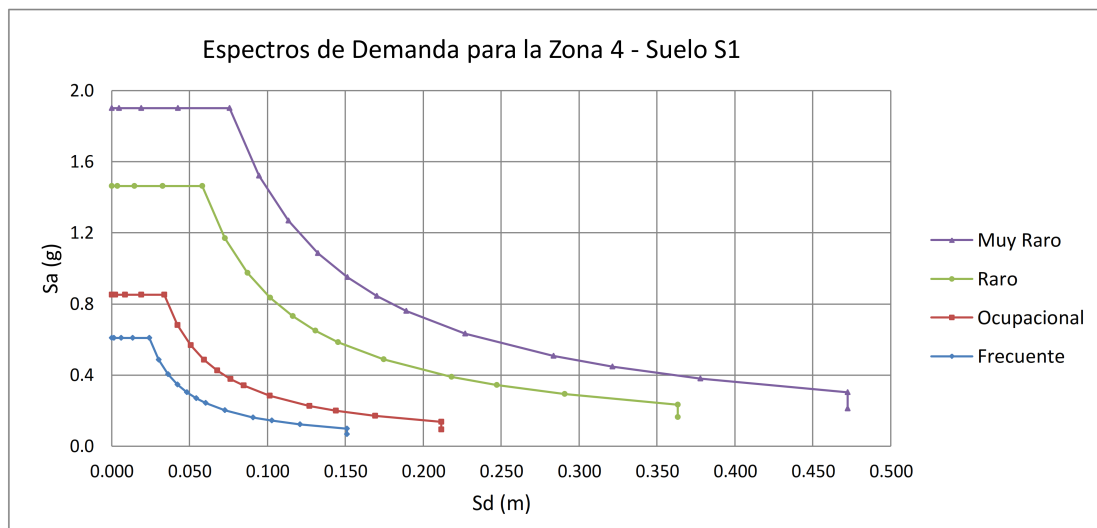


Figura 3.10: Espectros de Demanda para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en formato Sa-Sd

Fuente: Elaboración propia

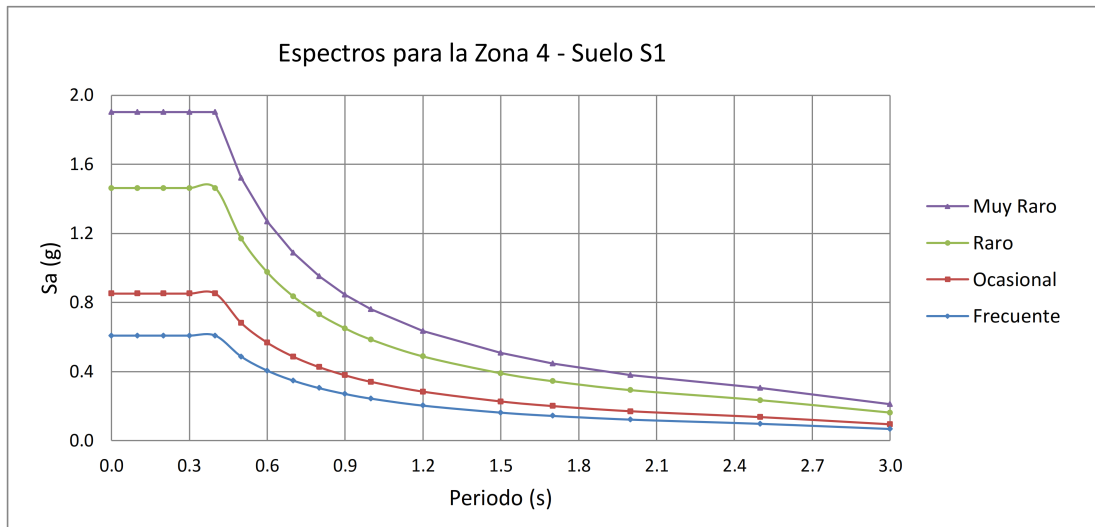


Figura 3.9: Espectros Elásticos para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en formato Sa-T

Fuente: Elaboración propia

3.4. Análisis Estático No Lineal (NSP) con SAP2000 V19

3.4.1. Criterios y selección de rótulas

En las columnas de los pórticos resistentes a momentos (Dirección X de la estructura en estudio) se definirán rótulas plásticas en los extremos de esos elementos “frame” con el objetivo de tener ciertos límites en el problema. Para la parte de las armaduras se definirá una plastificación longitudinal por fuerzas axiales. (Ver Sección 2.3.2.4)

Para los arriostres de los pórticos arriostrados concéntricamente (Dirección Y de la estructura en estudio) se definirá una plastificación longitudinal por fuerzas axiales. Para las columnas de este sistema se definirán rótulas plásticas en los extremos. (Ver Capítulo 2.3.2.4)

Se asume que el esfuerzo por corte en los elementos estructurales no es predominante² debido al tipo de perfil que se utiliza. La interacción de momento y carga axial para las columnas, es lo que genera la formación de rótulas plásticas para tales elementos. En la tesis no se considera la formación de rótulas plásticas por esfuerzo de corte en ningún elemento estructural.

3.4.2. Análisis en la Dirección X en Armaduras y en la Dirección Y en Vigas de borde y Arriostramientos

En los lados transversales de la estructura (Dirección X) se presentan componentes que son armaduras. Los elementos que conforman las armaduras son diagonales, montantes, brida superior y brida inferior, que trabajan axialmente (tensión y compresión), y su resistencia viene dada por el valor de la fluencia del acero y su sección transversal. Dicho esto no es lógico hablar de rótulas plásticas, sino, de “Plastificaciones Longitudinales”.

En los lados longitudinales de la estructura (Dirección Y) en estudio se presenta vigas de borde y arriostramientos laterales. Estas vigas de borde y los arriostramientos no transmiten

²Se asume que los esfuerzos por corte no controlan el diseño



momentos a la estructura y solo resisten cargas axiales. Los arriostres debido a su poca rigidez sólo soportan cargas de tensión.

3.4.2.1. Discretización

Los elementos que trabajan axialmente soportan la misma carga axial en cualquier sección transversal a lo largo de su longitud. Dicho esto se considera una plastificación longitudinal por elemento.

Las plastificaciones longitudinales consideradas son: las que se muestran en las Figuras 3.11, 3.12 y 3.13.

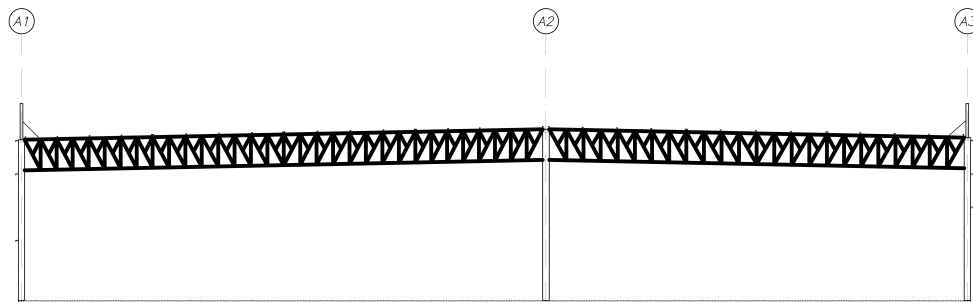


Figura 3.11: Elementos con plastificaciones longitudinales en armaduras

Fuente: Elaboración propia

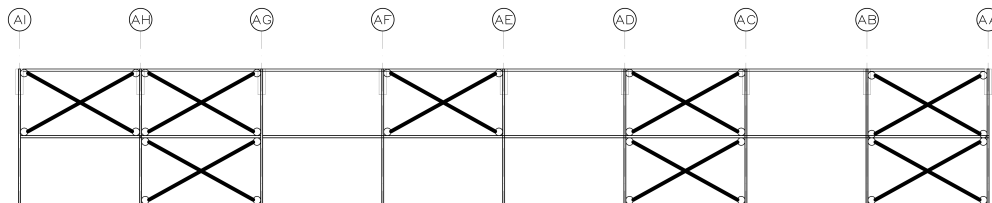


Figura 3.12: Elementos con plastificaciones longitudinales en arriostres

Fuente: Elaboración propia

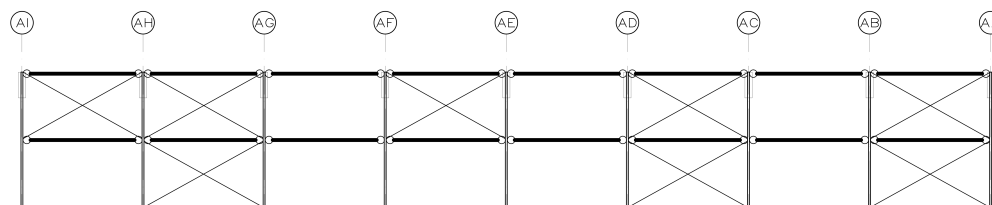


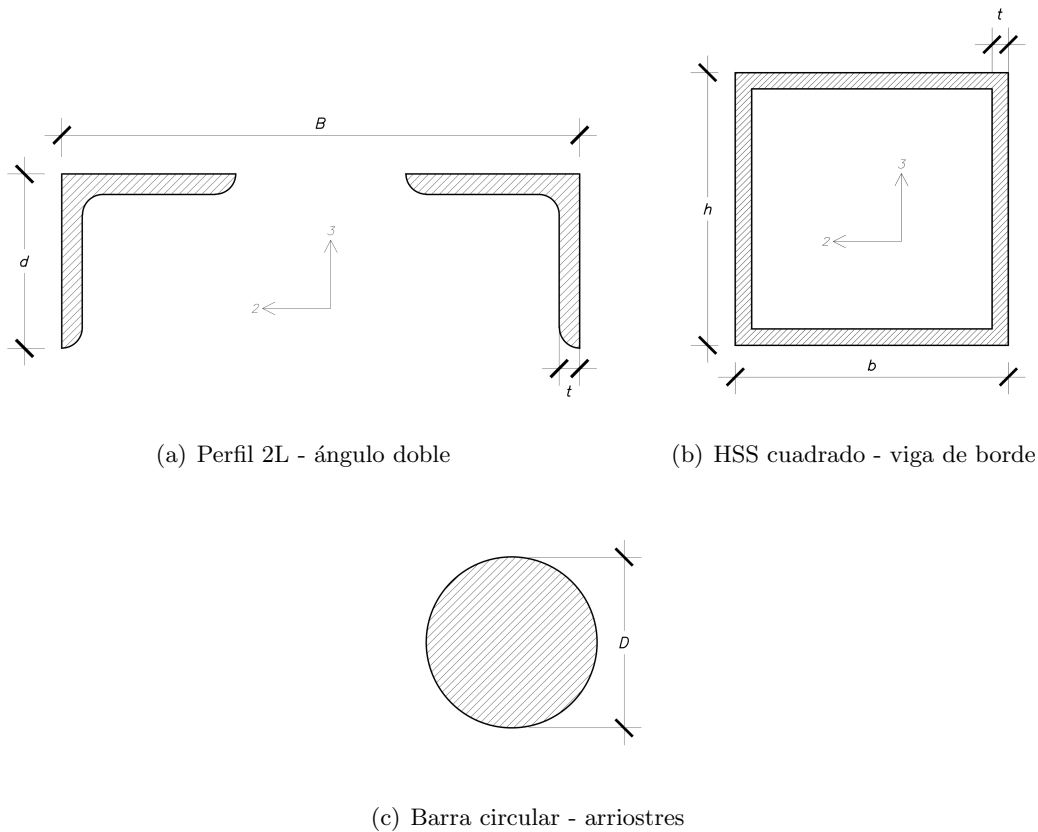
Figura 3.13: Elementos con plastificaciones longitudinales en vigas de borde

Fuente: Elaboración propia



3.4.2.2. Plastificación Longitudinal de Esfuerzo Axial (P)

Los elementos que actúan a carga axial en la Dirección X son los ángulos dobles tipo 2L para las armaduras y en Dirección Y son los arriostres y las vigas de borde, ver Figura 3.14. En las Tablas 3.8, 3.9 y 3.10 se muestra las propiedades geométricas de cada elemento.



(a) Perfil 2L - ángulo doble

(b) HSS cuadrado - viga de borde

(c) Barra circular - arriostres

Figura 3.14: Elementos que actúan a carga axial

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8: Propiedades geométricas de los perfiles 2L en las armaduras

Tipo de Perfil	Dimensiones				
	<i>B</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>r22</i>	<i>r33</i>
2L	[pulg]	[pulg]	[pulg]	[cm]	[cm]
$1\frac{1}{2}'' \times 1\frac{1}{2}'' \times \frac{1}{8}''$	9.843	1.5	0.125	11.4911	1.1815
$2'' \times 2'' \times \frac{5}{16}''$	9.843	2	0.3125	11.0467	1.5266
$2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{8}''$	9.843	2.5	0.375	10.7368	1.9131
$3'' \times 3'' \times \frac{1}{2}''$	9.843	3	0.5	10.3866	2.2803

Fuente: Elaboración propia



Tabla 3.9: Propiedades geométricas de los perfiles HSS en la vigas de borde

Tipo de Perfil	Dimensiones				
	h	b	t	$r22$	$r33$
HSS	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
150x150x4.5mm	15	15	0.45	5.94	5.94

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.10: Propiedades geométricas de la barra circular en los arriostres

Tipo de Perfil	Dimensiones	
	D	r
Circular	[cm]	[cm]
$\phi^3/4''$	1.905	0.476

Fuente: Elaboración propia

Evaluación Numérica

Los valores de a, b y c se obtendrán de la Tabla A.2, ítem Arriostres en Compresión e ítem Arriostres en Tensión. Se trabaja en unidades inglesas de libra, pulgadas y ksi.

La condición a satisfacer en Arriostres en Compresión es alguna de las siguientes:

Para elementos Esbeltos (Slender) (a.)

$$\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y} = 119.21$$

Para elementos Robustos (Stocky) (b.)

$$\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y} = 59.6$$

* Para valores intermedios se utilizará la interpolación lineal entre los valores para arriostres esbeltos (slender) y robustos (stocky) (después de la aplicación de todas las modificaciones aplicadas).

i. Arriostres en X para el Análisis en la Dirección Y de la estructura: Los parámetros de modelación son:

Para la parte negativa de la curva esfuerzo-deformación (elementos en compresión):

Tabla 3.11: Parámetros de modelación para los arriostres, Dirección Y

$a = 0.5\Delta_C$	$IO = 0.5\Delta_C$
$b = 9\Delta_C$	$LS = 7\Delta_C$
$c = 0.3$	$CP = 9\Delta_C$

Fuente: Elaboración propia



Para la parte positiva de la curva esfuerzo-deformación (elementos en tensión):

Tabla 3.12: Parámetros de modelación para los arriostres, Dirección Y

$$\begin{array}{l} a = 8\Delta_T \quad IO = 0.5\Delta_T \\ b = 9\Delta_T \quad LS = 7\Delta_T \\ c = 0.6 \quad CP = 9\Delta_T \end{array}$$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

Δ_C : es la deformación axial a la carga de pandeo esperada.

Δ_T : es la deformación axial a la carga esperada de fluencia.

ii. Armadura para el Análisis en la Dirección X de la estructura: Los parámetros de modelación son:

Para la parte negativa de la curva esfuerzo-deformación (elementos en compresión):

Tabla 3.13: Valores para la interpolación de los elementos de la armadura entre los Ejes A1 y A2

Elemento	Perfil	Kl/r	a	b	c	IO	LS	CP
Brida Superior/Inferior	$2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times 3\frac{3}{8}''$	67.79	0.5	9	0.3	0.5	7	9
			1	7	0.5	0.5	6	7
Brida Superior/Inferior	$3'' \times 3'' \times 1\frac{1}{2}''$	70.08	0.5	9	0.3	0.5	7	9
			1	7	0.5	0.5	6	7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.14: Resultados de la interpolación de los elementos de la armadura entre los Ejes A1 y A2

Elemento	Perfil	Kl/r	a	b	c	IO	LS	CP
Brida Superior/Inferior	$2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times 3\frac{3}{8}''$	67.79	0.93	7.27	0.47	0.5	6.14	7.27
Brida Superior/Inferior	$3'' \times 3'' \times 1\frac{1}{2}''$	70.08	0.91	7.35	0.46	0.5	6.18	7.35

Fuente: Elaboración propia



Tabla 3.15: Valores para la interpolación de los elementos de la armadura entre los Ejes A2 y A3

Elemento	Perfil	Kl/r	a	b	c	IO	LS	CP
Brida Superior/Inferior	$2'' \times 2'' \times 5/16''$	66.29	0.5	9	0.3	0.5	7	9
			1	7	0.5	0.5	6	7
Brida Superior/Inferior	$3'' \times 3'' \times 1/2''$	73.33	0.5	9	0.3	0.5	7	9
			1	7	0.5	0.5	6	7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.16: Resultados de la interpolación de los elementos de la armadura entre los Ejes A2 y A3

Elemento	Perfil	Kl/r	a	b	c	IO	LS	CP
Brida Superior/Inferior	$2'' \times 2'' \times 5/16''$	66.29	0.94	7.22	0.48	0.5	6.11	7.22
Brida Superior/Inferior	$3'' \times 3'' \times 1/2''$	73.33	0.88	7.46	0.45	0.5	6.23	7.46

Fuente: Elaboración propia

Las diagonales y montantes de acuerdo a la relación Kl/r son elementos esbeltos (Slender). En la Tabla 3.18 se muestra los valores a utilizar.

La interpolación solo se hizo para los puntales.

Tabla 3.17: Valores para la interpolación de los elementos de la armadura

Elemento	Perfil	Kl/r	a	b	c	IO	LS	CP
Puntal	$1\frac{1}{2}'' \times 1\frac{1}{2}'' \times 1/8''$	82.1	0.5	10	0.3	0.5	8	10
			1	8	0.5	0.5	7	8

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.18: Resultados de la interpolación de los elementos de la armadura

Elemento	Perfil	Kl/r	a	b	c	IO	LS	CP
Diagonales/Montantes	$2'' \times 2'' \times 5/16''$	124.46	0.5	10	0.3	0.5	8	10
Puntal	$1\frac{1}{2}'' \times 1\frac{1}{2}'' \times 1/8''$	82.1	0.81	8.75	0.42	0.5	7.38	8.75

Fuente: Elaboración propia

Para la parte positiva de la curva esfuerzo-deformación (elementos en tensión), la Tabla 3.19 muestra los valores de modelación para todos los elementos de la armadura.



Tabla 3.19: Parámetros de modelación para todos los elementos de la armadura, Dirección X

$a = 9\Delta_T$	$IO = 0.5\Delta_T$
$b = 12\Delta_T$	$LS = 9\Delta_T$
$c = 0.6$	$CP = 12\Delta_T$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

 Δ_C : es la deformación axial a la carga de pandeo esperada. Δ_T : es la deformación axial a la carga esperada de fluencia.

iii. Vigas de borde para el Análisis en la Dirección Y de la Estructura: Los parámetros de modelación son:

Para la parte negativa de la curva esfuerzo-deformación (elementos en compresión):

Tabla 3.20: Parámetros de modelación para las vigas de borde, Dirección Y

$a = 0.5\Delta_C$	$IO = 0.5\Delta_C$
$b = 9\Delta_C$	$LS = 7\Delta_C$
$c = 0.3$	$CP = 9\Delta_C$

Fuente: Elaboración propia

Para la parte positiva de la curva esfuerzo-deformación (elementos en tensión):

Tabla 3.21: Parámetros de modelación para las vigas de borde, Dirección Y

$a = 9\Delta_T$	$IO = 0.5\Delta_T$
$b = 12\Delta_T$	$LS = 9\Delta_T$
$c = 0.6$	$CP = 12\Delta_T$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

 Δ_C : es la deformación axial a la carga de pandeo esperada. Δ_T : es la deformación axial a la carga esperada de fluencia.

3.4.2.3. Definición Computacional

En la Figura 3.15 se muestra los valores ingresados al programa para las plastificaciones longitudinales de esfuerzo axial.

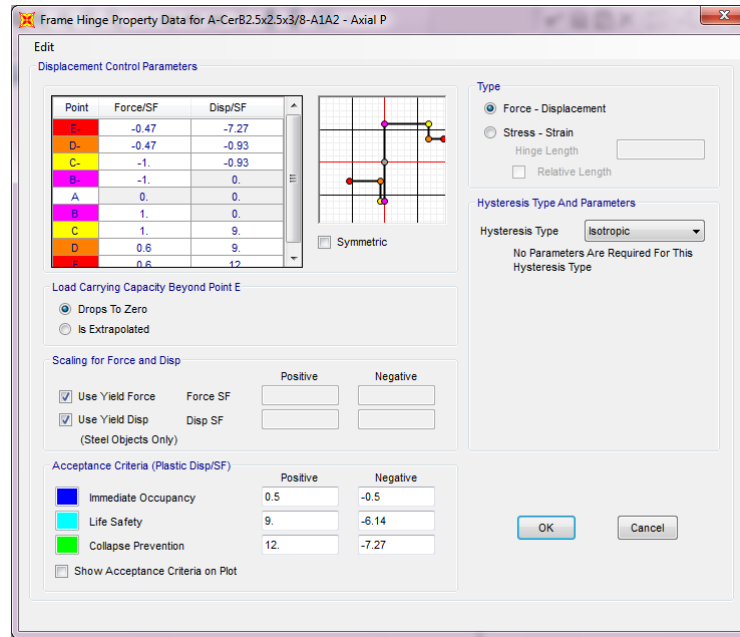


Figura 3.15: Ventana de definición de plastificación longitudinal

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

Alcances de la Definición Computacional

- Los valores de las coordenadas de los puntos A, B, C, D y E se calculan en función de los parámetros a, b y c determinados previamente, realizando una traslación del eje “Y” en la curva esfuerzo-deformación generalizada desde “A” a “B”. Con esto se logra que el valor de “a” corresponda a la abscisa del punto “C” y el valor de “b” corresponda a la abscisa del punto “E”. No se incurre en un error, puesto que al programa no le interesa el tramo elástico de la curva. Lo único importante son los valores relativos en el tramo de plastificación.
- La fuerza de fluencia (Yield Force) y el desplazamiento de fluencia (Yield Disp) son calculados automáticamente por el programa.
- La relación Carga Axial-Desplazamiento no es simétrica puesto que para la zona de compresión de la curva, el programa determina automáticamente la carga que define la curva (el menor valor entre la carga de fluencia y la carga crítica de pandeo).
- La rótula es del tipo Fuerza-Desplazamiento.

3.4.3. Columnas en la Dirección X y Dirección Y de Análisis

En estos elementos se consideró la interacción existente entre la carga axial junto con el momento en el eje correspondiente. Para este caso, se considerará la curva de interacción que viene implementada dentro del programa SAP2000 V19 y que corresponde a la Ecuación (9-4) del documento (ASCE/SEI, 2014). La ecuación es la siguiente:

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} = M_P$$

Donde:



$F_{ye} = 2.53Ton/cm^2 = 36klb/plg^2$: Esfuerzo de fluencia esperado del material

M_{CE} : Resistencia por flexión esperado

M_P : Momento plástico de la sección

P : Fuerza axial en el miembro para un desplazamiento determinado

P_{ye} : Fuerza de fluencia axial esperada del miembro = $A_g F_{ye}$

Z : Módulo plástico de la sección

3.4.3.1. Discretización

Se considera cuatro rótulas por columna, una en cada extremo de cada elemento. Ver las Figuras 3.16 y 3.17.

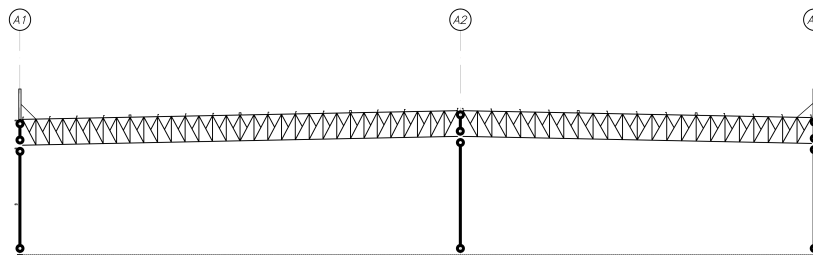


Figura 3.16: Rótulas plásticas en columnas - Análisis Dirección X

Fuente: Elaboración propia

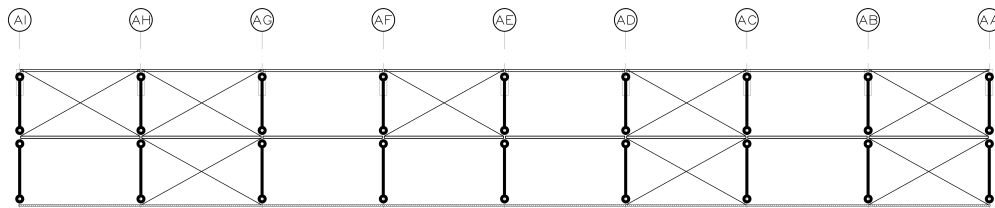


Figura 3.17: Rótulas plásticas en columnas - Análisis Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

3.4.3.2. Rótula por flexo-compresión (PM)

Los elementos que actúan a flexo-compresión son perfiles W. Ver propiedades geométricas en la Tabla 3.22



Tabla 3.22: Propiedades geométricas de los perfiles W de las columnas

Tipo de Perfil	Dimensiones				
W HxPeso	H	b_f	h	t_f	t_w
[pulg]x[lb/pie]	[pulg]	[pulg]	[pulg]	[pulg]	[pulg]
W 14x22	13.7	5	11.625	0.335	0.23
W 14x61	13.9	10	10.875	0.645	0.375

Fuente: Elaboración propia

Evaluación Numérica

Los valores de a, b y c se obtendrán de la Tabla A.1, ítem Columnas-Flexión, se trabaja en unidades inglesas de libra, pulgadas y ksi. Éstos valores dependen de la relación P/P_{CL} y de la compacidad de la sección.

Donde:

P : Acción debido a cargas gravitacionales en combinación con las cargas sísmicas

P_{CL} : Esfuerzo de compresión de límite inferior de la columna (asociado a la media estadística menos la desviación estándar de los esfuerzos de fluencia para una población de componentes similares)

Para acciones controladas por deformación el documento (ASCE/SEI, 2014, p.146) establece que se deben usar las propiedades esperadas del material. Éstas corresponden al valor medio estadístico de los esfuerzos de fluencia para una población de componentes similares. En consecuencia, el valor de P_{CL} será reemplazado por P_{ye} (Esfuerzo de compresión de fluencia de la columna).

La condición a satisfacer es alguna de las siguientes:

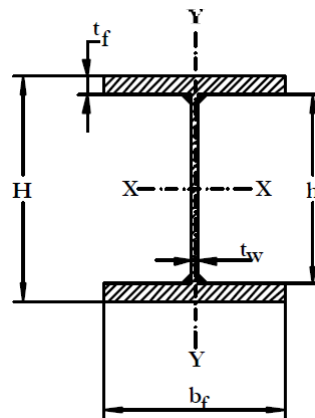


Figura 3.18: Perfil W

Fuente: Adaptado de (Silva Bastidas, 2006)

Para $P/P_{CL} < 0.2$

a.

$$\frac{b_f}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8.67$$



y

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{300}{\sqrt{36}} = 50$$

b.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.83$$

o

$$\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{460}{\sqrt{36}} = 76.67$$

Para $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$

a.

$$\frac{b_f}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8.67$$

y

$$\frac{h}{t_w} < \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{260}{\sqrt{36}} = 43.33$$

b.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.83$$

o

$$\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{400}{\sqrt{36}} = 66.67$$

i. Pórtico del Eje AE para el Análisis en la Dirección X de la estructura:

Los perfiles de las columnas en los Ejes extremos A1 y A3 son W14x22 , mientras en el Eje central A2 el perfil de la columna es W14x61. Ver Figura 3.19.

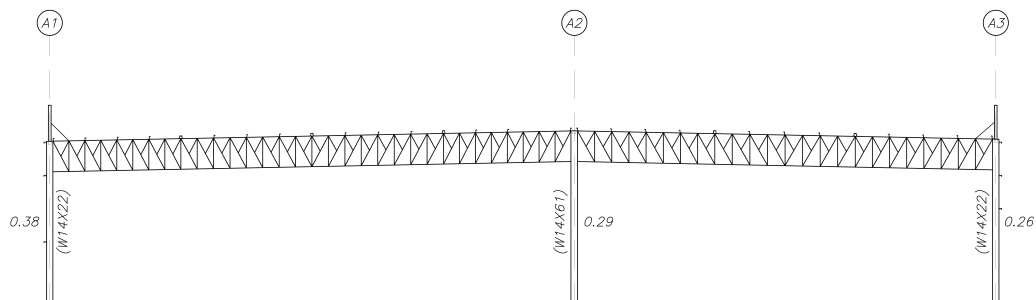


Figura 3.19: Pórtico del Eje AE - Columnas con $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$

Fuente: Elaboración propia

Para $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$, en el Eje A1

No se cumplen las condiciones a. ni b. Por lo tanto es necesario realizar una interpolación lineal entre las condiciones a. y b. para las compacidades de ala (primer término) y alma (segundo término), y el resultado de menor valor debe ser usado.

Para las alas de la sección se tiene:



$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{5}{2 \times 0.335} = 7.46$$

Que se debe interpolar utilizando la Tabla 3.23

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8.67$	*	**	0.2	$0.25\theta_y$	***	**
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.83$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$

Tabla 3.23: Valores para la interpolación de las alas de la sección

Fuente: Elaboración propia

Con:

$$* 11 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 11 (1-5/3 \times 0.38) \theta_y = 4.04\theta_y$$

$$** 17 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 17 (1-5/3 \times 0.38) \theta_y = 6.25\theta_y$$

$$*** 14 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 14 (1-5/3 \times 0.38) \theta_y = 5.15\theta_y$$

Obteniéndose:

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} = 7.46 < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$	$5.74\theta_y$	$8.89\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$7.34\theta_y$	$9.06\theta_y$

Tabla 3.24: Resultados de la interpolación para las alas de la sección

Fuente: Elaboración propia

Para el alma de la sección se tiene:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{11.625}{0.23} = 50.54$$

Que se debe interpolar utilizando la Tabla 3.25.

Tabla 3.25: Valores para la interpolación del alma de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{260}{\sqrt{36}} = 43.33$	*	**	0.2	$0.25\theta_y$	***	**
$\frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{400}{\sqrt{36}} = 66.67$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Con:

$$* 11 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 11 (1-5/3 \times 0.33) \theta_y = 4.04\theta_y$$

$$** 17 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 17 (1-5/3 \times 0.33) \theta_y = 6.25\theta_y$$

$$*** 14 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 14 (1-5/3 \times 0.33) \theta_y = 5.15\theta_y$$

Obteniéndose:



Tabla 3.26: Resultados de la interpolación para el alma de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{260}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{h}{t_w} = 50.54 < \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$3.1\theta_y$	$4.78\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3.93\theta_y$	$4.69\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Entonces, se elige los menores valores de la Tabla 3.24 y Tabla 3.26, obteniéndose:

Tabla 3.27: Parámetros de modelación para la columna W14x22 del Eje A1

$a = 3.1\theta_y [rad]$	$IO = 0.25\theta_y [rad]$
$b = 4.78\theta_y [rad]$	$LS = 3.93\theta_y [rad]$
$c = 0.2$	$CP = 4.69\theta_y [rad]$

Fuente: Elaboración propia

Para $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$, en el Eje A3

No se cumplen las condiciones a. ni b. Por lo tanto es necesario realizar una interpolación lineal entre las condiciones a. y b. para las compacidades de ala (primer término) y alma (segundo término), y el resultado de menor valor debe ser usado.

Para las alas de la sección se tiene:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{5}{2 \times 0.335} = 7.46$$

Que se debe interpolar utilizando la Tabla 3.28

Tabla 3.28: Valores para la interpolación de las alas de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8.67$	*	**	0.2	$0.25\theta_y$	***	**
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.83$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Con:

* $11(1-5/3P/P_{CL})\theta_y = 11(1-5/3 \times 0.26)\theta_y = 6.24\theta_y$

** $17(1-5/3P/P_{CL})\theta_y = 17(1-5/3 \times 0.26)\theta_y = 9.65\theta_y$

*** $14(1-5/3P/P_{CL})\theta_y = 14(1-5/3 \times 0.26)\theta_y = 7.94\theta_y$

Obteniéndose:



Tabla 3.29: Resultados de la interpolación para las alas de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} = 7.46 < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9.15\theta_y$	$14.17\theta_y$	1	$0.25\theta_y$	$9.07\theta_y$	$11.69\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Para el alma de la sección se tiene:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{11.625}{0.23} = 50.54$$

Que se debe interpolar utilizando la Tabla 3.30.

Tabla 3.30: Valores para la interpolación del alma de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{260}{\sqrt{36}} = 43.33$	*	**	0.2	$0.25\theta_y$	***	**
$\frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{400}{\sqrt{36}} = 66.67$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Con:

* $11(1-5/3P/P_{CL})\theta_y = 11(1-5/3 \times 0.26)\theta_y = 6.24\theta_y$

** $17(1-5/3P/P_{CL})\theta_y = 17(1-5/3 \times 0.26)\theta_y = 9.65\theta_y$

*** $14(1-5/3P/P_{CL})\theta_y = 14(1-5/3 \times 0.26)\theta_y = 7.94\theta_y$

Obteniéndose:

Tabla 3.31: Resultados de la interpolación para el alma de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{260}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{h}{t_w} = 50.54 < \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4.62\theta_y$	$7.13\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$5.86\theta_y$	$7.04\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Entonces, se elige los menores valores de la Tabla 3.29 y Tabla 3.31, obteniéndose:

Tabla 3.32: Parámetros de modelación para la columna W14x22 del Eje A3

$a = 4.62\theta_y [rad]$	$IO = 0.25\theta_y [rad]$
$b = 7.13\theta_y [rad]$	$LS = 5.86\theta_y [rad]$
$c = 0.2$	$CP = 7.04\theta_y [rad]$

Fuente: Elaboración propia



Para $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$, en el Eje A2 (Condición a.)

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{5}{2 \times 0.335} = 7.46 \leq 8.67$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{11.625}{0.23} = 50.54 \leq 43.33$$

Entonces:

$$a = 11 (1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y = 11 (1 - 5/3 \times 0.29) \theta_y = 5.66 \theta_y$$

$$b = 17 (1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y = 17 (1 - 5/3 \times 0.29) \theta_y = 8.75 \theta_y$$

$$c = 0.2$$

$$IO = 0.25 \theta_y$$

$$LS = 14 (1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y = 14 (1 - 5/3 \times 0.29) \theta_y = 7.21 \theta_y$$

$$CP = 17 (1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y = 17 (1 - 5/3 \times 0.29) \theta_y = 8.75 \theta_y$$

Por lo tanto:

Tabla 3.33: Parámetros de modelación para la columna W14x61 del Eje A2

$a = 5.66 \theta_y [rad]$	$IO = 0.25 \theta_y [rad]$
$b = 8.75 \theta_y [rad]$	$LS = 7.21 \theta_y [rad]$
$c = 0.2$	$CP = 8.75 \theta_y [rad]$

Fuente: Elaboración propia

A continuación se muestra una tabla resumen de los parámetros de modelación para las columnas de acuerdo a sus respectivas ubicaciones:

Tabla 3.34: Parámetros de modelación de rótulas de Flexo-Compresión por Eje y Nivel

NIVEL	EJE					
	A1		A2		A3	
1	$a = 3.1$	$IO = 0.25$	$a = 5.66$	$IO = 0.25$	$a = 4.62$	$IO = 0.25$
	$b = 4.78$	$LS = 3.93$	$b = 8.75$	$LS = 7.21$	$b = 7.13$	$LS = 5.86$
	$c = 0.2$	$CP = 4.69$	$c = 0.2$	$CP = 8.75$	$c = 0.2$	$CP = 7.04$

Fuente: Elaboración propia

ii. Pórtico del Eje A1 para el Análisis en la Dirección Y:

Los perfiles de las columnas en el Eje A1 son W14x22. Ver Figura 3.20.

Para $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$, en el Eje A1

No se cumplen las condiciones a. ni b. Por lo tanto es necesario realizar una interpolación lineal entre las condiciones a. y b. para las compacidades de ala (primer término) y alma (segundo término), y el resultado de menor valor debe ser usado.

Para las alas de la sección se tiene:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{5}{2 \times 0.335} = 7.46$$

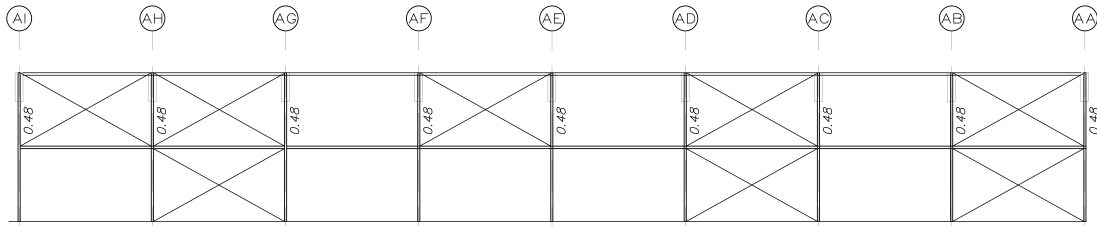


Figura 3.20: Pórtico del Eje A1 - Columnas con $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$

Fuente: Elaboración propia

Que se debe interpolar utilizando la Tabla 3.35.

Tabla 3.35: Valores para la interpolación de las alas de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8.67$	*	**	0.2	$0.25\theta_y$	***	**
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.83$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Con:

$$* 11 (1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y = 11 (1 - 5/3 \times 0.48) \theta_y = 2.15\theta_y$$

$$** 17 (1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y = 17 (1 - 5/3 \times 0.48) \theta_y = 3.32\theta_y$$

$$*** 14 (1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y = 14 (1 - 5/3 \times 0.48) \theta_y = 2.74\theta_y$$

Obteniéndose:

Tabla 3.36: Resultados de la interpolación para las alas de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} = 7.46 < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$	$2.79\theta_y$	$4.34\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3.59\theta_y$	$4.51\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Para el alma de la sección se tiene:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{11.625}{0.23} = 50.54$$

Que se debe interpolar utilizando la Tabla 3.37.



Tabla 3.37: Valores para la interpolación del alma de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{260}{\sqrt{36}} = 43.33$	*	**	0.2	$0.25\theta_y$	***	**
$\frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{400}{\sqrt{36}} = 66.67$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Con:

* $11 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 11 (1-5/3 \times 0.48) \theta_y = 2.15\theta_y$

** $17 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 17 (1-5/3 \times 0.48) \theta_y = 3.32\theta_y$

*** $14 (1-5/3P/P_{CL}) \theta_y = 14 (1-5/3 \times 0.48) \theta_y = 2.74\theta_y$

Obteniéndose:

Tabla 3.38: Resultados de la interpolación para el alma de la sección

$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{260}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{h}{t_w} = 50.54 < \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1.8\theta_y$	$2.76\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2.26\theta_y$	$2.67\theta_y$

Fuente: Elaboración propia

Entonces, se elige los menores valores de la Tabla 3.36 y Tabla 3.38, obteniéndose:

Tabla 3.39: Parámetros de modelación para la columna W14x22 del Eje A1

$a = 1.8\theta_y [rad]$	$IO = 0.25\theta_y [rad]$
$b = 2.76\theta_y [rad]$	$LS = 2.26\theta_y [rad]$
$c = 0.2$	$CP = 2.67\theta_y [rad]$

Fuente: Elaboración propia

A continuación se muestra una tabla resumen de los parámetros de modelación para las columnas:

Tabla 3.40: Parámetros de modelación de rótulas de Flexo-Compresión por Eje y Nivel

NIVEL	EJE	
	A1	
1	$a = 1.8$	$IO = 0.25$
	$b = 2.76$	$LS = 2.26$
	$c = 0.2$	$CP = 2.67$

Fuente: Elaboración propia



3.4.3.3. Definición Computacional

En las Figuras 3.21 y 3.22 se muestran los valores ingresados al programa para las rótulas de las columnas por flexo-compresión.

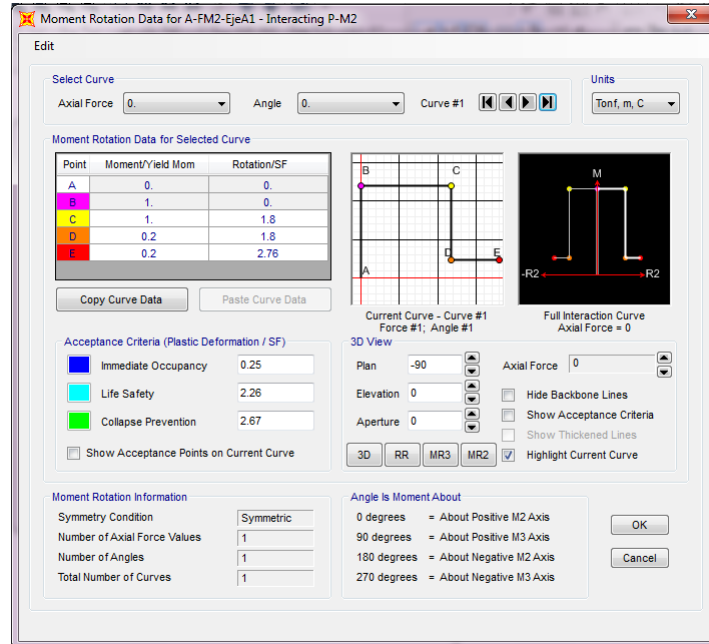


Figura 3.21: Ventana de definición de rótula de flexo-compresión

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

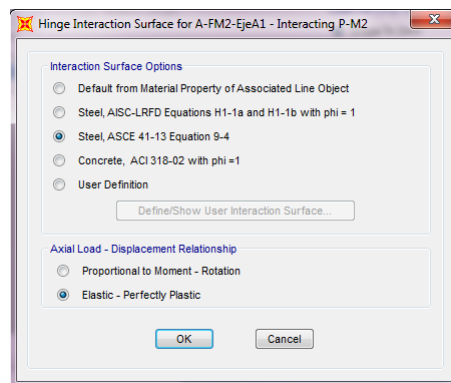


Figura 3.22: Ventana de definición de superficie de interacción para columnas

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

Alcances de la Definición Computacional

- Los valores de las coordenadas de los puntos A, B, C, D y E se calculan en función de los parámetros a, b y c determinados previamente, realizando una traslación del eje “Y” en la curva esfuerzo-deformación generalizada desde “A” a “B”. Con esto se logra que el valor de “a” corresponda a la abscisa del punto “C” y el valor de “b” corresponda a la abscisa del punto “E”. No se incurre en un error, puesto que al programa no le interesa



el tramo elástico de la curva. Lo único importante son los valores relativos en el tramo de plastificación.

- La rotación de fluencia (Yield Rotation) son calculados automáticamente por el programa de acuerdo al documento ASCE 41-13, ecuación 9-2.
- La relación Carga Axial-Desplazamiento se considera que presenta un comportamiento Elasto-Plástico Perfecto, ver Figura 3.22.
- En la Figura 3.22 se define la curva de interacción correspondiente al acero, según la Ecuación 9-4 del documento ASCE 41-13.

3.4.4. Definición del Análisis Computacional

La realización del Análisis No Lineal Estático en el programa SAP2000 V19, requiere de la definición de una serie de parámetros. Éstos, influyen sobre los resultados del análisis.

Sólo se muestra la definición para el Análisis en la Dirección X, para el Análisis en la Dirección Y se siguen los mismos pasos.

3.4.4.1. Caso de Carga No Lineal Gravitacional

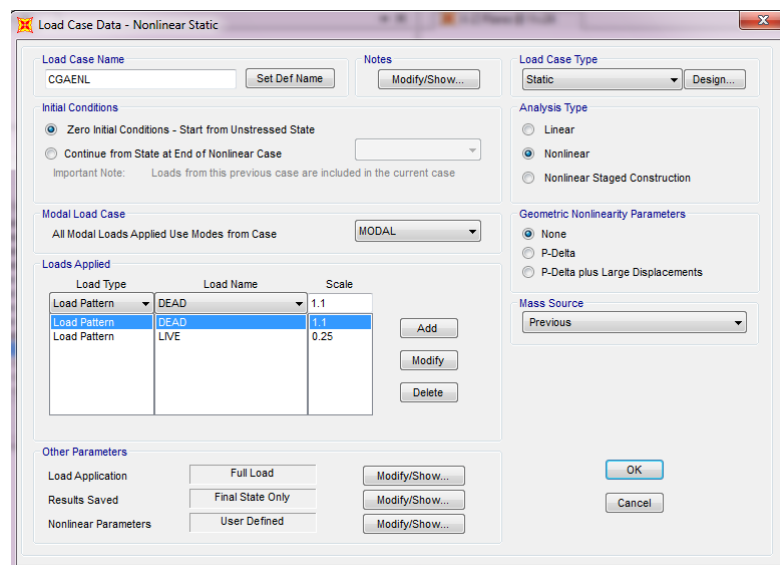


Figura 3.23: Caso de carga no lineal gravitacional

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

3.4.4.2. Caso de Carga No Lineal Laterales - Pushover

Tomando como caso previo la deformación del caso de carga no lineal gravitacional, se definen los casos para el análisis estático no lineal en cada dirección.

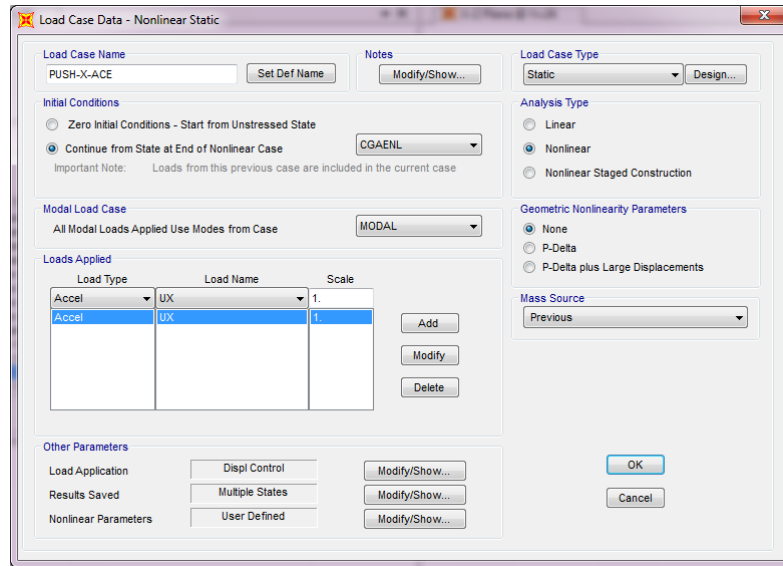


Figura 3.24: Caso de carga no lineal para la aceleración

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

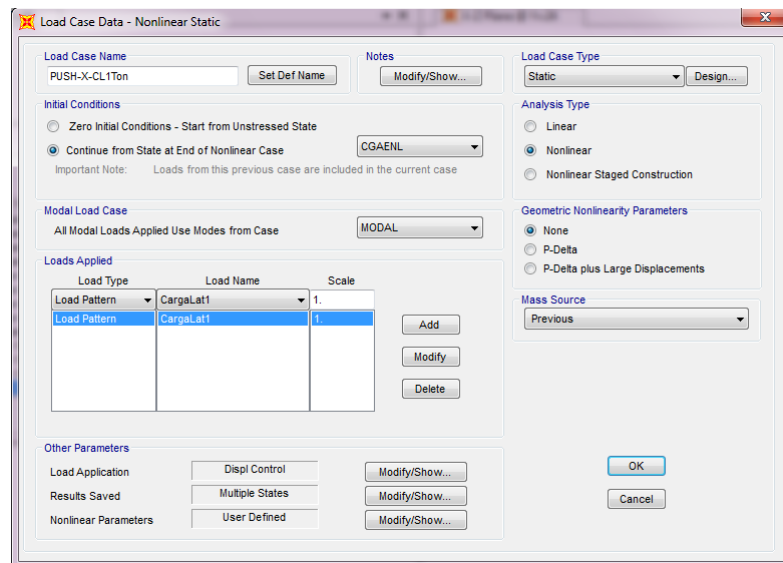


Figura 3.25: Caso de carga no lineal para la fuerza lateral

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

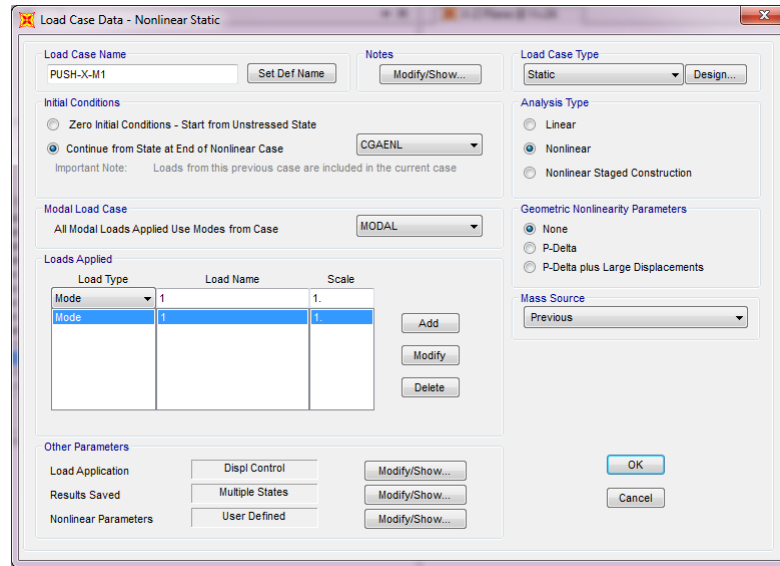


Figura 3.26: Caso de carga no lineal para el primer modo

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

Nota: Se trabajó con los tres casos de carga no lineal para comparar los valores de los resultados obtenidos. Para graficar la curva capacidad se trabajó sólo con el caso de carga no lineal de fuerza lateral.

3.4.4.3. Control de Aplicación de la Carga

En este análisis no se sabe la magnitud total de la carga aplicada. El análisis para la carga monotónica sera controlada por desplazamiento.

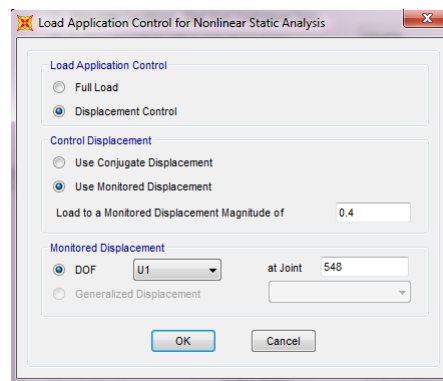


Figura 3.27: Definición de aplicación de la carga controlada del análisis pushover

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

3.4.4.4. Resultados Salvados

Se definen los resultados intermedios para monitorear cómo la estructura responde durante la aplicación de la carga.

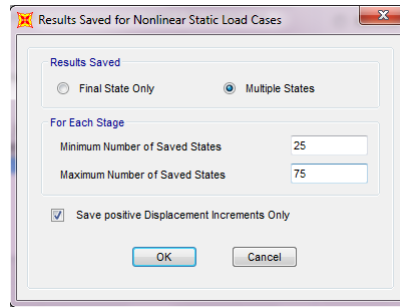


Figura 3.28: Resultados salvados del análisis pushover

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

3.4.4.5. Parámetros No Lineales

Se definen los parámetros para el análisis estático no lineal.

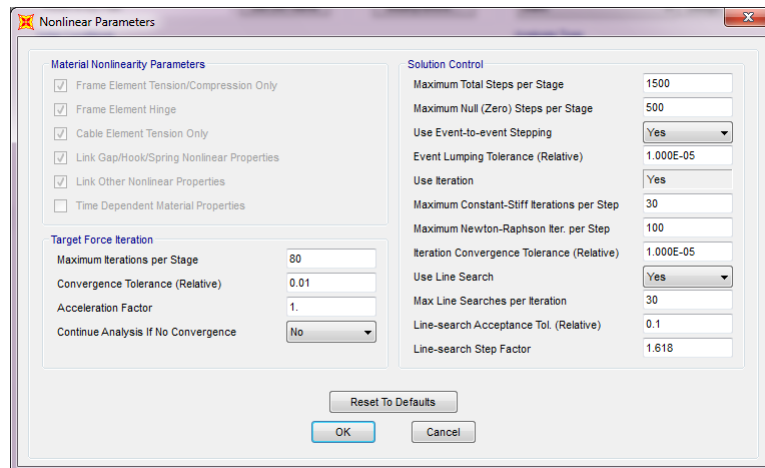


Figura 3.29: Parámetros no lineales del análisis pushover

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000



Capítulo 4

Resultados

4.1. Indicadores asociados al comportamiento de la estructura

4.1.1. Curva de capacidad

Para obtener los valores de la curva capacidad se trabajó con 3 casos de carga lateral no lineal (carga de modo, carga de aceleración y carga uniforme). En las Tablas 4.1 y 4.2 se muestran los valores obtenidos.

Para graficar la curva de capacidad se utilizó sólo el caso de carga no lineal de fuerza lateral (carga uniforme). En las Figuras 4.1 y 4.2 se muestran los gráficos generados.



Tabla 4.1: Valores de Desplazamiento vs Cortante Basal, dirección X

Número de paso	Caso de Carga No Lineal					
	Modal		Aceleración		Uniforme	
	Desplaz. [cm]	Cort. Basal [Ton]	Desplaz. [cm]	Cort. Basal [Ton]	Desplaz. [cm]	Cort. Basal [Ton]
0	0.11	0.00	0.11	0.00	0.11	0.00
1	1.71	2.38	1.71	2.44	1.71	2.36
2	3.31	4.76	3.31	4.87	3.31	4.71
3	4.91	7.14	4.91	7.31	4.91	7.07
4	6.51	9.52	6.51	9.74	6.51	9.43
5	8.11	11.90	8.11	12.18	8.11	11.78
6	9.71	14.28	9.71	14.61	9.71	14.14
7	9.79	14.39	9.73	14.65	9.80	14.27
8	11.39	16.28	11.33	16.58	11.40	16.14
9	13.56	18.64	13.45	18.93	13.63	18.55
10	15.16	20.33	15.05	20.66	15.23	20.23
11	17.11	21.97	17.11	22.45	17.17	21.84
12	18.71	23.24	18.71	23.74	18.77	23.10
13	18.98	23.45	18.98	23.97	19.11	23.36
14	20.58	23.90	20.58	24.42	20.71	23.80
15	22.18	24.35	22.18	24.88	22.31	24.25
16	22.36	24.40	22.34	24.92	22.73	24.37
17	23.96	24.68	23.94	25.22	24.33	24.66
18	25.56	24.97	25.54	25.51	25.93	24.94
19	27.16	25.26	27.14	25.80	27.53	25.23
20	27.67	25.35	27.68	25.91	28.04	25.32
21	29.27	25.35	29.28	25.90	29.64	25.32
22	30.87	25.35	30.88	25.90	31.24	25.32
23	32.47	25.35	32.48	25.90	32.84	25.32
24	34.07	25.35	34.08	25.90	34.44	25.32
25	35.67	25.35	35.68	25.90	36.04	25.32
26	37.27	25.35	37.28	25.90	37.64	25.32
27	38.87	25.35	38.88	25.90	39.24	25.32
28	39.79	25.35	39.72	25.90	39.77	25.32
29	40.11	25.35	40.11	25.90	40.11	25.32

Fuente: Elaboración propia



Tabla 4.2: Valores de Desplazamiento vs Cortante Basal, dirección Y

Número de paso	Caso de Carga No Lineal					
	Modal		Aceleración		Uniforme	
	Desplaz. [cm]	Cort. Basal [Ton]	Desplaz. [cm]	Cort. Basal [Ton]	Desplaz. [cm]	Cort. Basal [Ton]
0	0.05	0.00	0.05	0.00	0.05	0.00
1	0.81	6.21	0.81	6.31	0.81	6.18
2	1.57	12.42	1.57	12.62	1.57	12.36
3	2.33	18.63	2.33	18.93	2.33	18.54
4	3.09	24.84	3.09	25.24	3.09	24.73
5	3.20	25.70	3.18	25.96	3.21	25.71
6	3.65	28.31	3.62	28.55	3.66	28.30
7	3.89	29.16	3.86	29.40	3.90	29.16
8	4.65	29.47	4.62	29.71	4.66	29.46
9	5.41	29.77	5.38	30.02	5.42	29.77
10	6.17	30.08	6.14	30.33	6.18	30.07
11	6.93	30.38	6.90	30.63	6.94	30.38
12	7.69	30.69	7.66	30.94	7.70	30.68
13	8.45	30.99	8.42	31.25	8.46	30.99
14	9.21	31.30	9.18	31.56	9.22	31.29
15	9.97	31.60	9.94	31.86	9.98	31.60
16	11.39	32.08	10.71	32.16	11.42	32.08
17	12.15	32.31	11.47	32.39	12.18	32.31
18	12.91	32.53	12.23	32.62	12.94	32.53
19	13.67	32.76	12.99	32.85	13.70	32.76
20	14.43	32.99	13.75	33.08	14.46	32.99
21	15.19	33.22	14.51	33.31	15.22	33.21
22	16.59	33.61	15.27	33.54	16.57	33.59
23	17.35	33.81	16.64	33.92	17.33	33.79
24	18.11	34.01	17.40	34.12	18.09	33.99
25	18.87	34.21	18.16	34.33	18.85	34.19
26	19.05	34.25	18.92	34.53	19.05	34.24
27			19.05	34.56		

Fuente: Elaboración propia

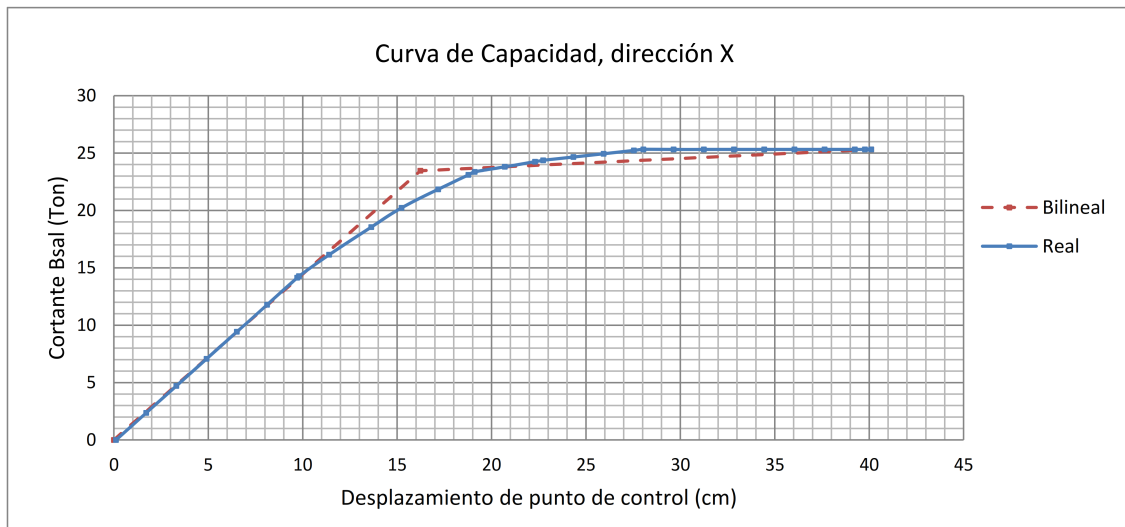


Figura 4.1: Curva de Capacidad y su representación Bilineal, dirección X

Fuente: Elaboración propia

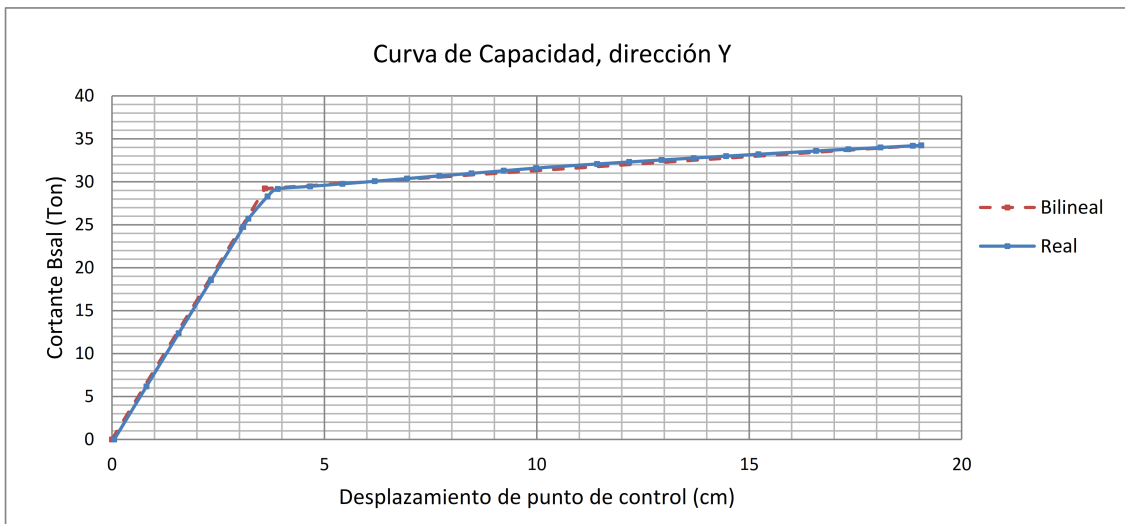


Figura 4.2: Curva de Capacidad y su representación Bilineal, dirección Y

Fuente: Elaboración propia



Tabla 4.3: Valores de la Curva Bilineal de Capacidad, Dirección X y Dirección Y

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento de cedencia, D_y (cm)	16.23	3.60
Carga de cedencia, V_y (Ton)	23.46	29.32
Desplazamiento de colapso, D_u (cm)	40.11	19.05
Carga de colapso, V_u (Ton)	25.32	34.24

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo la Figura 4.1 en la dirección X, la curva de capacidad presenta un primer tramo elástico, seguido de un segundo tramo donde se refleja la degradación de la rigidez lateral. La primera fluencia de la estructura se presenta para una carga de 14.27 Ton y un desplazamiento lateral de 9.80 cm respectivamente. La carga lateral de colapso fue de 25.32 Ton, alcanzando en ese momento un desplazamiento del punto de control igual a 40.11 cm. Se observa que la estructura soporta grandes desplazamientos horizontales antes de su colapso.

De acuerdo la Figura 4.2 en la dirección Y, la curva de capacidad presenta un primer tramo elástico, seguido de un segundo tramo donde se refleja la degradación de la rigidez lateral. La primera fluencia de la estructura se presenta para una carga de 24.73 Ton y un desplazamiento lateral de 3.09 cm respectivamente. La carga lateral de colapso fue de 34.24 Ton, alcanzando en ese momento un desplazamiento del punto de control igual a 19.05 cm. Se observa que la estructura no soporta grandes desplazamientos horizontales a diferencia del pórtico en la Dirección X.

4.1.2. Punto de Desempeño

El cálculo del Punto de Desempeño se hizo según el ATC-40 y el FEMA-440, que está implementado en el Programa SAP 2000 V19.

Para las direcciones de análisis X e Y se calculó el Punto de Desempeño para los cuatro sismos de análisis de acuerdo al Comité VISION 2000. Como se muestra en la Figura 4.3 a la Figura 4.10, también se muestran los valores del punto de desempeño en las Tablas 4.4 y 4.5.

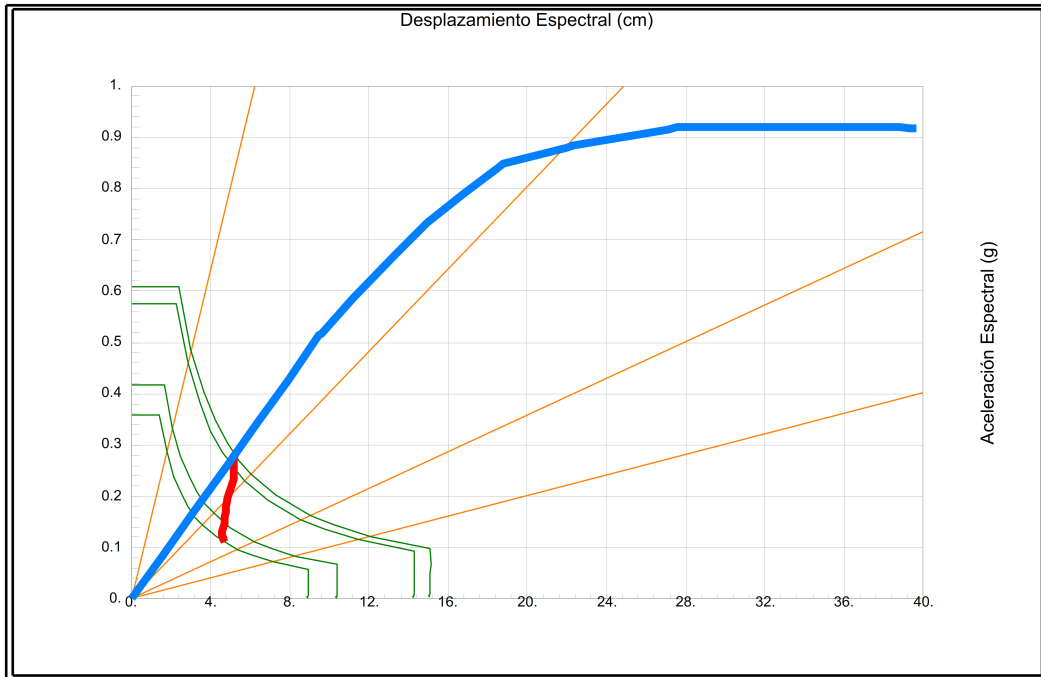


Figura 4.3: Punto de Desempeño para Sismo Frecuente, dirección X

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

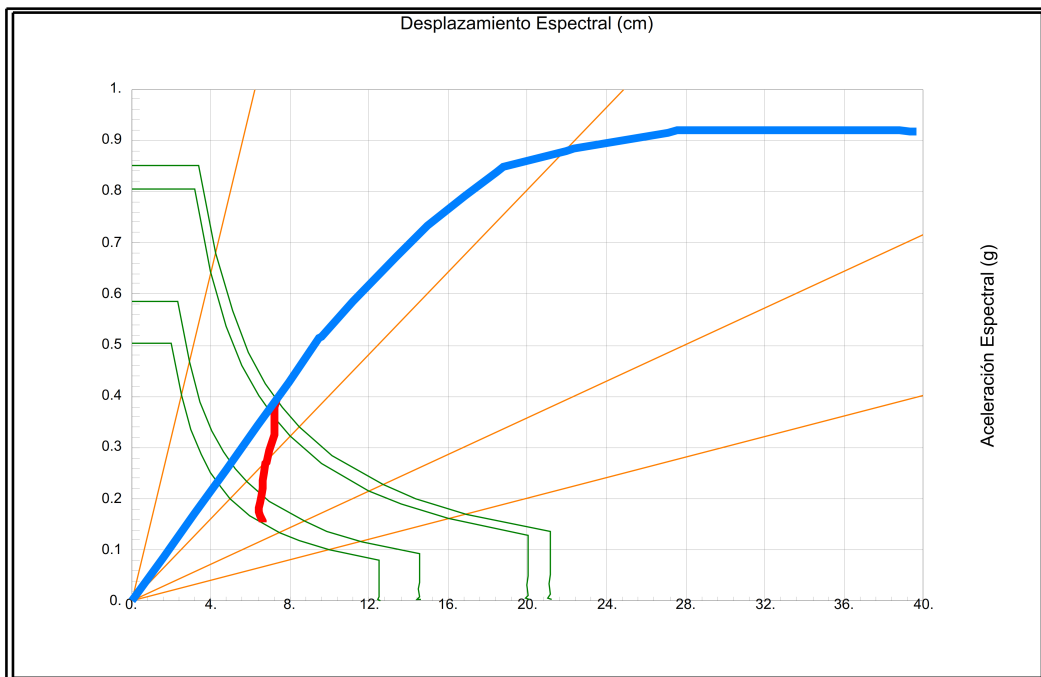


Figura 4.4: Punto de Desempeño para Sismo Ocasional, dirección X

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

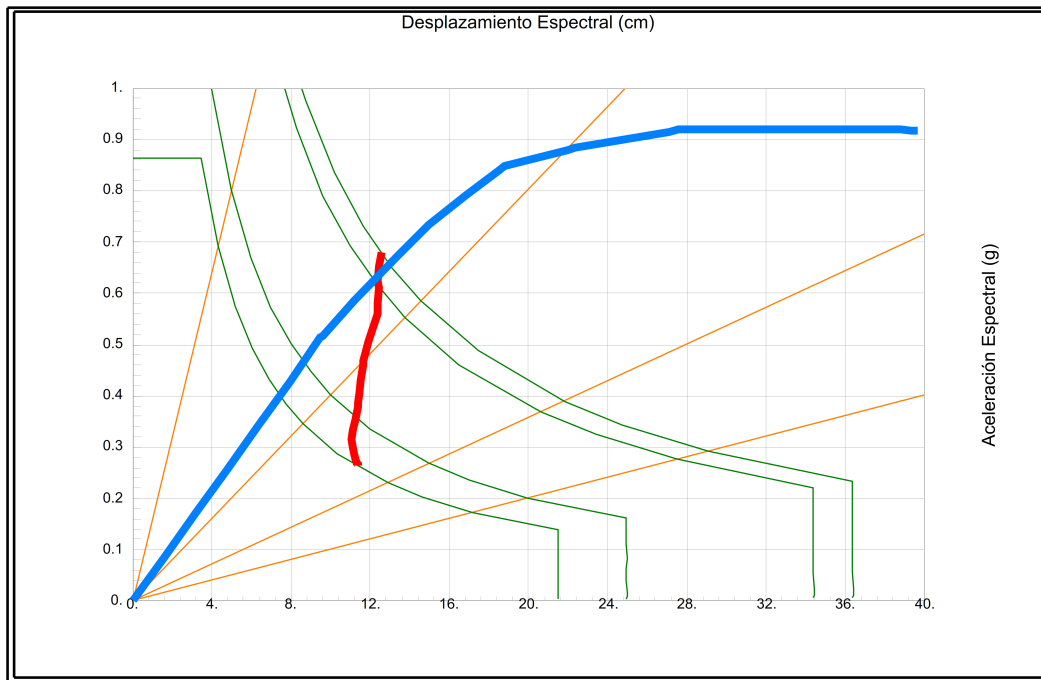


Figura 4.5: Punto de Desempeño para Sismo Raro, dirección X

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

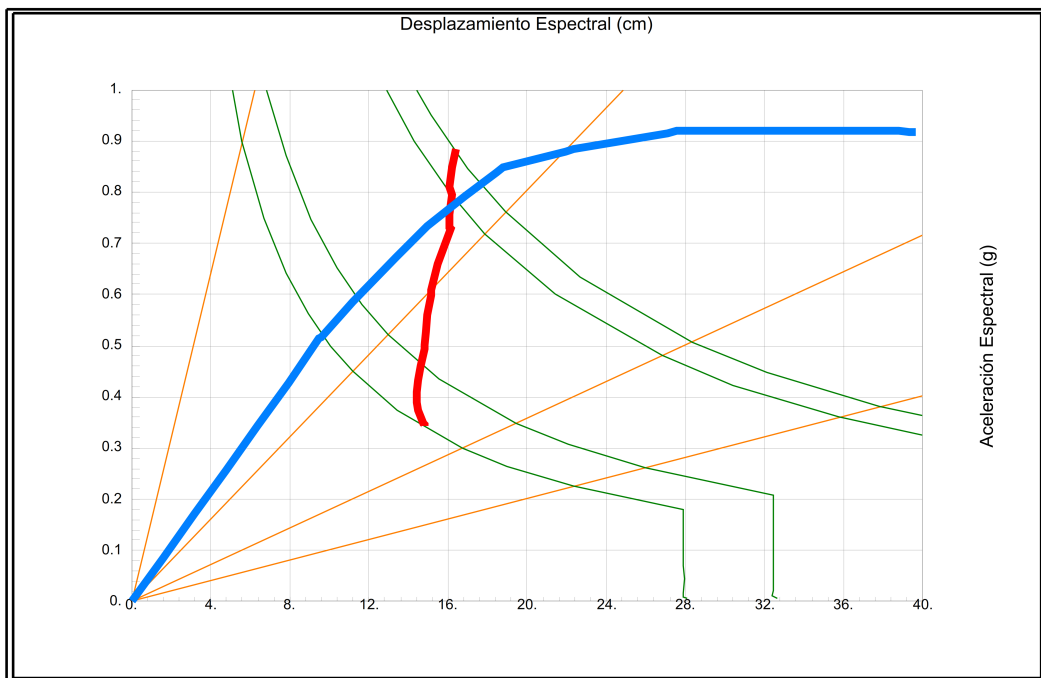


Figura 4.6: Punto de Desempeño para Sismo Muy Raro, dirección X

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000



Tabla 4.4: Valores obtenidos del Punto de Desempeño para los cuatro sismos de análisis, dirección X

Parámetros	Punto de Desempeño para el FEMA 440			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
V (Ton)	7.79	10.91	17.5	21.23
D (cm)	5.40	7.52	12.66	16.43
Sa (g)	0.28	0.40	0.64	0.77
Sd (cm)	5.23	7.33	12.41	16.12
Tsec	0.86	0.86	0.89	0.92
Ductilidad	1	1	1.28	1.55
Beff	0.05	0.05	0.05	0.06
M	1	1	0.98	0.99

Fuente: Elaboración propia

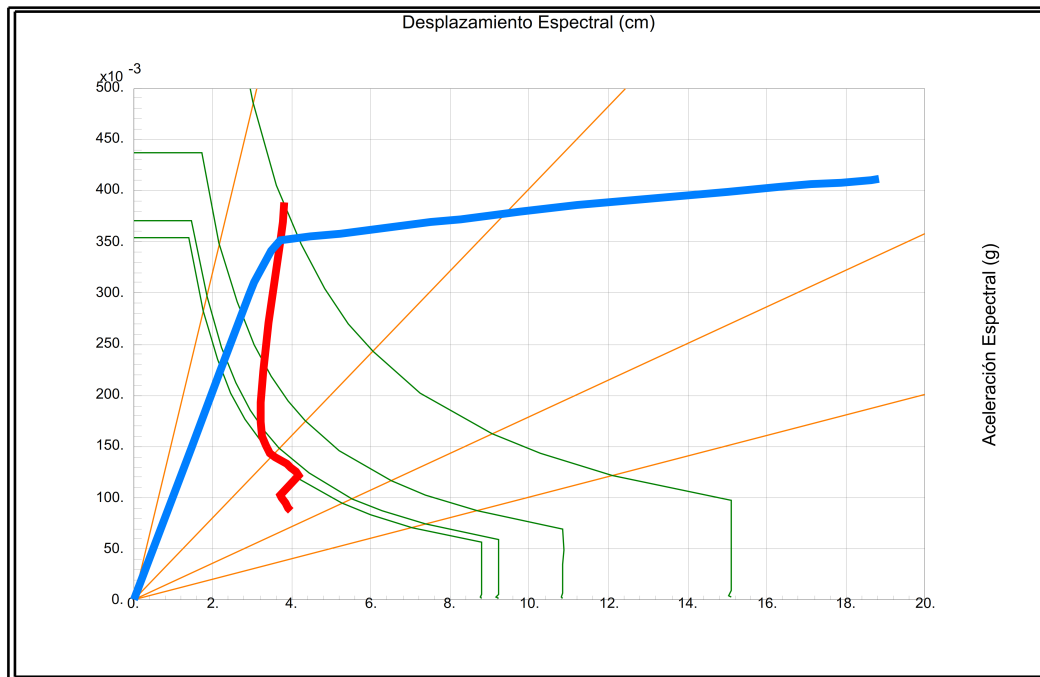


Figura 4.7: Punto de Desempeño para Sismo Frecuente, dirección Y

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

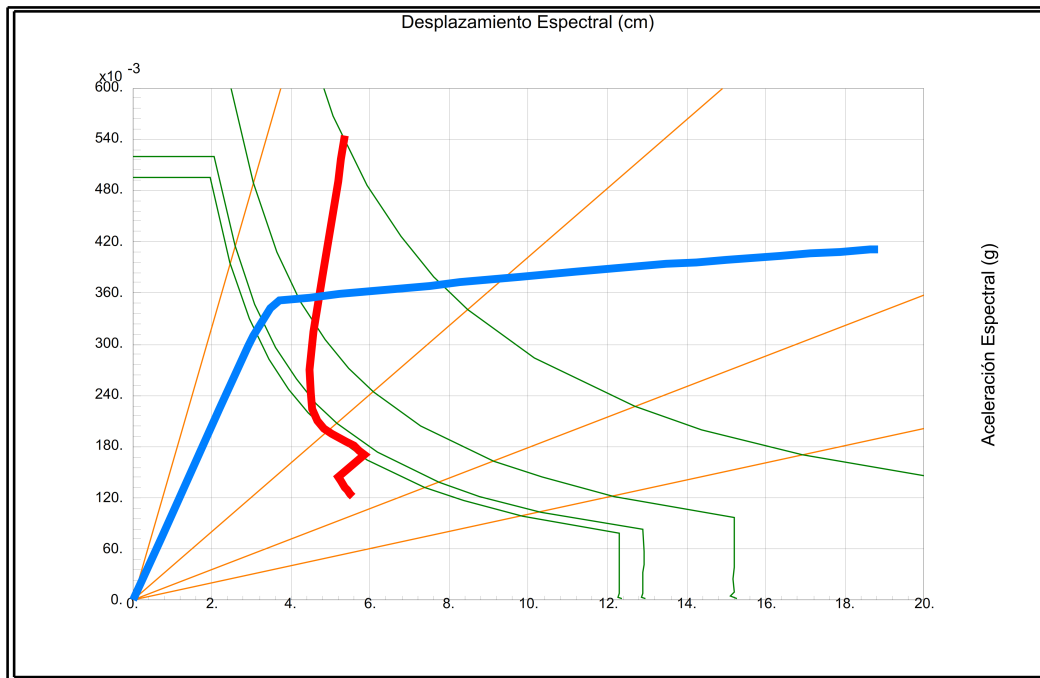


Figura 4.8: Punto de Desempeño para Sismo Ocasional, dirección Y

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

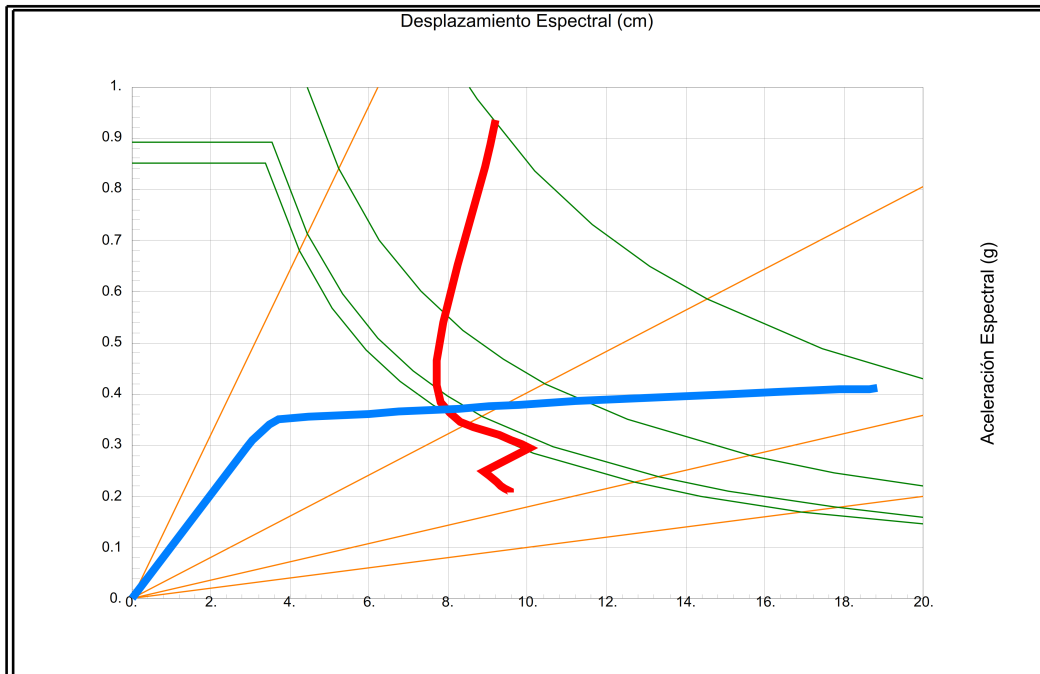


Figura 4.9: Punto de Desempeño para Sismo Raro, dirección Y

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

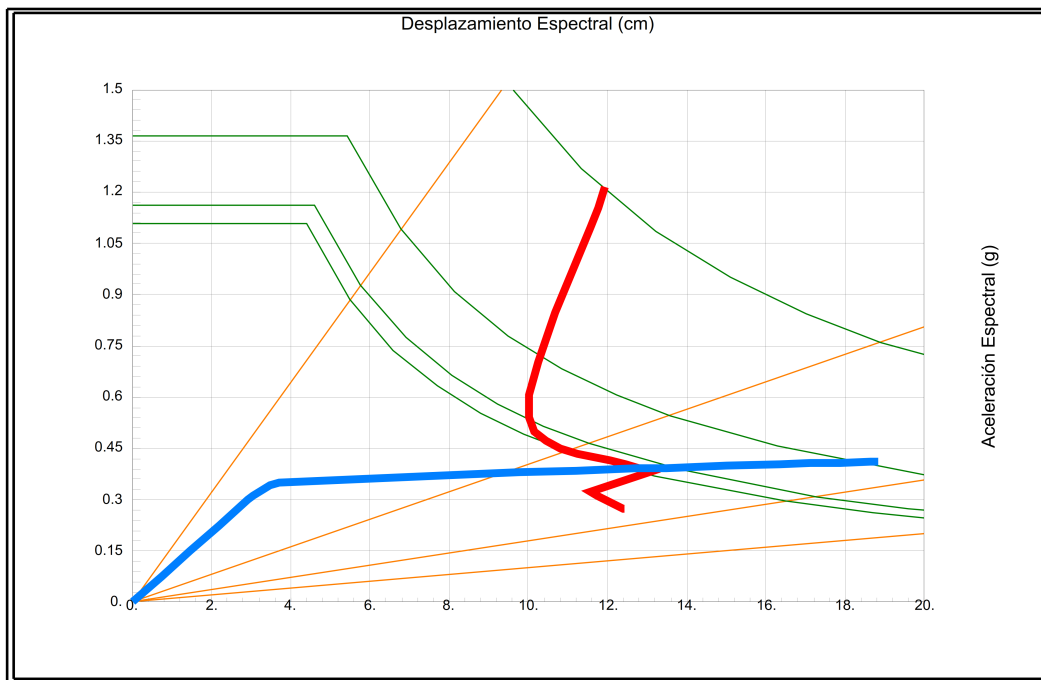


Figura 4.10: Punto de Desempeño para Sismo Muy Raro, dirección Y

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

Tabla 4.5: Valores obtenidos del Punto de Desempeño para los cuatro sismos de análisis, dirección Y

Parámetros	Punto de Desempeño para el FEMA 440			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
V (Ton)	29.12	29.56	30.86	32.57
D (cm)	3.89	4.91	8.15	13.05
Sa (g)	0.35	0.36	0.37	0.39
Sd (cm)	3.71	4.72	7.95	12.83
Tsec	0.65	0.73	0.93	1.15
Ductilidad	1.18	1.40	2.32	3.72
Beff	0.05	0.06	0.11	0.19
M	0.94	0.79	0.73	0.88

Fuente: Elaboración propia

4.2. Evaluación del comportamiento de la estructura

4.2.1. Deriva de entrepiso

En la Tabla 4.6 se muestra las derivas para cada sismo de análisis.



Tabla 4.6: Valores de deriva, dirección X e Y

Sismo	Deriva (%)	
	Dirección X	Dirección Y
Frecuente	0.52	0.44
Ocasional	0.73	0.55
Raro	1.22	0.92
Muy Raro	1.59	1.47

Fuente: Elaboración propia

Al analizar en ambas direcciones se observa que la dirección Y es más rígida que la dirección X.

4.2.2. Mecanismo de Colapso

4.2.2.1. Dirección X

Viendo la Figura 4.11 se inicia con la formación de rótulas plásticas en los extremos de la columna del Eje A1 (c. izquierda). A medida que aumenta la carga lateral aparecen rótulas plásticas en los extremos de la columna del Eje A3 (c. derecha) y posteriormente en los extremos de la columna del Eje A2 (c. central). El inicio del colapso de la estructura comienza cuando, los extremos de la columna del Eje A1 fallan ante las cargas laterales impuestas.

Se puede observar que en las armaduras de la estructura no ocurre plastificaciones longitudinales.

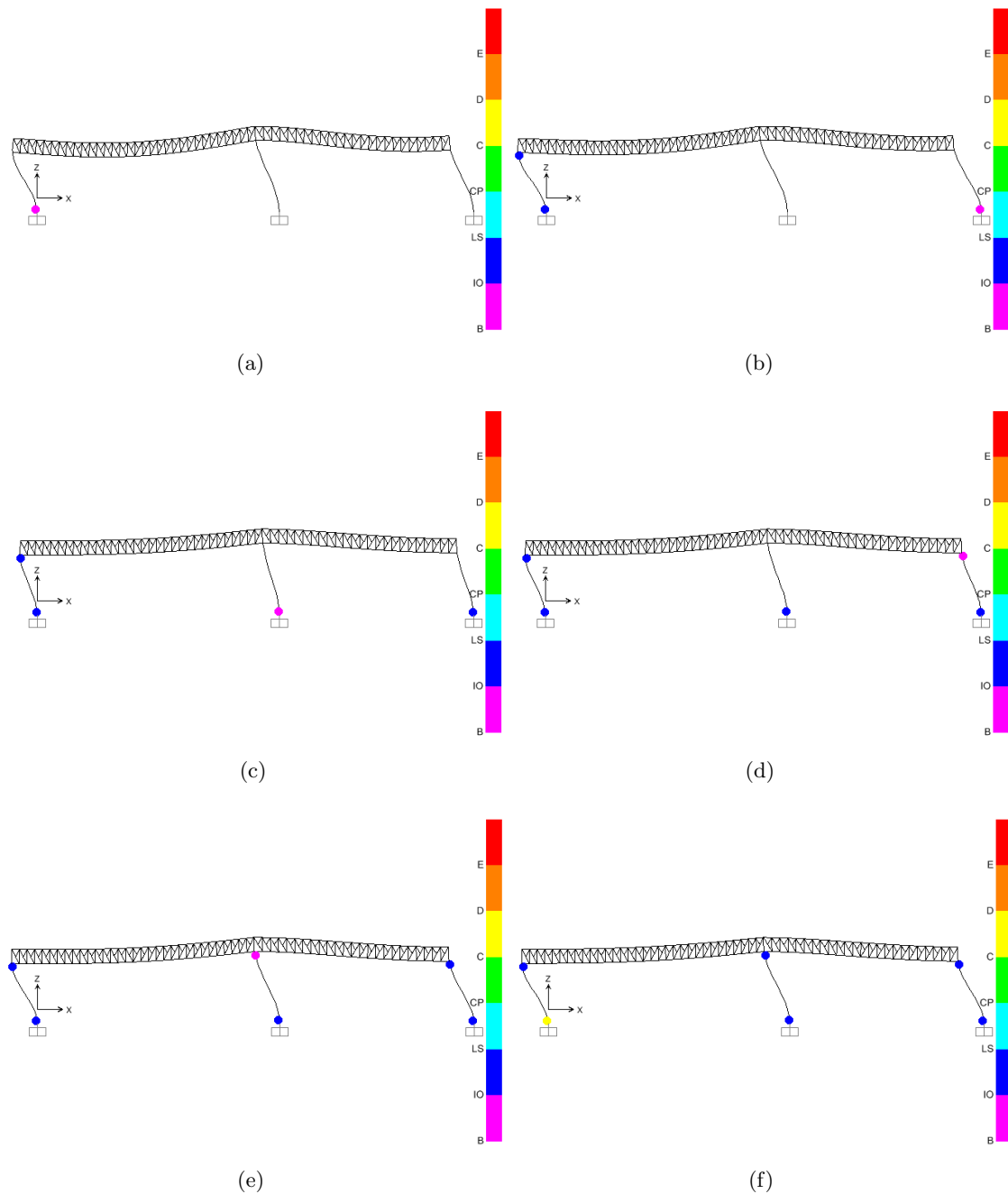


Figura 4.11: Formación de Rótulas y Plastificaciones en la dirección X de la Estructura: (a) paso 7, (b) paso 11, (c) paso 14, (d) paso 17, (e) paso 22 y (f) paso 29

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

4.2.2.2. Dirección Y

Viendo la Figura 4.12 se inicia con la temprana formación de plastificaciones longitudinales en los arriostres, estos elementos sólo soportan cargas de tensión. A medida que aumenta la carga lateral aparecen rótulas plásticas en los extremos inferiores de algunas columnas. El inicio del colapso de la estructura comienza cuando, los arriostres fallan ante las cargas laterales impuestas.

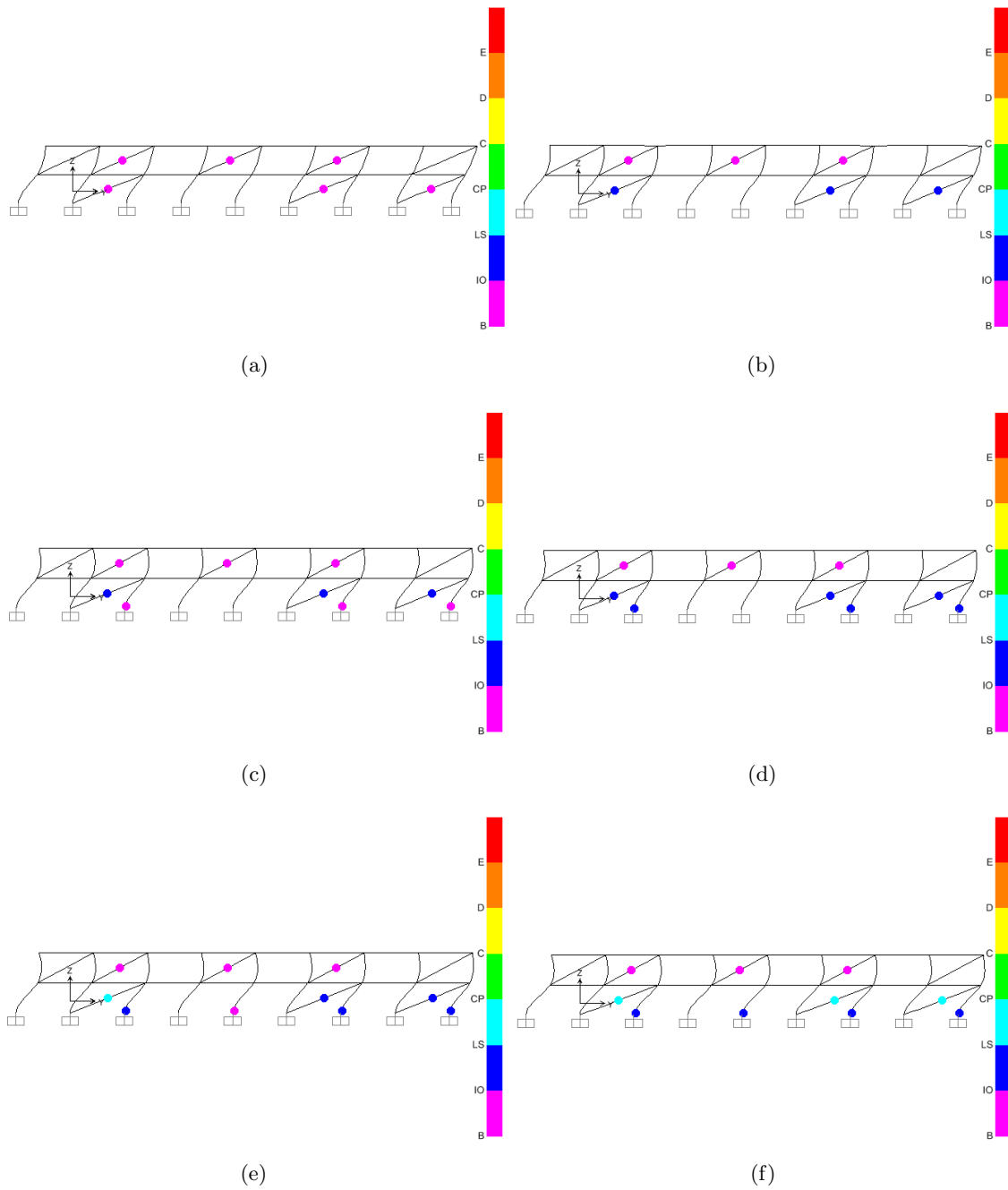


Figura 4.12: Formación de Rótulas y Plastificaciones en la dirección Y de la Estructura: (a) paso 1, (b) paso 9, (c) paso 16, (d) paso 19, (e) paso 23 y (f) paso 26

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000



4.2.3. Verificación de los objetivos de desempeño

4.2.3.1. Dirección X

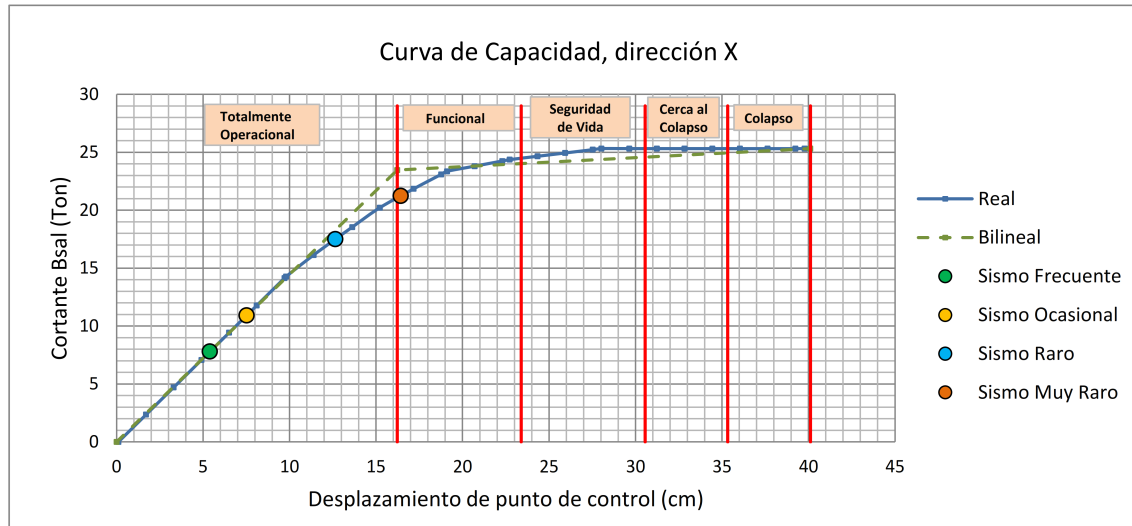


Figura 4.13: Desempeño de la estructura, dirección X

Fuente: Elaboración propia

■ Sismo Frecuente

De acuerdo a la Figura 4.13, al presentarse un sismo frecuente el desplazamiento del punto de control es de 5.40 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Totalmente Operacional. La estructura se comporta elásticamente y no existe daño estructural. Frente a este sismo se llega a cumplir aceptablemente el objetivo de desempeño de la estructura.

■ Sismo Ocasional

De acuerdo a la Figura 4.13, al presentarse un sismo ocasional el desplazamiento del punto de control es de 7.52 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Totalmente Operacional. La estructura se comporta elásticamente y el daño estructural es despreciable. Frente a este sismo se llega a cumplir aceptablemente el objetivo de desempeño de la estructura.

■ Sismo Raro

De acuerdo a la Figura 4.13, al presentarse un sismo raro el desplazamiento del punto de control es de 12.66 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Totalmente Operacional. La estructura se comporta elásticamente y el daño estructural es despreciable. Frente a este sismo se llega a cumplir aceptablemente el objetivo de desempeño de la estructura.

■ Sismo Muy Raro

De acuerdo a la Figura 4.13, al presentarse un sismo muy raro el desplazamiento del punto de control es de 16.43 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Funcional. La estructura inicia su comportamiento inelástico y se presenta daños leves en elementos estructurales. Frente a este sismo se llega a cumplir aceptablemente el objetivo de desempeño de la estructura.



Nota: Al hacer el análisis de la estructura en la dirección X, se verificó que si cumplen con los objetivos aceptables de desempeño sísmico.

4.2.3.2. Dirección Y

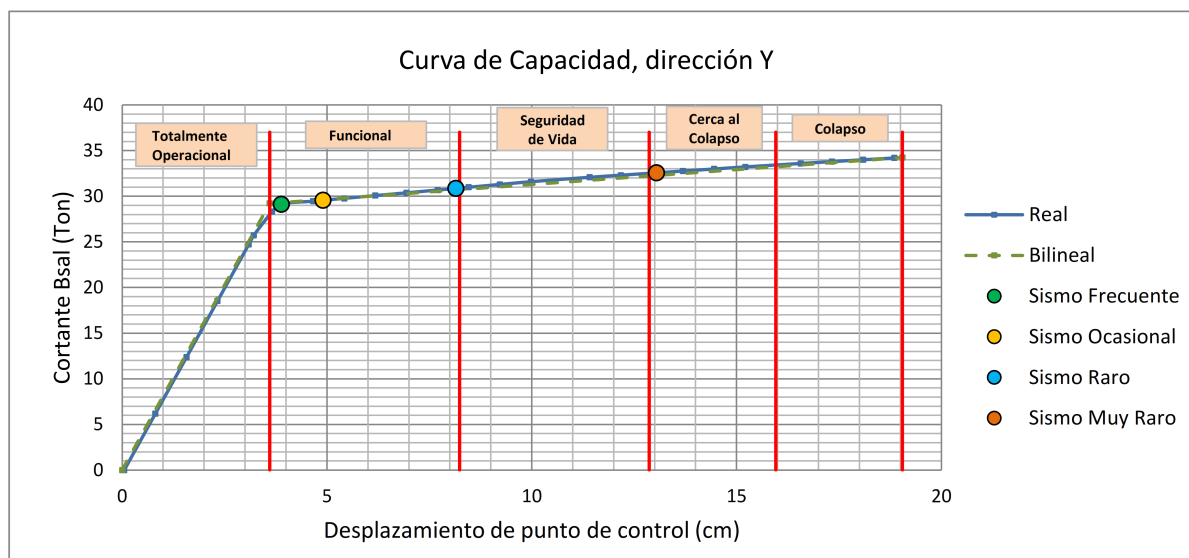


Figura 4.14: Desempeño de la estructura, dirección Y

Fuente: Elaboración propia

- **Sismo Frecuente**

De acuerdo a la Figura 4.14, al presentarse un sismo frecuente el desplazamiento del punto de control es de 3.89 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Funcional. La estructura inicia su comportamiento inelástico y se presenta daños leves en elementos estructurales. Frente a este sismo se llega a tener un desempeño inaceptable de la estructura.

- **Sismo Ocasional**

De acuerdo a la Figura 4.14, al presentarse un sismo ocasional el desplazamiento del punto de control es de 4.91 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Funcional. La estructura tiene comportamiento inelástico y a pesar de tener daño estructural leve, la estructura tiene un desempeño inaceptable.

- **Sismo Raro**

De acuerdo a la Figura 4.14, al presentarse un sismo raro el desplazamiento del punto de control es de 8.15 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Funcional. La estructura tiene comportamiento inelástico y algunos elementos estructurales presentan daños leves. Frente a este sismo se llega a tener un desempeño inaceptable de la estructura.

- **Sismo Muy Raro**

De acuerdo a la Figura 4.14, al presentarse un sismo muy raro el desplazamiento del punto de control es de 13.05 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Cerca al Colapso. La estructura tiene daños severos en elementos estructurales, pero se evita el colapso. Frente a este sismo se llega a tener un desempeño inaceptable de la estructura.

Nota: Al hacer el análisis de la estructura en la dirección Y, se verificó que no se cumplen con los objetivos aceptables de desempeño sísmico.

4.3. Plan de Intervención

Para cumplir con los objetivos aceptables de desempeño sísmico, se sugiere hacer un reforzamiento en la dirección Y de la estructura como se muestra en las Figuras 4.15 y 4.16.

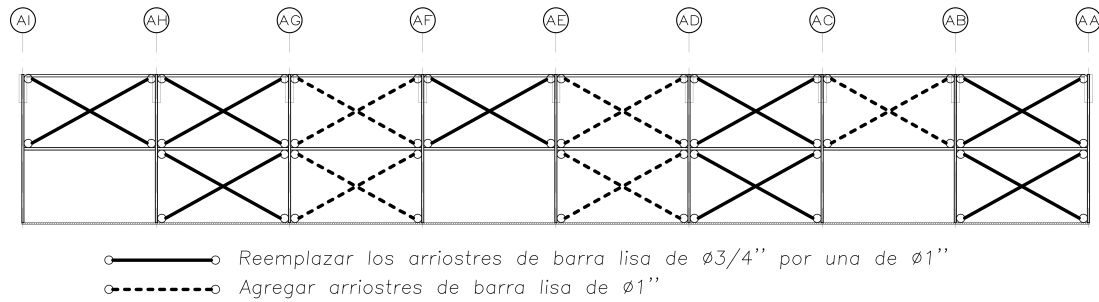


Figura 4.15: Propuesta de reforzamiento de la estructura en la dirección Y, Eje 1

Fuente: Elaboración propia

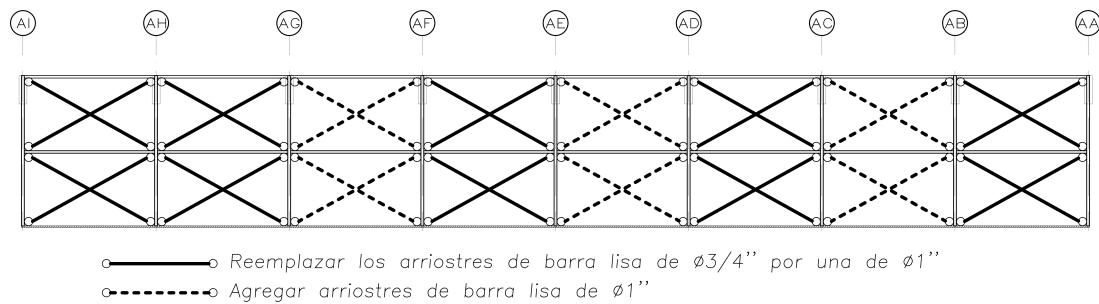


Figura 4.16: Propuesta de reforzamiento de la estructura en la dirección Y, Eje 3

Fuente: Elaboración propia

4.3.1. Curva de capacidad

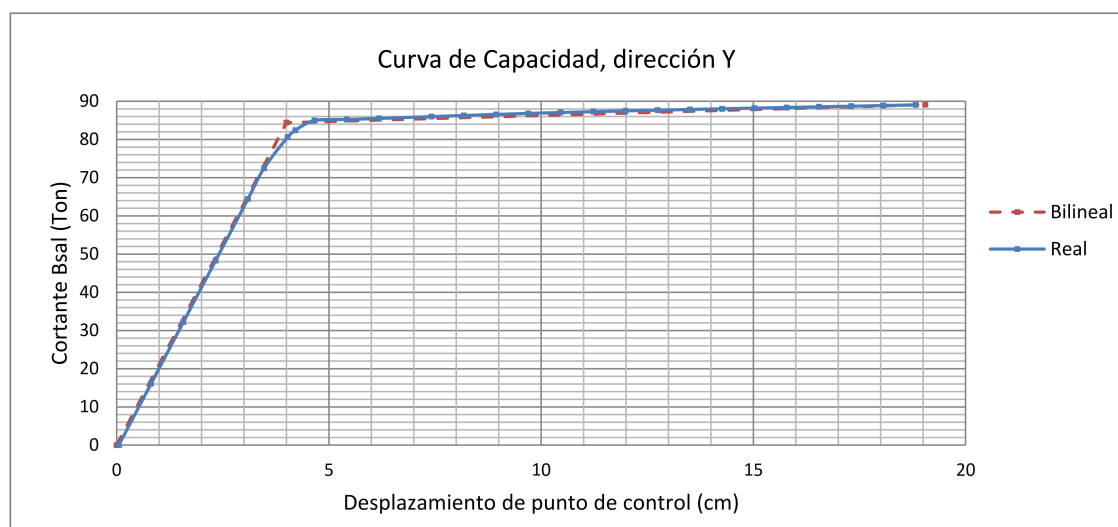


Figura 4.17: Curva de Capacidad y su representación Bilineal, reforzamiento en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.7: Valores de la Curva Bilineal de Capacidad, reforzamiento en la dirección Y

Parámetro	Dirección Y
Desplazamiento de cedencia, D_y (cm)	4.00
Carga de cedencia, V_y (Ton)	84.41
Desplazamiento de colapso, D_u (cm)	19.05
Carga de colapso, V_u (Ton)	89.10

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la Figura 4.17 en la dirección Y, la curva de capacidad presenta un primer tramo elástico, seguido de un segundo tramo donde se refleja la degradación de la rigidez lateral. La primera fluencia de la estructura se presenta para una carga de 64.40 Ton y un desplazamiento lateral de 3.09 cm respectivamente. La carga lateral de colapso fue de 89.10 Ton, alcanzando en ese momento un desplazamiento del punto de control igual a 19.05 cm. Se observa que la estructura reforzada, soporta casi el triple de carga de cedencia y colapso, a diferencia de la estructura sin reforzar.

4.3.2. Punto de Desempeño

Se muestra en la Figura 4.18 a la Figura 4.21 y también se muestran los valores del punto de desempeño en la Tabla 4.8.

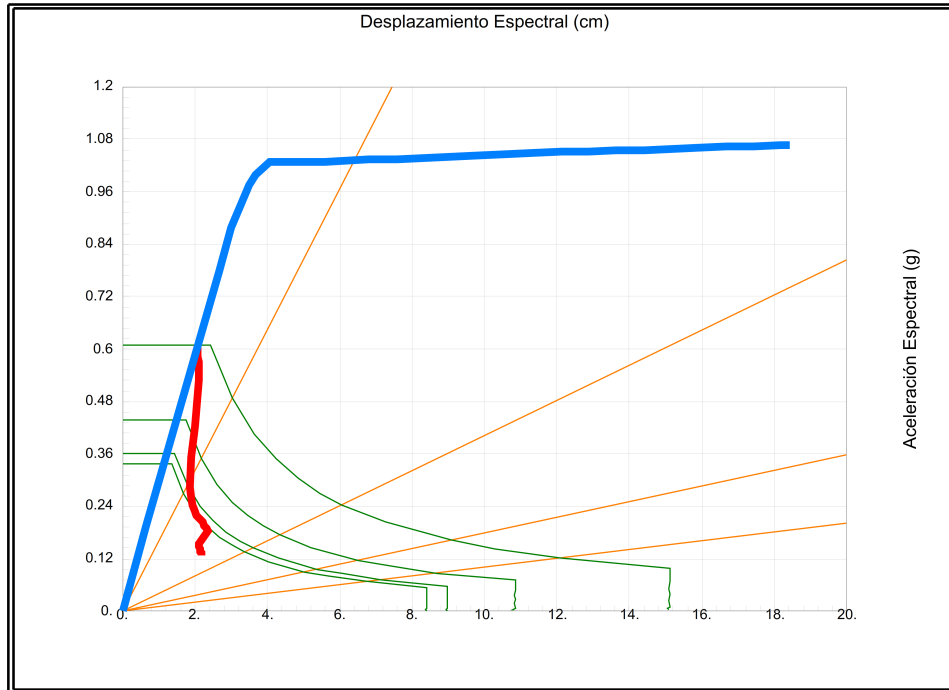


Figura 4.18: Punto de Desempeño para Sismo Frecuente, reforzamiento en la dirección Y

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

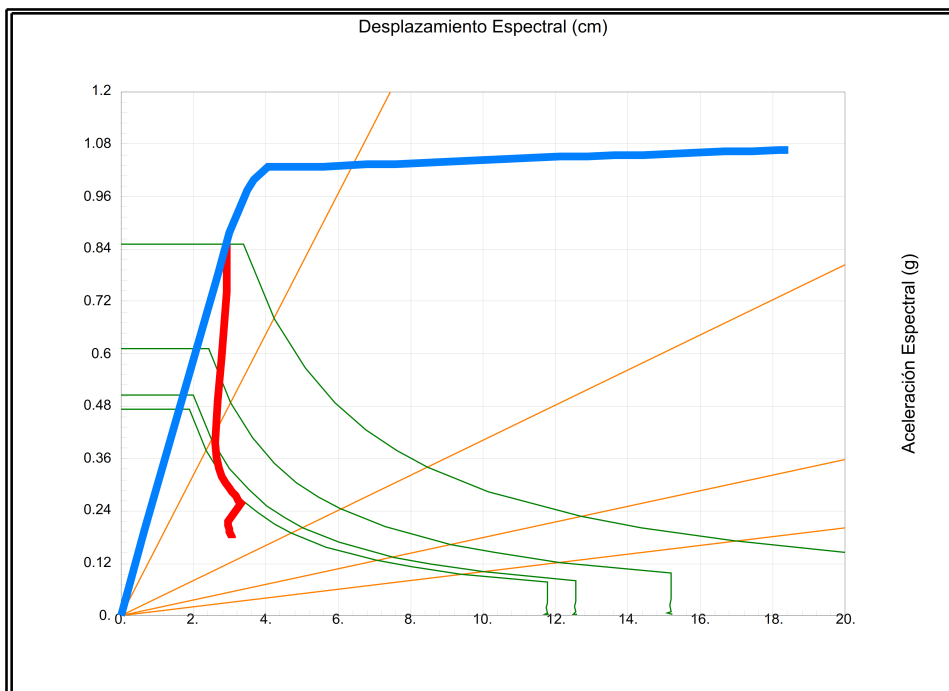


Figura 4.19: Punto de Desempeño para Sismo Ocasional, reforzamiento en la dirección Y

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

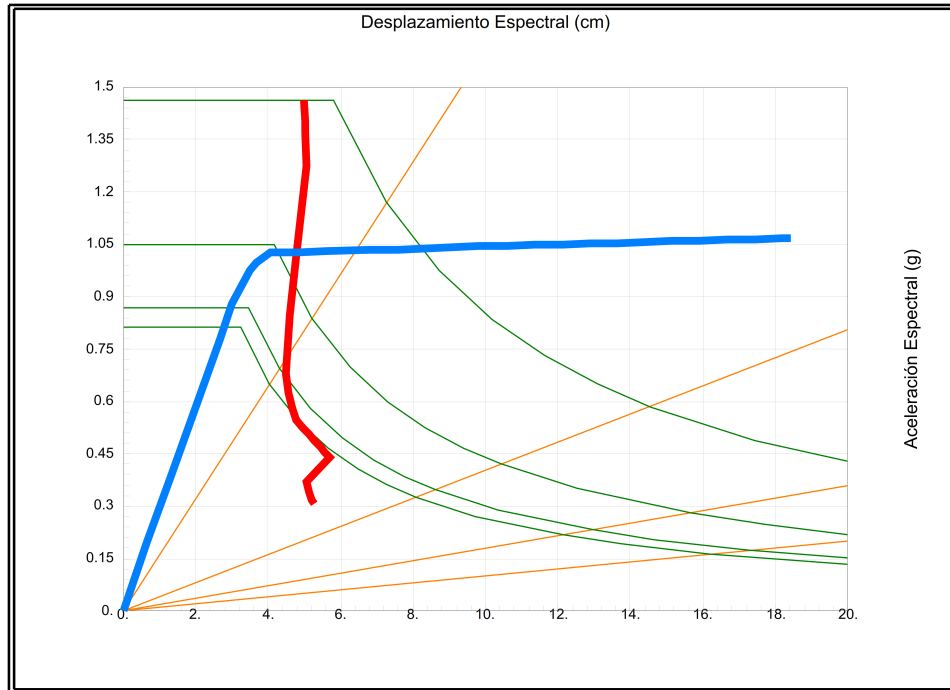


Figura 4.20: Punto de Desempeño para Sismo Raro, reforzamiento en la dirección Y

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

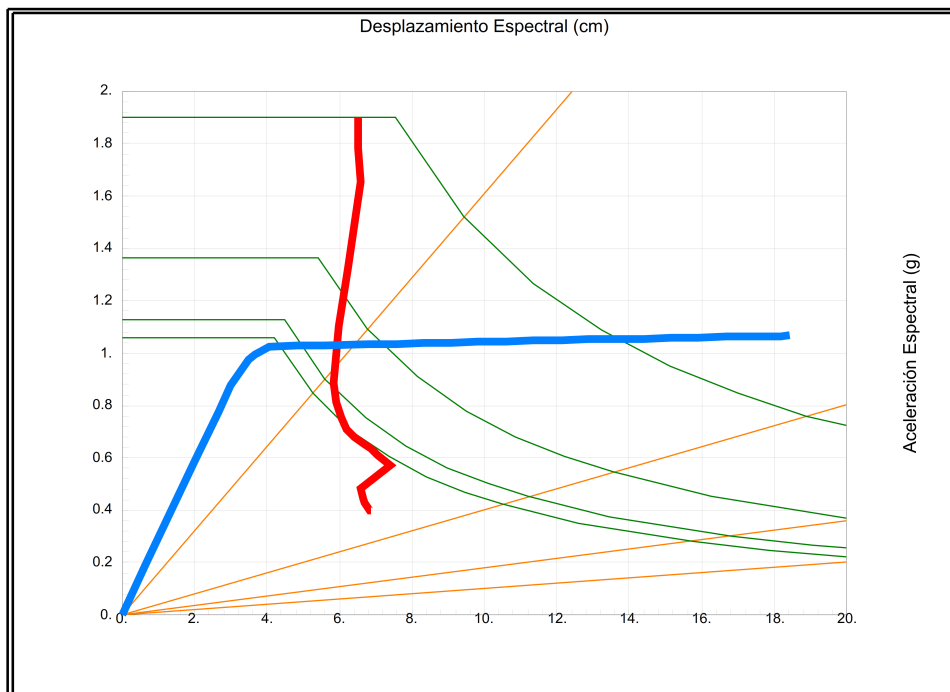


Figura 4.21: Punto de Desempeño para Sismo Muy Raro, reforzamiento en la dirección Y

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000



Tabla 4.8: Valores obtenidos del Punto de Desempeño para los cuatro sismos de análisis, reforzamiento en la dirección Y

Parámetros	Punto de Desempeño para el FEMA 440			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
V (Ton)	50.22	70.31	85.23	85.65
D (cm)	2.42	3.37	5.38	6.54
Sa (g)	0.61	0.85	1.03	1.03
Sd (cm)	2.08	2.91	4.79	5.94
Tsec	0.37	0.37	0.43	0.48
Ductilidad	1	1	1.42	1.73
Beff	0.05	0.05	0.06	0.07
M	1	1	0.78	0.71

Fuente: Elaboración propia

4.3.3. Deriva de entrepiso

En la Tabla 4.9 se muestra las derivas para cada sismo de análisis.

Tabla 4.9: Valores de deriva, reforzamiento en la dirección Y

Sismo	Deriva (%)
	Dirección Y
Frecuente	0.27
Ocasional	0.38
Raro	0.60
Muy Raro	0.73

Fuente: Elaboración propia

Al hacer el analizar del reforzamiento en la dirección Y, ésta se vuelve más rígida.

4.3.4. Mecanismo de Colapso

4.3.4.1. Reforzamiento en la Dirección Y

Viendo la Figura 4.22 se inicia con la temprana aparición de plastificaciones longitudinales en los arriostres, estos elementos sólo soportan cargas de tensión. A medida que aumenta la carga lateral aparecen rótulas plásticas en los extremos de algunas columnas. El inicio del colapso de la estructura comienza cuando, los arriostres fallan ante las cargas laterales impuestas.

Debido a la incorporación de arriostres a este eje de la estructura, se tiene una mejor distribución de esfuerzos y se obtiene un mejor desempeño de la estructura.

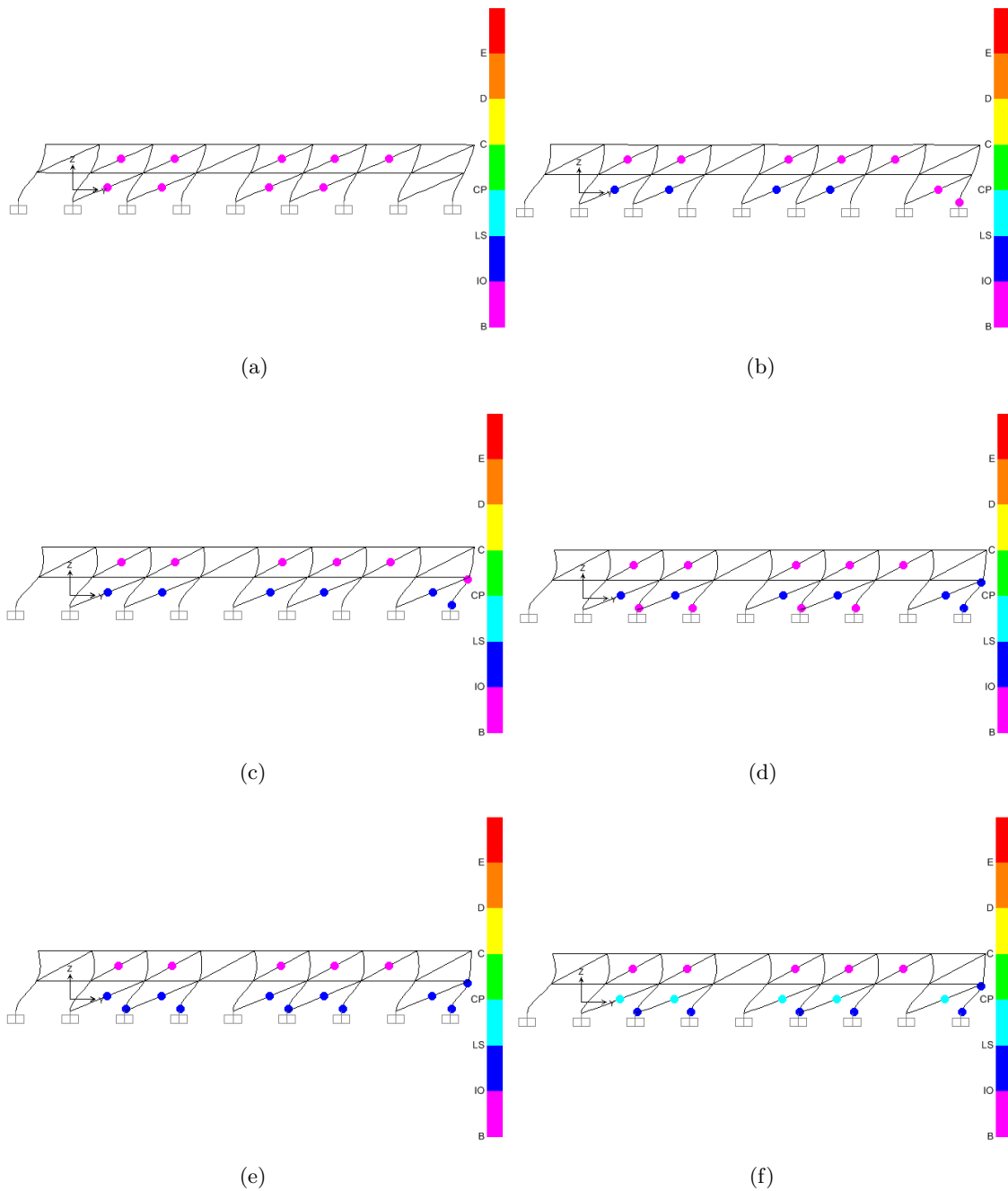


Figura 4.22: Formación de Rótulas y Plastificaciones en la dirección Y de la Estructura reforzada: (a) paso 1, (b) paso 9, (c) paso 14, (d) paso 18, (e) paso 23 y (f) paso 27

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000



4.3.5. Verificación de los objetivos de desempeño

4.3.5.1. Reforzamiento en la Dirección Y

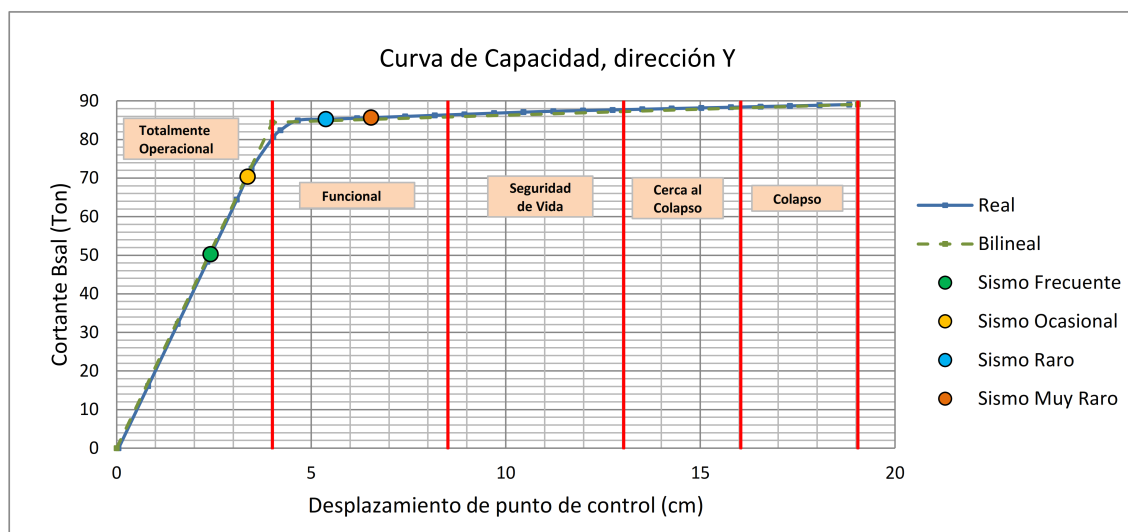


Figura 4.23: Desempeño de la estructura, reforzamiento en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

- **Sismo Frecuente**

De acuerdo a la Figura 4.23, al presentarse un sismo frecuente el desplazamiento del punto de control es de 2.42 cm, que corresponde a un nivel de desempeño totalmente Operacional. La estructura se comporta elásticamente y no existe daño estructural. Frente a este sismo se llega a cumplir aceptablemente el objetivo de desempeño de la estructura.

- **Sismo Ocasional**

De acuerdo a la Figura 4.23, al presentarse un sismo ocasional el desplazamiento del punto de control es de 3.37 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Totalmente Operacional. La estructura se comporta elásticamente y el daño estructural es despreciable. Frente a este sismo se llega a cumplir aceptablemente el objetivo de desempeño de la estructura.

- **Sismo Raro**

De acuerdo a la Figura 4.23, al presentarse un sismo raro el desplazamiento del punto de control es de 5.38 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Funcional. La estructura inicia su comportamiento inelástico y presenta daño estructural leve. Frente a este sismo se llega a cumplir aceptablemente el objetivo de desempeño de la estructura.

- **Sismo Muy Raro**

De acuerdo a la Figura 4.23, al presentarse un sismo muy raro el desplazamiento del punto de control es de 6.54 cm, que corresponde a un nivel de desempeño Funcional. La estructura sigue con el comportamiento inelástico y algunos elementos estructurales presentan daños leves. Frente a este sismo se llega a cumplir aceptablemente el objetivo de desempeño de la estructura.



Nota: Al hacer el análisis del reforzamiento de la estructura en la dirección Y, se verificó que si cumplen con los objetivos de desempeño sísmico.

4.4. Contrastación de hipótesis

4.4.1. Hipótesis General

El Análisis Estático No Lineal (pushover) nos permitirá predecir el nivel de desempeño sísmico de la estructura frente a los sismos de análisis dados por el Comité VISION 2000 de la SEAOC.

Decisión: Teniendo en cuenta que la muestra en estudio es la estructura de la nave industrial de Promart y por lo analizado en las hipótesis específicas, validamos la hipótesis pues el análisis en mención nos permitió saber el nivel de desempeño sísmico de la estructura. Este análisis nos mostró que la estructura tiene una rigidez lateral débil y vulnerable en la dirección Y.

4.4.2. Hipótesis Específicas

1. La curva de capacidad de la estructura nos permitirá cuantificar su rigidez lateral, en ambas direcciones de análisis.

Supuestos:

- Se construyó el modelo de la estructura haciendo cumplir sus parámetros y valores necesarios.
- Se realizó los cálculos necesarios para la muestra seleccionada, nave industrial de Promart, para la obtención de valores de cortante basal y desplazamiento en el nodo de control.

Regla de decisión:

- Valores de cortante basal (Ton).
- Valores de desplazamiento lateral en el punto de control (cm).

Cálculo:

El cálculo de los valores se hizo en la sección 4.1.1, por lo que se tiene una decisión para la presente hipótesis.

Decisión:

Validamos la presente hipótesis, debido a que los resultados son consistentes al construir una curva de capacidad donde existe un tramo elástico y un posterior tramo inelástico en el comportamiento de la estructura.

2. El cálculo del punto de desempeño para cada sismo de análisis, nos permite determinar si la estructura cumple con los niveles mínimos de desempeño sísmico.

Supuestos:

- Se construyó el modelo de la estructura haciendo cumplir sus parámetros y valores necesarios.



- Se realizó los cálculos necesarios para la muestra seleccionada, nave industrial de Promart, para la obtención de valores del punto de desempeño y ver si se cumple con los niveles mínimos de desempeño sísmico.

Regla de decisión:

- Sectorización de la curva de capacidad.
- Punto y nivel de desempeño de la estructura para los sismo de análisis.

Cálculo:

El cálculo de los valores se hizo en la sección 4.1.2 y 4.2.3, por lo que se tiene una decisión para la presente hipótesis.

Decisión:

Validamos la presente hipótesis para el análisis en la dirección X, debido a que los resultados son consistentes al hacer el cálculo del punto de desempeño, esto último nos permite determinar que si se cumplen con los niveles mínimos de desempeño de la estructura para cada sismo de análisis. Al analizar en la dirección Y, no se cumplen con los niveles mínimos de desempeño sísmico, por lo tanto es necesario reforzar la estructura en esta dirección ya mencionada.

3. Al realizar una intervención estructural, está mejorará su desempeño sísmico.

Supuestos:

- Se construyó el modelo de la estructura haciendo cumplir sus parámetros y valores necesarios.
- Se realizó los cálculos necesarios para la muestra seleccionada, nave industrial de Promart, para la obtención de valores de cortante basal, desplazamiento en el nodo de control, del punto de desempeño y ver si se cumple con los niveles mínimos de desempeño sísmico.

Regla de decisión:

- Valores de cortante basal (Ton).
- Valores de desplazamiento lateral en el punto de control (cm).
- Sectorización de la curva de capacidad.
- Nivel de desempeño de la estructura para los sismo de análisis.

Cálculo:

El cálculo de los valores se hizo en la sección 4.3, por lo que se tiene una decisión para la presente hipótesis.

Decisión:

Validamos la presente hipótesis, debido a que los resultados son consistentes al construir una curva de capacidad, al hacer el cálculo del punto de desempeño, esto último nos permite determinar si se cumplen con los niveles mínimos de desempeño de la estructura para cada sismo de análisis.



Capítulo 5

Conclusiones

De los resultados que se obtuvieron al realizar el Análisis Estático No Lineal a la estructura en estudio se llegó a las siguientes conclusiones:

- Al observar la curva de capacidad en cada dirección de análisis, se desprende que la dirección X de la estructura tiene muy buena rigidez lateral, mientras que la dirección Y es vulnerable debido a su baja rigidez lateral.
- Al analizar en la dirección X de la estructura, frente a un sismo frecuente, sismo ocasional y sismo raro se alcanza un nivel de desempeño Totalmente Operacional, y frente a un sismo muy raro se alcanza un nivel de desempeño Operacional. Se debe tener en cuenta que, para los 4 niveles de amenaza sísmica definidos por el Comité VISION 2000 de la SEAOC, se cumplen con los niveles mínimos de desempeño sísmico para estructuras esenciales que es nuestro caso de estudio.
- Al analizar en la dirección Y de la estructura, frente a un sismo frecuente, sismo ocasional y sismo raro se alcanza un nivel de desempeño Operacional, y frente a un sismo muy raro se alcanza un nivel de desempeño Cerca al Colapso. Se debe tener en cuenta que, para los 4 niveles de amenaza sísmica definidos por el Comité VISION 2000 de la SEAOC, no se cumplen con los niveles mínimos de desempeño sísmico para estructuras esenciales que es nuestro caso de estudio. Por lo tanto requiere una intervención estructural.
- Para cumplir con los niveles mínimos de desempeño sísmico, en la dirección Y de la estructura, se sugirió como plan de intervención el reforzamiento de los arriostres de la estructura. Para lograr este fin se reemplazó las barras de acero liso de $\phi 3/4$ " por $\phi 1$ " y además se agregó arriostres de $\phi 1$ " a los pórticos, con esto se logra tener una mayor rigidez lateral que cumple con los niveles de desempeño establecido de acuerdo al Comité VISION 2000.
- Al analizar en la dirección Y de la estructura reforzada, frente a un sismo frecuente y sismo ocasional se alcanza un nivel de desempeño Totalmente Operacional, y frente a un sismo raro y sismo muy raro se alcanza un nivel de desempeño Operacional. Se debe tener en cuenta que, para los 4 niveles de amenaza sísmica definidos por el Comité VISION 2000 de la SEAOC, se cumplen con los niveles mínimos de desempeño sísmico para estructuras esenciales que es nuestro caso de estudio.



Capítulo 6

Recomendaciones

6.1. Recomendaciones

- Para este tipo de estructura que se estudio, se recomienda que se hagan reforzamientos en la dirección vulnerable Y. Este reforzamiento permitirá que la estructura tenga un mejor desempeño sísmico.
- Implementar un programa para obtener la representación bilineal de la curva capacidad. De esta manera se podrán cuantificar los valores de desplazamiento y la fuerza lateral del punto de control en cualquier punto de esta representación bilineal de la curva capacidad.
- Utilizar el programa PERFORM-3D para el análisis no lineal y la evaluación del desempeño estructural.
- En estructuras que soporten grandes esfuerzos de corte cabe la posibilidad de tener fallas en sus elementos por la formación de rótulas plásticas por esfuerzo de corte. Es necesario tener en cuenta este tipo de fallas para hacer sus análisis respectivos.
- Utilizar programas que tomen en cuenta el comportamiento inelástico de las conexiones existentes en este tipo de estructuras de acero.

6.2. Futuras líneas de investigación

- Estudiar el desempeño sísmico de naves industriales arriostrados con elementos robustos, que trabajen a compresión y/o tensión.
- Estudiar el comportamiento sísmico de los sistemas estructurales de acero existentes en el país, como los pórticos concéntricamente arriostrados (CBF), pórticos excéntricamente arriostrados (EBF) y pórticos resistentes a momentos (MF).
- Utilizar procedimientos más avanzados para estudiar el desempeño sísmico de estructuras de acero, como el uso de los análisis dinámicos no lineales, entre otros. Estos podrían permitir obtener resultados más precisos.
- Estudiar el comportamiento inelástico en estructuras de acero de varios pisos, que soporten grandes fuerzas cortantes y tener en cuenta la formación de rótulas plásticas por esfuerzo de corte.



Referencia Bibliográfica

- Manual de Estructuras de Acero, cuaderno número 06.* SIDETUR. Disponible en <https://bit.ly/2Vf7TIU>.
- (1995a). *SAP2000 Web Tutorial 1.* Computers and Structures, Inc. Disponible en <https://bit.ly/2YiupMF>.
- (1995b). *SAP2000 Web Tutorial 2.* Computers and Structures, Inc. Disponible en <https://bit.ly/2vJCRYT>.
- (2006). *Norma técnica E.090 Estructuras Metálicas.* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Disponible en <https://bit.ly/2WHDJZO>.
- (2016). *Norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente.* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Disponible en <https://bit.ly/2WHDJZO>.
- Aguiar Falconi, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño.* Centro de Investigaciones Científicas, 1ra edición. Disponible en <https://bit.ly/2Wzk7aA>.
- Aguiar Falconi, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios.* Centro de Investigaciones Científicas, 1ra edición. Disponible en <https://bit.ly/2Lr7DR7>.
- Albarracín Ñiquen, P. J. y Gallo Liendo, E. J. (2010). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1 %. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. Disponible en <https://bit.ly/2JqpaGn>.
- Alvear S., J. y Ruales, J. L. (2014). Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixto. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Disponible en <https://bit.ly/2DTndic>.
- ASCE/SEI (2014). *ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* American Society of Civil Engineers ASCE, Reston, Virginia 20191. Disponible en <https://bit.ly/2JwCDg7>.
- ATC-40 (1996). *ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete building.* Seismic Safety Commission, California. Disponible en <https://bit.ly/2V8PG9B>.
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zona de amenaza alta y moderada.* Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña. Disponible en <https://bit.ly/2J7oV3O>.
- Borda Meza, L. M. y Pastor Dulanto, A. E. (2007). Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. Disponible en <https://bit.ly/2YdWUuU>.



- Borja Suárez, M. (2012). Metodología de la investigación científica para ingenieros. Disponible en <https://bit.ly/2ox8Wz8>.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., y Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill Education, 2da edición. Disponible en <https://bit.ly/2J63aBt>.
- Cisneros Ayala, R. (2014). Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la escuela profesional de ingeniería civil. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga. Disponible en <https://bit.ly/2H4AQvQ>.
- Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 4ta edición. Disponible en <https://bit.ly/2Wyc0uN>.
- Díaz López, L. A. y Santos Cavalho, D. J. (2013). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones y aceptando una deriva máxima de 1%. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. Disponible en <https://bit.ly/2DUIZSx>.
- Del Re Ruiz, G. (2006). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar el desempeño sísmico en estructuras aporticadas de concreto armado. Tesis de máster, Universidad Central de Venezuela. Disponible en <https://bit.ly/2vLjUoY>.
- Delgadillo Alanya, J. E. (2005). Análisis no lineal de estructuras y la norma e-030. Tesis de máster, Universidad Nacional de Ingeniería. Disponible en <https://bit.ly/2VloObt>.
- FEMA-356 (2000). *FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. American Society of Civil Engineers ASCE, Washington, D.C. Disponible en <https://bit.ly/2vMXfbP>.
- Galvéz Chunas, V. A. (2011). Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. Disponible en <https://bit.ly/2Wug8fb>.
- García Núñez, R. A. (2009). Análisis sísmico no lineal de la estructura de soporte de una caldera de potencia usando fna. Tesis de máster, Pontificia Universidad Católica de Chile. Disponible en <https://bit.ly/2H6xhVW>.
- Garza, L., Lara, L., y Posada, J. (2005). Resistencia a la compresión de ángulos dobles separados. *Dyna*. Disponible en <https://bit.ly/2VaOmTq>.
- Guevara Morales, N. E., Osorio Rodriguez, S. A., y Arturo Vargas, E. (2006). Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (pushover). Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Universidad de El Salvador. Disponible en <https://bit.ly/2V96jC3>.
- Hernández, E. Manual de aplicación del programa sap2000 v14. Disponible en <https://bit.ly/2DU3fDO>.
- McCormac, J. C. y Csernak, S. F. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V., 5ta edición. Disponible en <https://bit.ly/2H8Vtbm>.
- Montaña Peña, M. A. (2010). Análisis “push-over” de edificios con pórticos de acero en bogotá. Tesis de máster, Universidad Politécnica de Cataluña. Disponible en <https://bit.ly/2VXb4mM>.



- Muñoz Pelaez, J. A. Respuesta inelástica de estructuras. Guía para el curso de Ingeniería sismorresistente.
- Negrín Hernández, A. y Chávez Zelaya, A. Armaduras y su eficiencia estructural. Disponible en <https://bit.ly/2H7ui0t>.
- Park, R. y Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. Limusa, 4ta edición. Disponible en <https://bit.ly/2vH3CgK>.
- Quiroz Torres, L. (2014). *Análisis y diseño de estructuras con SAP 2000 v.15*. Empresa Editorial Macro EIRL, 2da edición.
- Schodek, D. L. y Bechthold, M. (2014). *Structures*. Pearson, 7ma edición. Disponible en <https://bit.ly/2Ye4RQQ>.
- SEAOC (1995). *Performance based seismic engineering of buildings*. SEAOC, Vision 2000, San Francisco. Disponible en <https://bit.ly/2VgptFT>.
- Silva Bastidas, E. A. (2006). Análisis de edificios de acero con irregularidades de rigidez en altura sujetos a cargas monotónicamente crecientes. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile. Disponible en <https://bit.ly/2DWKtvA>.
- Toledo Espinoza, V. (2011a). Ingeniería sísmica basada en desempeño. Disponible en <https://bit.ly/2vKn4ZM>.
- Toledo Espinoza, V. (2011b). Pushover - análisis no lineal estático en edificios de concreto armado. Disponible en <https://bit.ly/303tX6I>.



Anexos



Anexo A

Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales - Componentes de Acero Estructural



Tabla A.1: Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales - Componentes de Acero Estructural

Componente o Acción	Parámetros de Modelación			Criterios de Aceptación		
	Ángulo de Rotación Plástica, Radianes	Ratio de Resistencia Residual	Ratio de Resistencia Residual	Ángulo de Rotación Plástica, Radianes		
				a	b	CP
Vigas - Flexión				IO	LS	CP
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Otro	Se realizará una interpolación lineal entre las condiciones a. y b. para las compacidades de ala (primer término) y alma (segundo término), y el resultado de menor valor debe ser usado					
Columnas - Flexión ^{a,b}						
Para $P/P_{CL} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Otro	Se realizará una interpolación lineal entre las condiciones a. y b. para las compacidades de ala (primer término) y alma (segundo término), y el resultado de menor valor debe ser usado					
Para $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	$-c$	$-d$	0.2	$0.25\theta_y$	$-e$	$-d$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
c. Otro	Se realizará una interpolación lineal entre las condiciones a. y b. para las compacidades de ala (primer término) y alma (segundo término), y el resultado de menor valor debe ser usado					

^a Se debe permitir que las columnas con momento o los marcos arriostrados se diseñen para la fuerza máxima entregada por los miembros de conexión. Para columnas rectangulares o cuadradas, reemplace $b_f/2t_f$ con b/t , reemplace 52 con 110, y reemplace 65 con 190.

^b Columnas con $P/P_{CL} > 0.5$ se considerarán controladas por fuerza.

^c Rotación plástica = $11(1 - 5/3P/P_{CL})/\theta_y$, en el plano de flexión.

^d Rotación plástica = $17(1 - 5/3P/P_{CL})/\theta_y$, en el plano de flexión.

^e Rotación plástica = $14(1 - 5/3P/P_{CL})/\theta_y$, en el plano de flexión.

Fuente: Adaptado de la Tabla 9-6 (ASCE/SEI, 2014, p.154)



Tabla A.2: Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Procedimientos No Lineales - Componentes de Acero Estructural

Componente o Acción	Parámetros de Modelación			Criterios de Aceptación		
	Deformación Plástica	Ratio de Resistencia		Deformación Plástica		
		a	b	c	IO	LS
Arriostres en Compresión (excepto arriostres EBF) ^{a,b}						
a. Esbelto $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L en el plano ^c , 2C en el plano ^c	0.5 Δ_C	10 Δ_C	0.3	0.5 Δ_C	8 Δ_C	10 Δ_C
2. 2L fuera del plano ^c , 2C fuera del plano ^c	0.5 Δ_C	9 Δ_C	0.3	0.5 Δ_C	7 Δ_C	9 Δ_C
3. HSS, pipes, tubos	0.5 Δ_C	9 Δ_C	0.3	0.5 Δ_C	7 Δ_C	9 Δ_C
4. Ángulo simple	0.5 Δ_C	12 Δ_C	0.3	0.5 Δ_C	9 Δ_C	12 Δ_C
b. Robusto ^d $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L en el plano ^c , 2C en el plano ^c	1 Δ_C	8 Δ_C	0.5	0.5 Δ_C	7 Δ_C	8 Δ_C
2. 2L fuera del plano ^c , 2C fuera del plano ^c	1 Δ_C	7 Δ_C	0.5	0.5 Δ_C	6 Δ_C	7 Δ_C
3. HSS, pipes, tubos	1 Δ_C	7 Δ_C	0.5	0.5 Δ_C	6 Δ_C	7 Δ_C
c. Intermedio	Se utilizará la interpolación lineal entre los valores para arriostres esbeltos y robustos (después de la aplicación de todos los modificaciones aplicadas).					
Arriostres en Tensión (excepto arriostres EBF) ^{e,f,g}						
1. W	10 Δ_T	13 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	10 Δ_T	13 Δ_T
2. 2L	9 Δ_T	12 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	9 Δ_T	12 Δ_T
3. HSS	9 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	11 Δ_T
4. Pipe	8 Δ_T	9 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	7 Δ_T	9 Δ_T
4. Ángulo simple	10 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	10 Δ_T
Vigas, columnas en tensión (excepto vigas, columnas en EBF) ^e						
Arriostres de pandeo restringido ^{h,i,j}	5 Δ_T	7 Δ_T	1.0	0.5 Δ_T	6 Δ_T	7 Δ_T
Arriostres de pandeo restringido ^{h,i,j}	13.3 Δ_y	13.3 Δ_y	1.0	3.0 Δ_y	10 Δ_y	13.3 Δ_y

^a Δ_C es la deformación axial a la carga de pandeo esperada.

^b Además de la consideración de la capacidad de conexión de acuerdo con la Sección 9.5.2.4.1, los valores para los arriostres deben modificarse para la solidez de la conexión de la siguiente manera: Cuando las conexiones del arriostre no cumplan con los requisitos de AISC 341, Sección F2.6, los criterios de aceptación deben multiplicarse por 0.8, a menos que las conexiones y su comportamiento se hayan incluido explícitamente en el modelo.

^c Costuras para las secciones armadas: Cuando las costuras para las secciones armadas no cumplan con los requisitos de AISC 341, Sección F2.5b, los valores de *a*, *b*, y todos los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.5.

^d Compacidad de la sección: Los parámetros de modelación y criterios de aceptación se aplican a las secciones de los arriostres que están rellenos de concreto o son sísmicamente compactas de acuerdo con la Tabla D1.1 del AISC 341. Cuando la sección del arriostre no es compacta de acuerdo con la Tabla B4.1 del AISC 360, los criterios de aceptación será multiplicado por 0.5. Para condiciones de compacidad intermedias, los criterios de aceptación se multiplicarán por un valor determinado de interpolación lineal entre los casos sísmicamente compactos y los no compactos.

^e Δ_T es la deformación axial a la carga de tracción esperada de fluencia.

^f Para arriostramiento solo de tensión, los criterios de aceptación se dividirán por 2.0. Para arriostramiento con varillas, se deben usar los parámetros de modelado y criterios de aceptación especificados para el tubo en tensión, y luego los criterios de aceptación se deben dividir por 2.0.

^g Además de tener en cuenta la capacidad de conexión de acuerdo con la Sección 9.5.2.4.1, los valores para los arriostres deben modificarse para la solidez de la conexión de la siguiente manera: Cuando las conexiones del arriostre no cumplan con los requisitos de AISC 341, Section F2.6, los criterios de aceptación se multiplicará por 0.8, excepto para IO, a menos que las conexiones y su comportamiento se hayan incluido explícitamente en el modelo.

^h Δ_y es la deformación axial en la capacidad de arriostre esperada según la Sección 9.5.4.2.2

ⁱ La deformación máxima del núcleo de BRB no debe exceder el 2.5%.

^j Si las pruebas para demostrar el cumplimiento con la Sección 9.5.4.4.3 no están disponibles, los criterios de aceptación y los parámetros de modelado se multiplicarán por 0.7.

Fuente: Adaptado de la Tabla 9-7 (ASCE/SEI, 2014, p.156)

Anexo B

Manual de evaluación de desempeño sísmico de la estructura de la nave industrial para distintos niveles de amenaza sísmica

B.1. Selección de los Objetivos de Desempeño

Los objetivos del diseño sísmico por desempeño está en función de la importancia que tiene la edificación.

Tabla B.1: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 200 Committee, 1995)

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	*	×	×	×
Ocasional (72 años)	•	*	×	×
Raro (475 años)	◇	•	*	×
Muy Raro (970 años)		◇	•	*

× Desempeño inaceptable

* Estructuras básicas, como residencias y oficinas

• Estructuras esenciales/riesgosas, como hospitales, destacamentos militares, bomberos, etc.

◇ Estructuras de seguridad crítica

Fuente: Adaptado de (Bonett Díaz, 2003, p.59)



B.2. Obtención de Espectros Elásticos

Para obtener estos espectros se utiliza los valores de la Tabla B.2.

Tabla B.2: Parámetros para la obtención del espectro de demanda del sismo raro

Parámetros	
Factor de zona, Z	0.45
Factor de uso o importancia, U	1.30
Factor de amplificación sísmica, C	*
Factor de amplificación del suelo, S	1.00
Período que define la plataforma del factor C , T_P	0.40
Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante, T_L	2.5
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R^1	1.00
Aceleración de la gravedad, g^2	1.00

1. R se toma como la unidad por ser un espectro elástico

2. El valor de $9.81m/s^2$ se introduce internamente en el programa computacional

* Para $T < T_P \rightarrow C = 2.5$, $T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$,

$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right)$

Fuente: Elaboración propia

■ Sismo Raro

El espectro del sismo raro es el mismo de la Norma E.030.

$$S_{ar} = \frac{ZUCS}{R}g$$

$$S_{dr} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ar}$$

■ Sismo Frecuente

Se obtiene dividiendo las ordenadas espectrales del Sismo Raro entre 3 y se ajusta multiplicando la forma espectral por f_a con un amortiguamiento ξ del 2%.

$$f_a = \left(\frac{5}{\xi} \right)^{0.04}$$

$$S_{af} = \frac{S_{ar}}{3} f_a$$

$$S_{df} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{af}$$



■ **Sismo Ocasional**

Se obtiene multiplicando las ordenadas espectrales del Sismo Frecuente por 1.4.

$$S_{ao} = 1.4S_{af}$$

$$S_{do} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{ao}$$

■ **Sismo Muy Raro**

Se obtiene multiplicando las ordenadas espectrales del Sismo Raro por 1.3.

$$S_{amr} = 1.3S_{ar}$$

$$S_{dmr} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{amr}$$

B.3. Resumen de Espectros Elásticos

En la Figura B.1 se muestra cuatro espectros elásticos, que se hallaron con las fórmulas del capítulo anterior. La aceleración de la gravedad (g) se tomó con un valor igual a la unidad, debido a que dentro del programa computacional se introducirá el valor como tal ($g = 9.81m/s^2$).

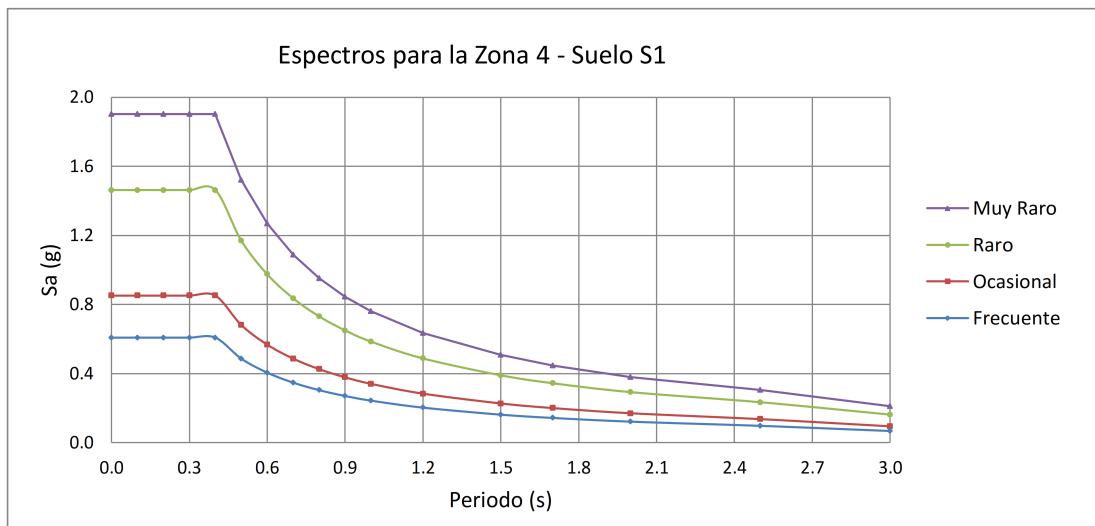


Figura B.1: Espectros Elásticos para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en formato Sa-T

Fuente: Elaboración propia

En la Figura B.2 se muestra cuatro espectros de demanda, que se hallaron con las fórmulas del capítulo anterior. En este gráfico se trabajó con la aceleración de la gravedad ($g = 9.81m/s^2$).

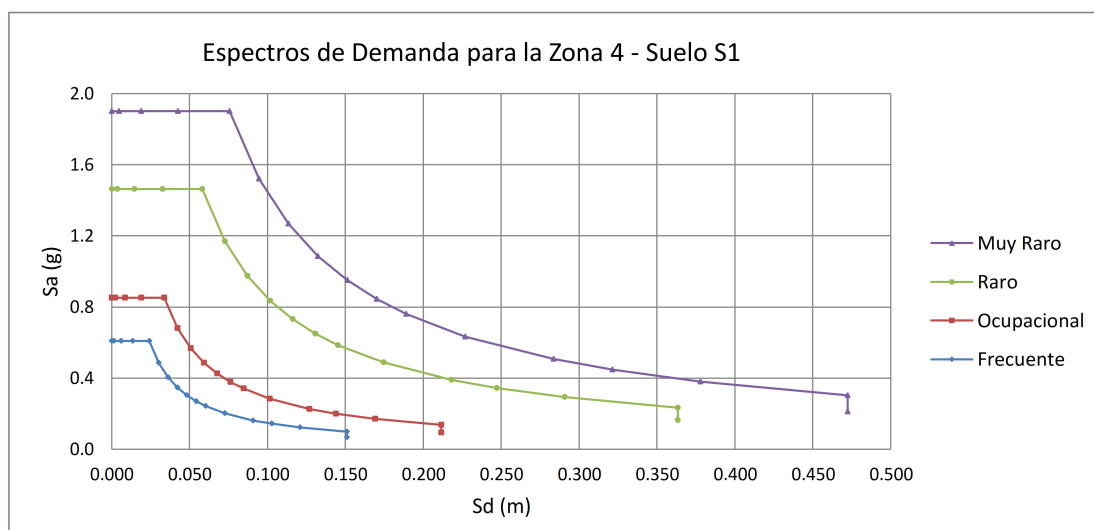


Figura B.2: Espectros de Demanda para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en formato Sa-Sd

Fuente: Elaboración propia

B.4. Definición de propiedades de la rótula (pushover)

1. Se define las propiedades de las rótulas en función a los esfuerzos que se presentan en los elementos. [Figura B.3]
2. Las rótulas por plastificaciones longitudinales se deben a la carga axial del elemento. [Figura B.4]
3. Las rótulas por flexo-compresión se deben a la interacción de la carga axial con el momento respecto a un eje del elemento. [Figura B.5]

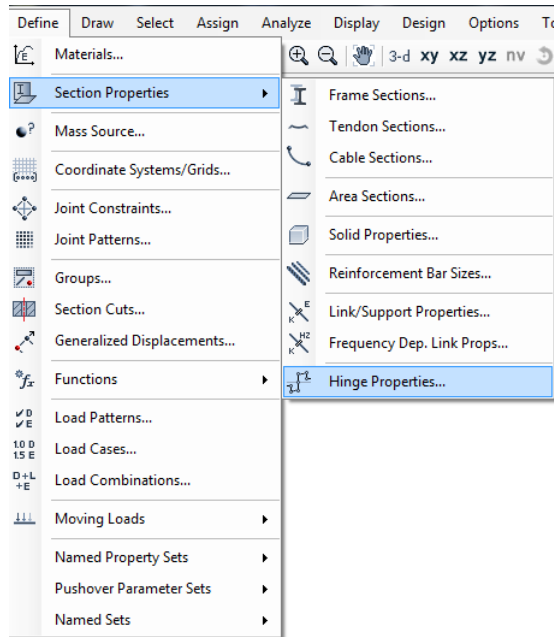


Figura B.3: Definición de propiedades

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

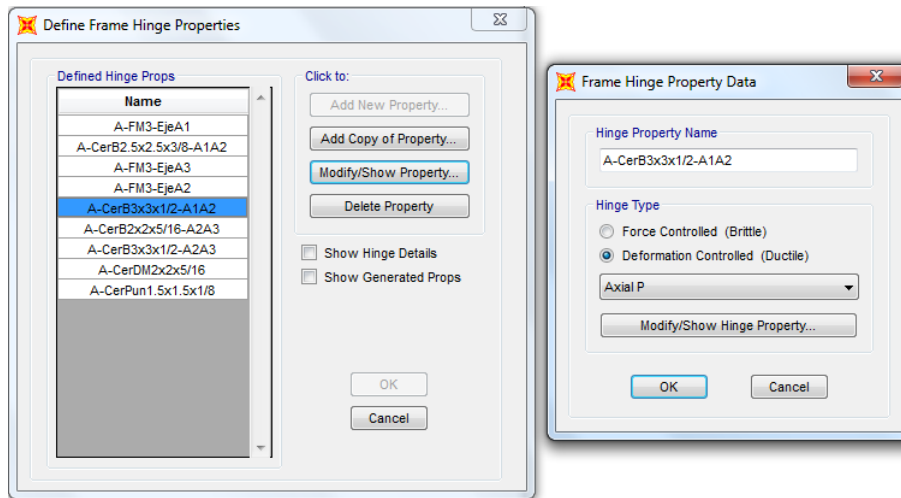


Figura B.4: Rótulas por carga axial

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

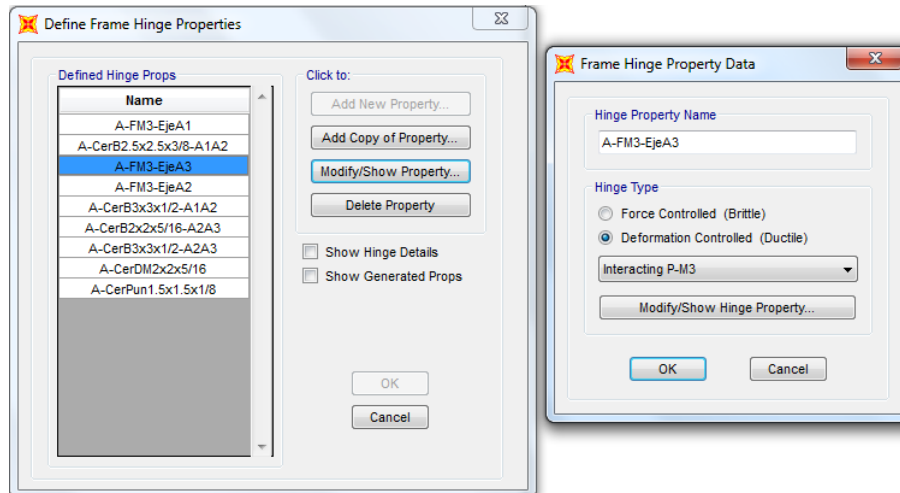


Figura B.5: Rótulas por flexo-compresión

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

B.5. Asignación de propiedades de la rótula (pushover)

1. Asignar las propiedades de rótulas a los elementos de las estructura. [Figura B.6]
2. Para las rótulas por carga axial (plastificaciones longitudinales) se asigna a los elementos a la mitad de su longitud (0.5). [Figura B.7]
3. Para las rótulas por flexo-compresión (interacción de carga axial y momento) se asigna a los elemento a una distancia de 0.025 y 0.975. Esto quiere decir que a esas distancias se forman las rótulas plásticas (a los extremos del elemento). [Figura B.8]

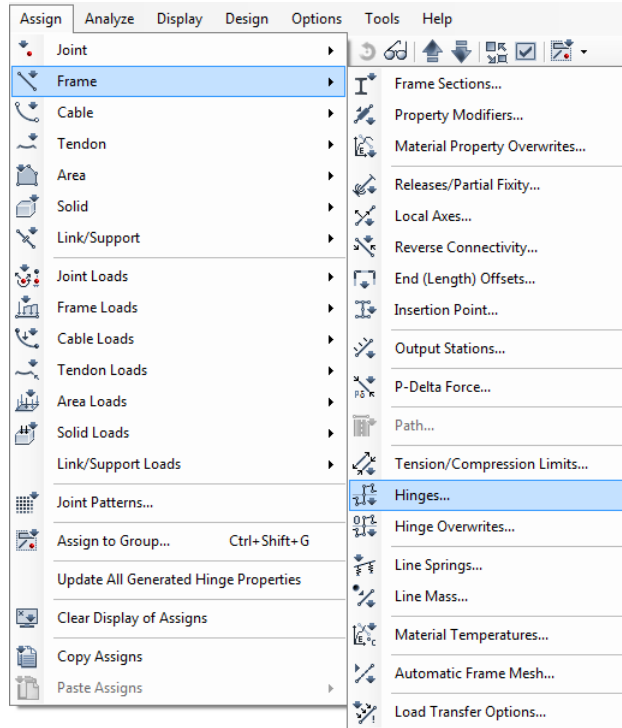


Figura B.6: Asignación de propiedades

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

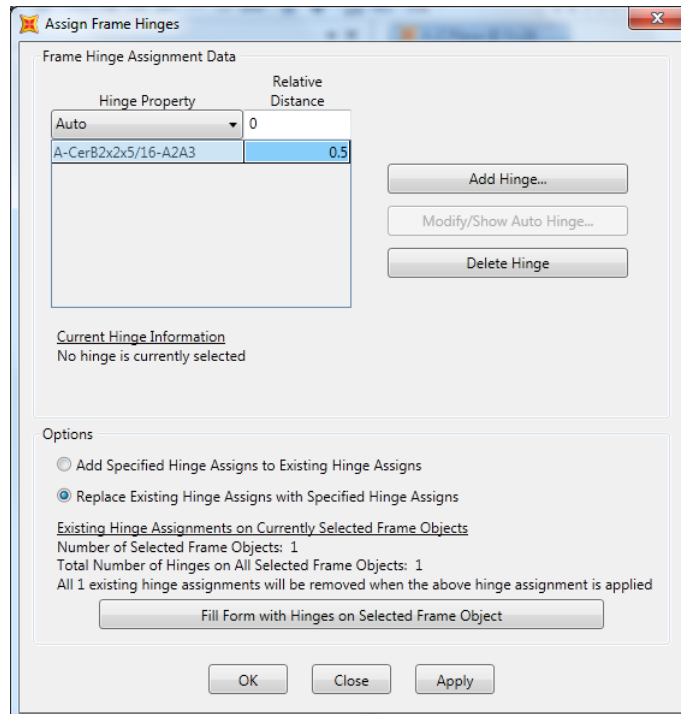


Figura B.7: Rótulas por carga axial a 0.5

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

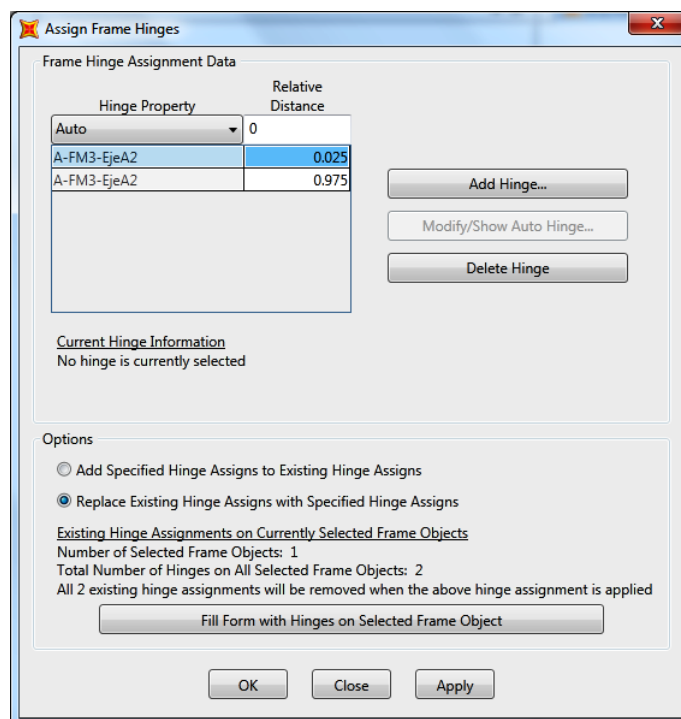


Figura B.8: Rótulas por flexo-compresión en los extremos

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

B.6. Visualización de las propiedades de las rótulas generadas (pushover)

1. Definir e ingresar los valores de las propiedades de la rótula plástica por carga axial. [Figura B.9]
2. Definir e ingresar los valores de las propiedades de la rótula plástica por interacción de la carga axial y momento. [Figura B.10]
3. Ingresar valores de los datos de la curva de rotación de momento. [Figura B.11]
4. Definir las opciones de la superficie de interacción de la carga axial y momento. [Figura B.12]

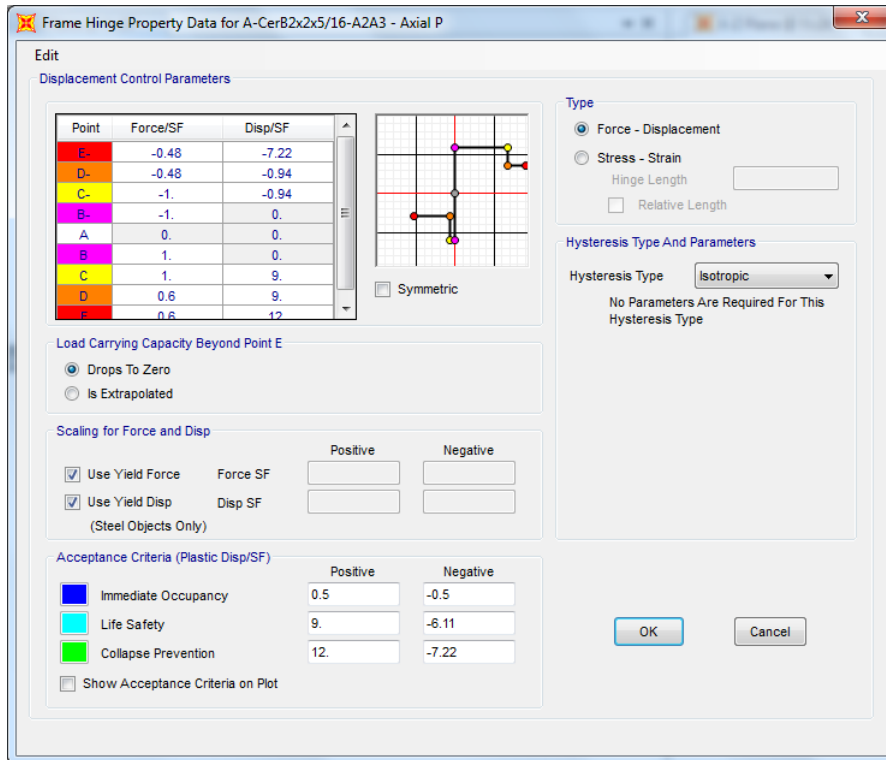


Figura B.9: Valores de las propiedades de rótula por carga axial

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

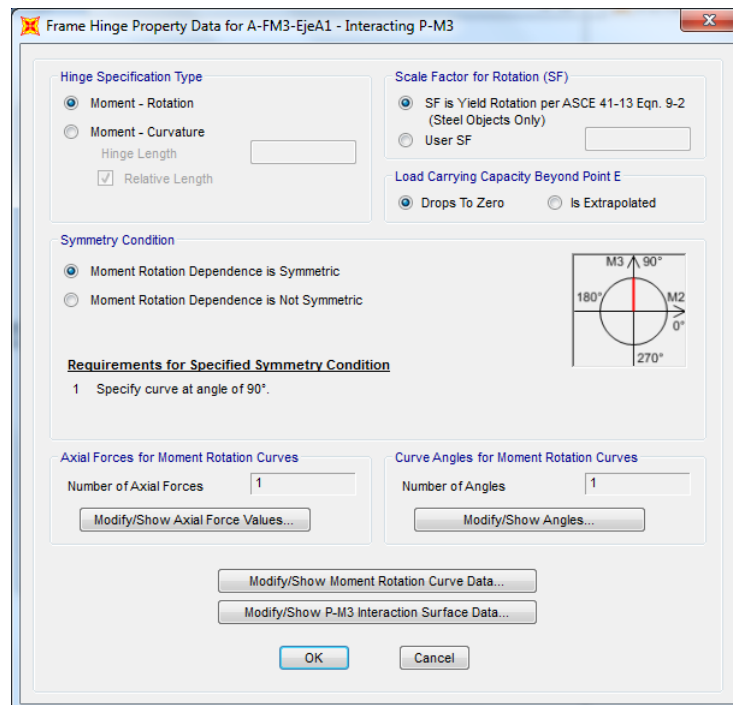


Figura B.10: Definir las propiedades de rótula por carga axial - momento

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

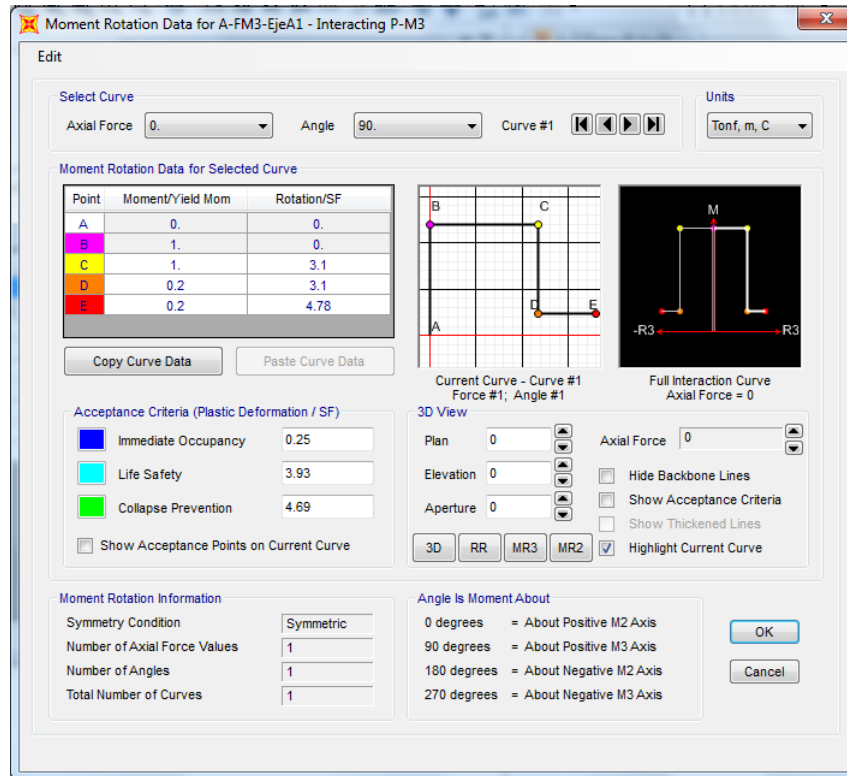


Figura B.11: Valores de las propiedades de rótula por carga axial - momento

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

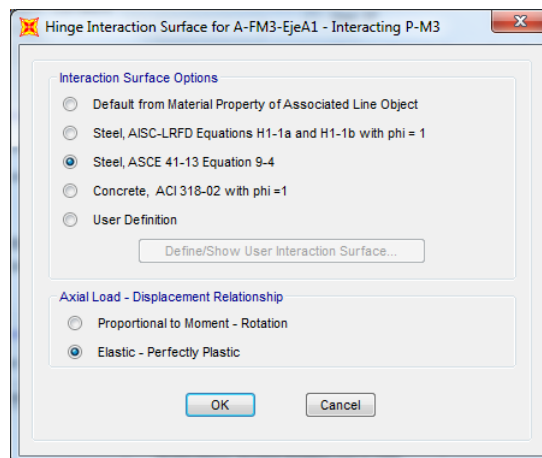


Figura B.12: Definir las opciones de superficie de interacción

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

B.7. Definición de casos del análisis pushover estático

1. Se define los casos de carga. [Figura B.13]
2. Se agrega y define el caso de carga no lineal gravitacional. [Figuras B.14 y B.15]



3. Se agrega y define el caso de carga no lineal lateral a partir del estado de carga no lineal gravitacional. [Figura B.16]
4. Se define el desplazamiento máximo del punto de control. [Figura B.17]
5. Se define el mínimo y máximo número de pasos salvados. [Figura B.18]
6. Se define los parámetros no lineales del análisis pushover. [Figura B.19]

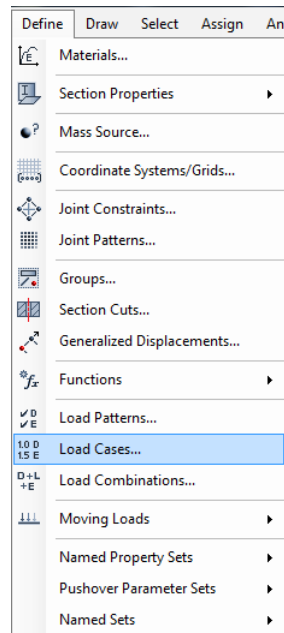


Figura B.13: Definir casos de carga

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

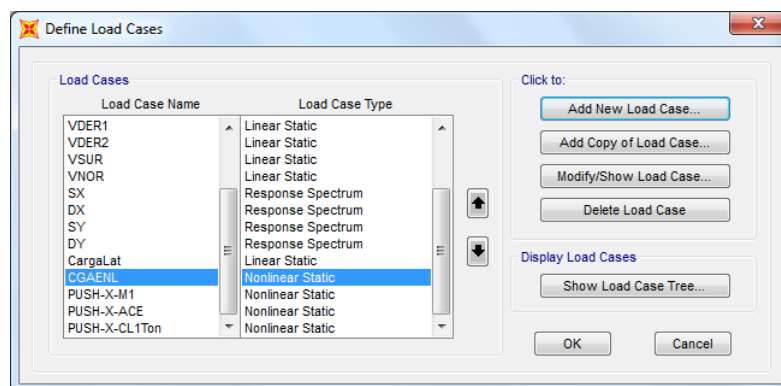


Figura B.14: Agregar el caso de carga no lineal gravitacional

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

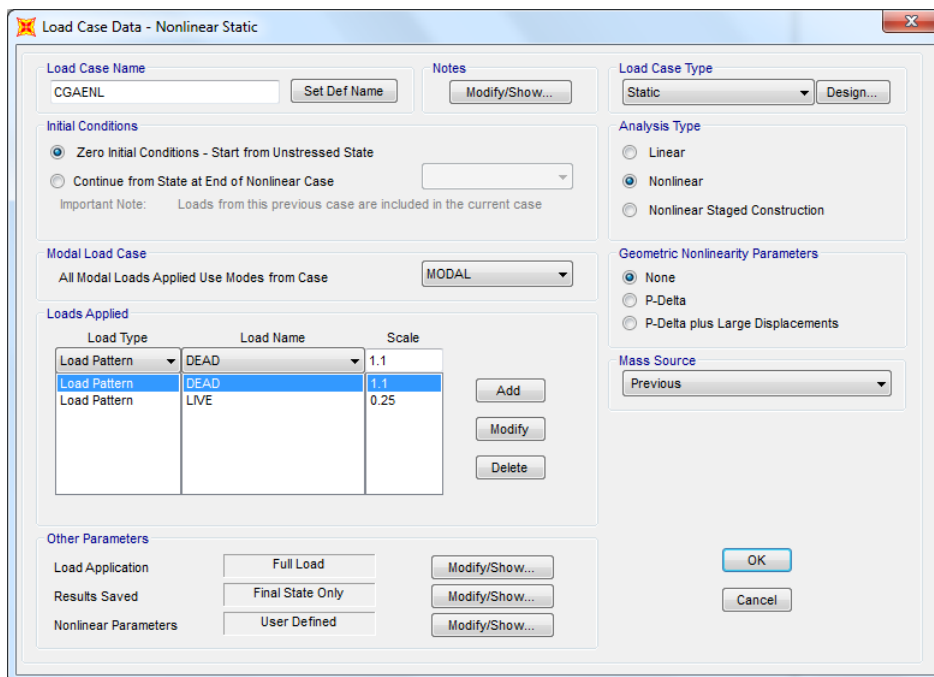


Figura B.15: Definir el caso de carga no lineal gravitacional

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

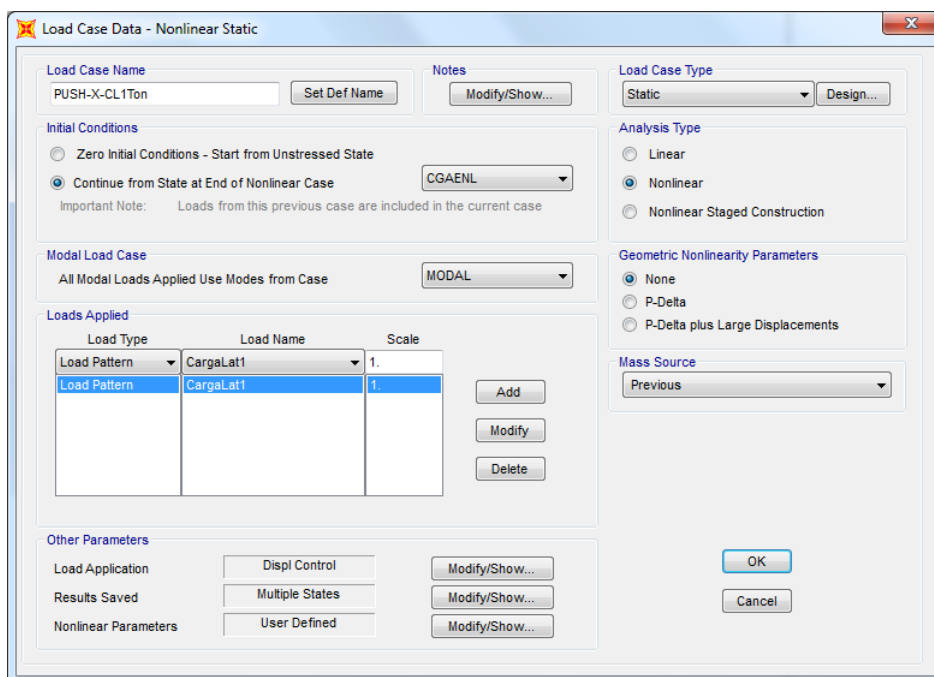


Figura B.16: Definir el caso de carga no lineal lateral

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

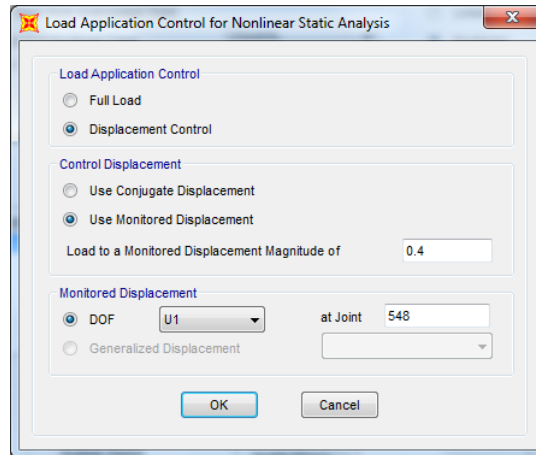


Figura B.17: Definir el desplazamiento máximo

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

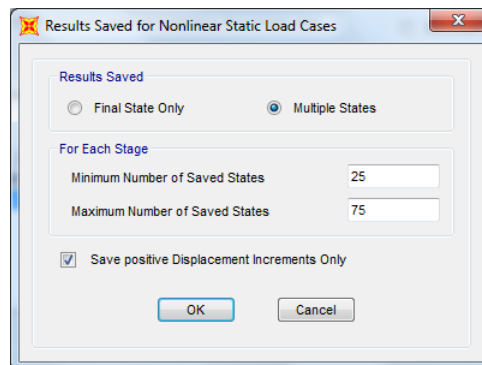


Figura B.18: Definir el máximo y mínimo número de pasos

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

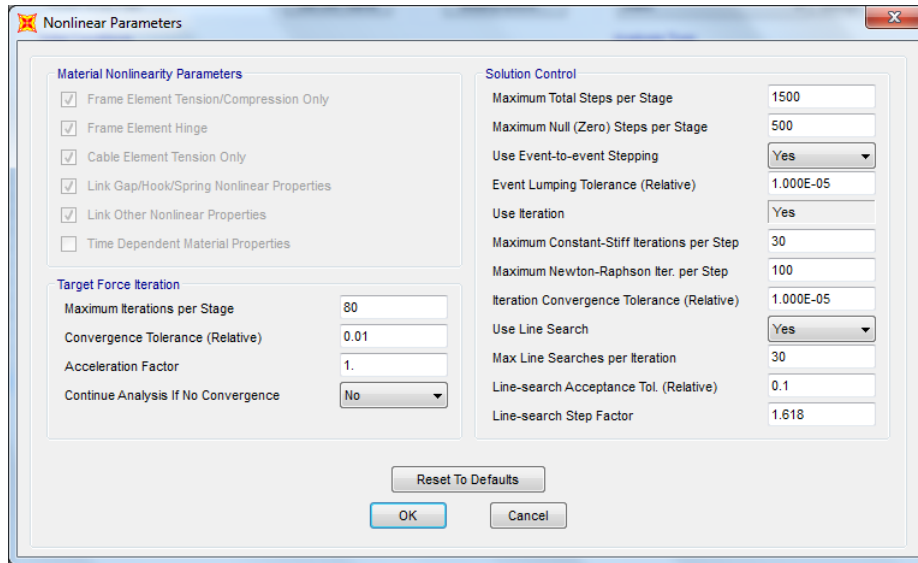


Figura B.19: Definir las parámetros no lineales

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

B.8. Ejecutando el análisis pushover

1. Corremos el análisis pushover. [Figura B.20]

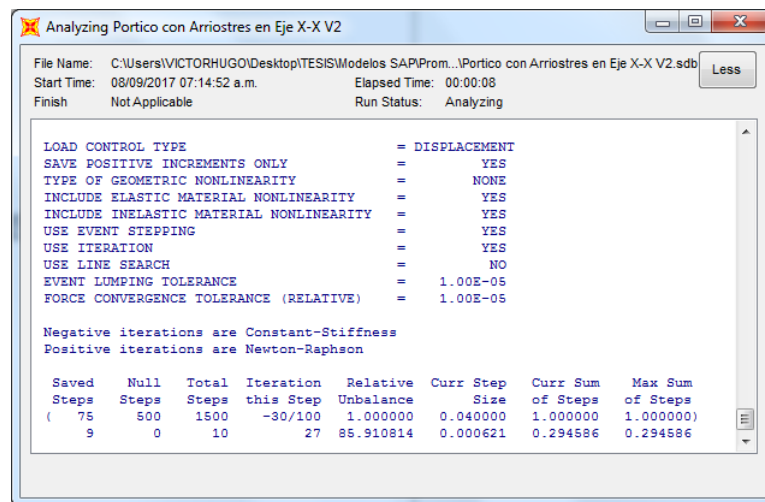


Figura B.20: Corremos el análisis

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

B.9. Visualización de la forma deformada del pushover y la secuencia de formación de la bisagra

1. Visualizar la deformada. [Figura B.21]
2. Se escoge el paso 25 para la deformada. [Figura B.22]



3. Se muestra la deformada del paso 10 y paso 25. [Figura B.23]

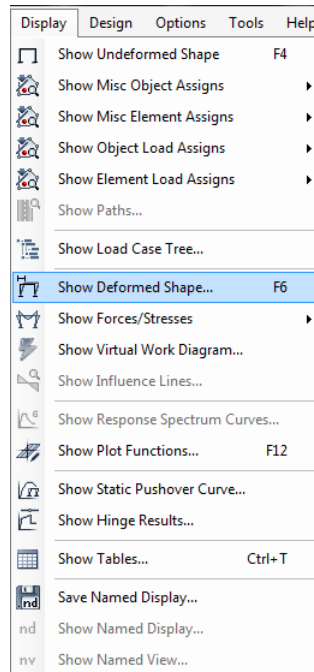


Figura B.21: Visualizar la deformada

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

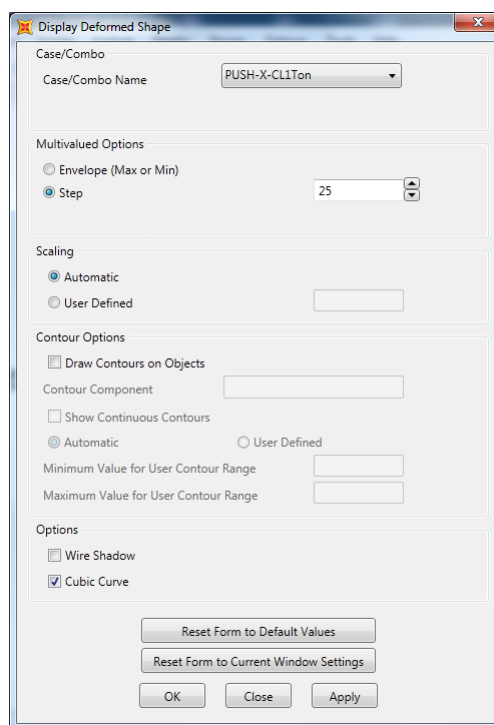


Figura B.22: Escoger el paso 25

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

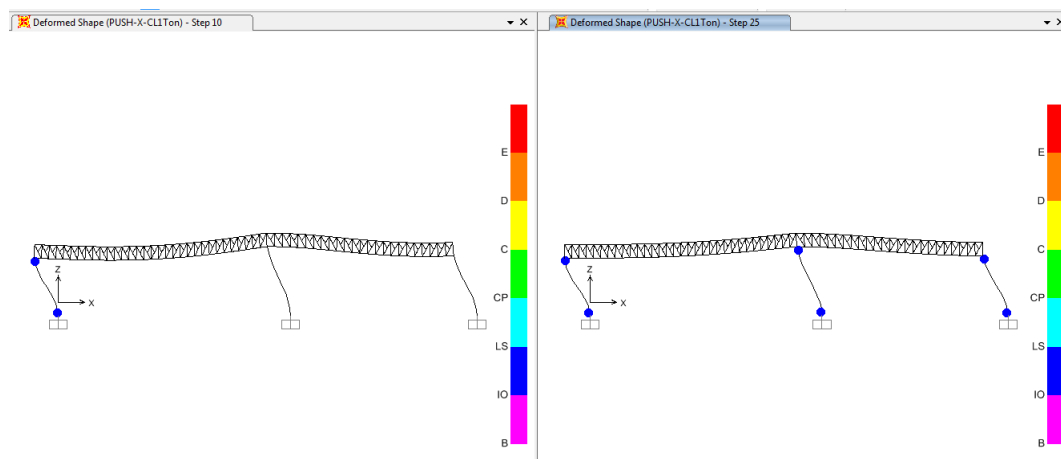


Figura B.23: Se muestra deformada del paso 10 y paso 25

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

B.10. Visualización de la curva de pushover, del espectro de capacidad y verificación de los objetivos mínimos de desempeño sísmico

1. Se visualiza la curva pushover. [Figura B.24]
2. La curva pushover es la gráfica de pares ordenados (desplazamiento vs cortante). [Figura B.25]
3. El programa SAP nos muestra el punto de desempeño para un sismo ocasional de acuerdo al FEMA 440. [Figura B.26]
4. Se sectoriza la curva de capacidad y se verifica si cumple con los objetivos de desempeño sísmico para cada sismo de análisis. [Figura B.27]



Figura B.24: Visualizar la curva pushover

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

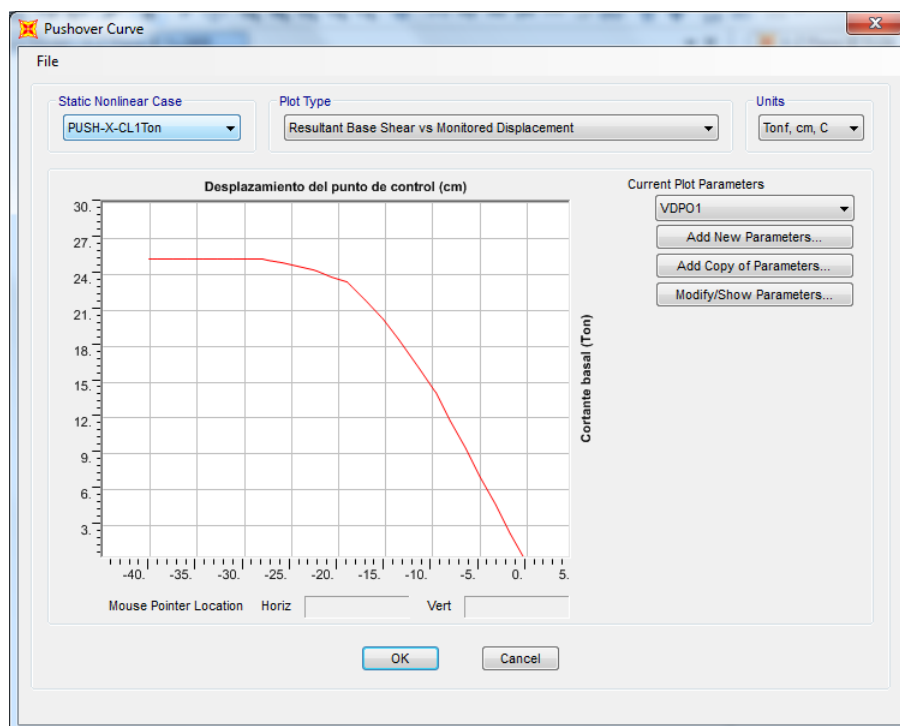


Figura B.25: Curva pushover

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

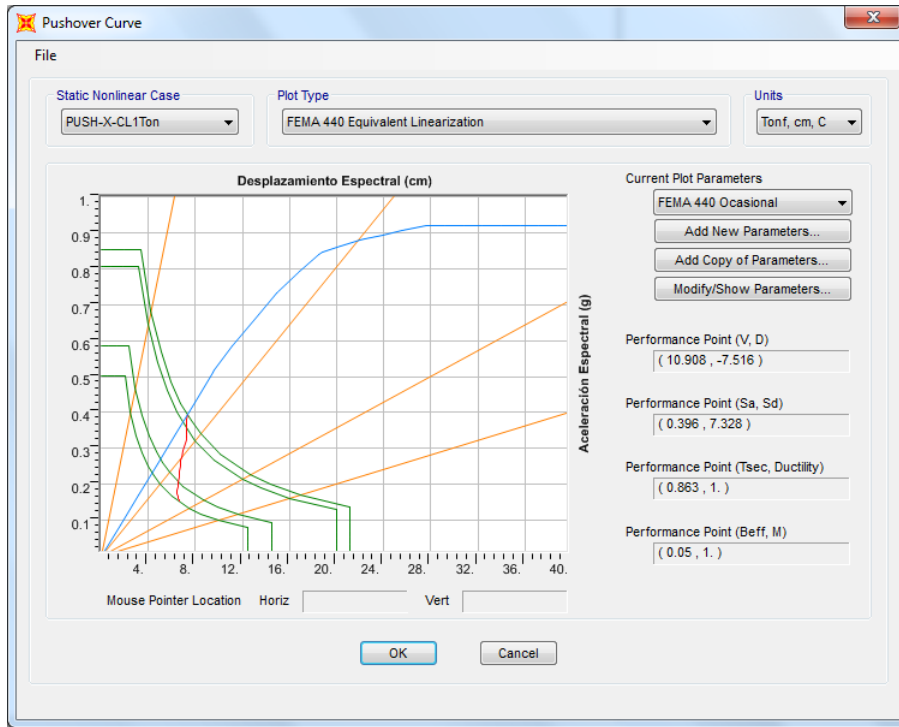


Figura B.26: Punto de desempeño para sismo ocasional

Fuente: Adaptado del programa SAP 2000

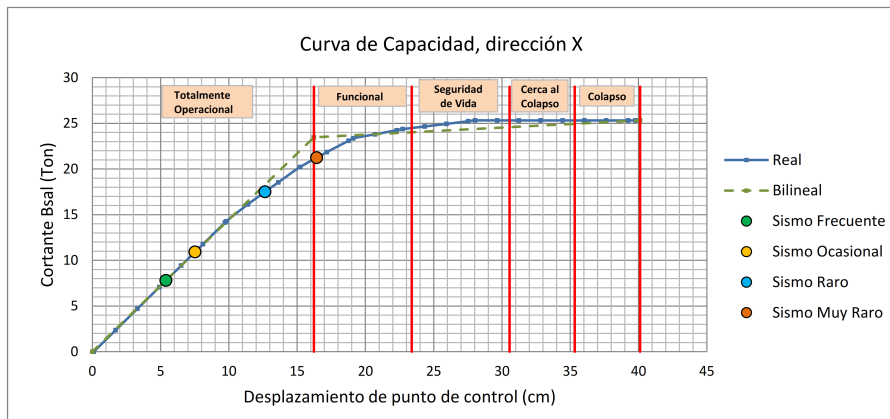


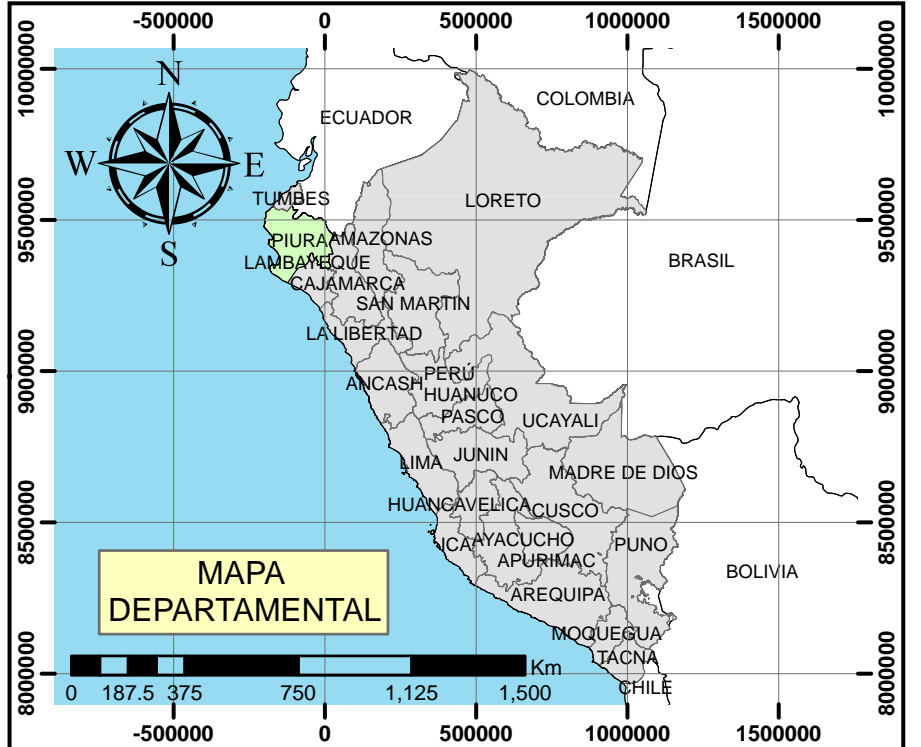
Figura B.27: Sectorización de la curva de capacidad

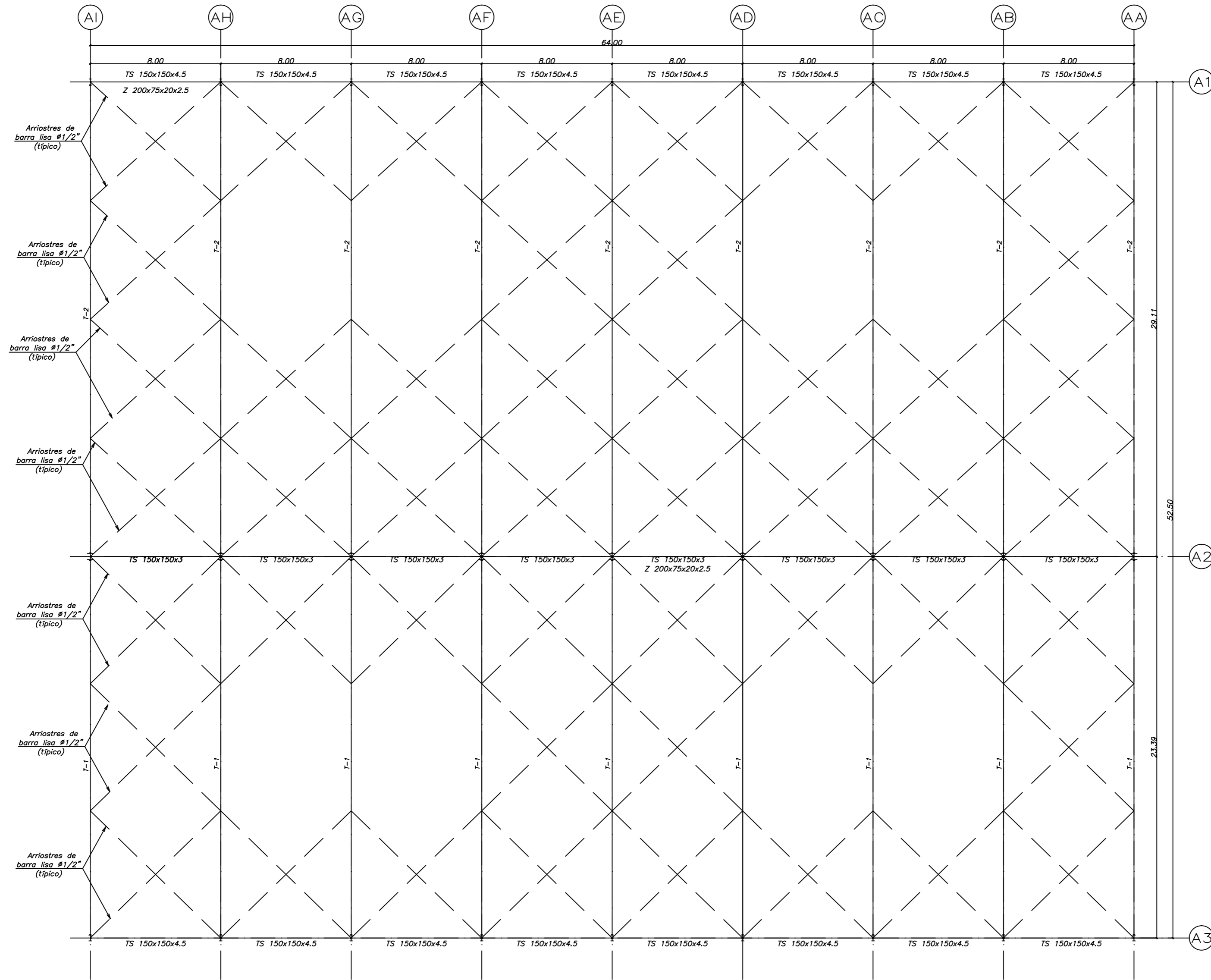
Fuente: Elaboración propia



Anexo C

Planos





LEYENDA

- INDICA VIGA CON CONEXIÓN SIMPLE
- INDICA VIGA CON CONEXIÓN RÍGIDA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

PROYECTO:
CENTRO COMERCIAL TALARA

PROPIETARIO :
SUPERMERCADOS PERUANOS S.A.

UBICACIÓN:
Talara, Piura

PLANO :
PLANTA DE TECHO METALICO PROMART

FUENTE :
EMPRESA CIRNA

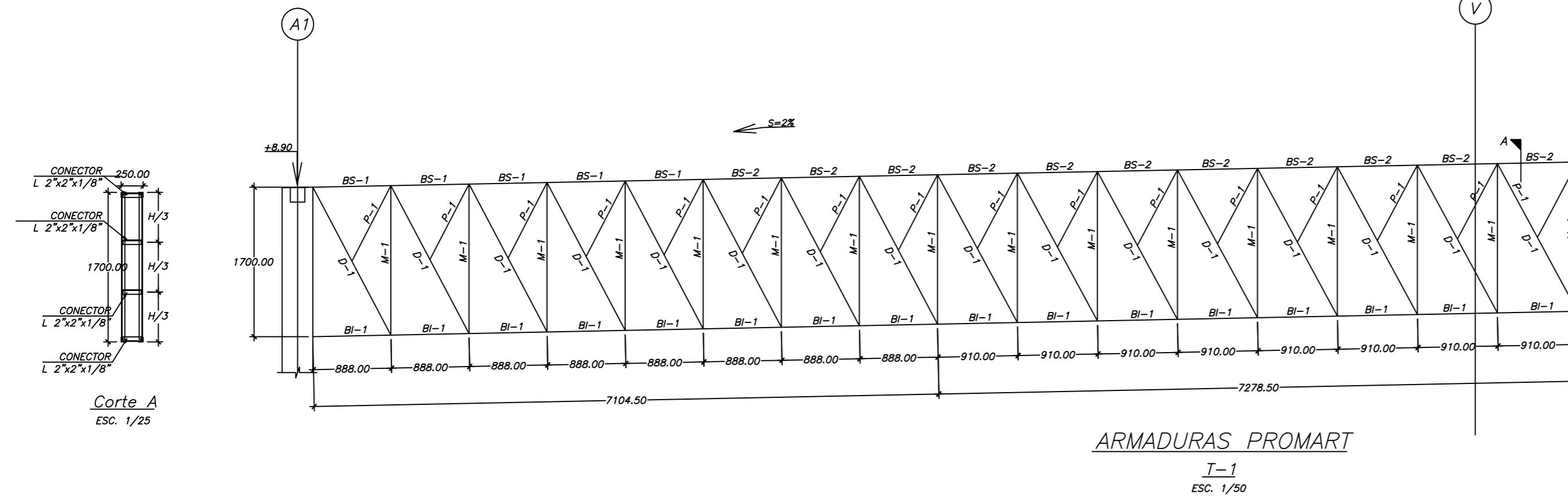
FECHA :
Abril 2015

ARCHIVO CAD :
E-01

ESCALA :
INDICADA

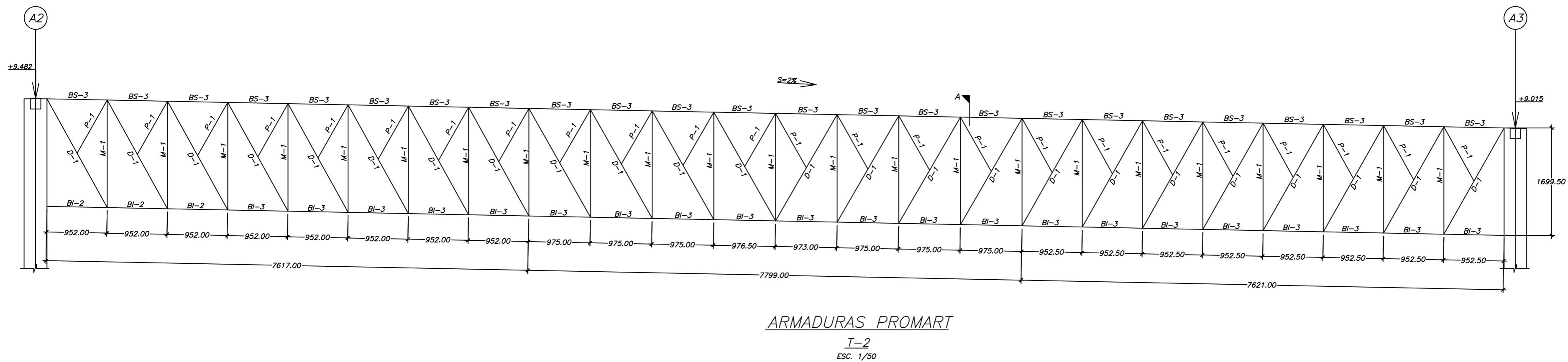
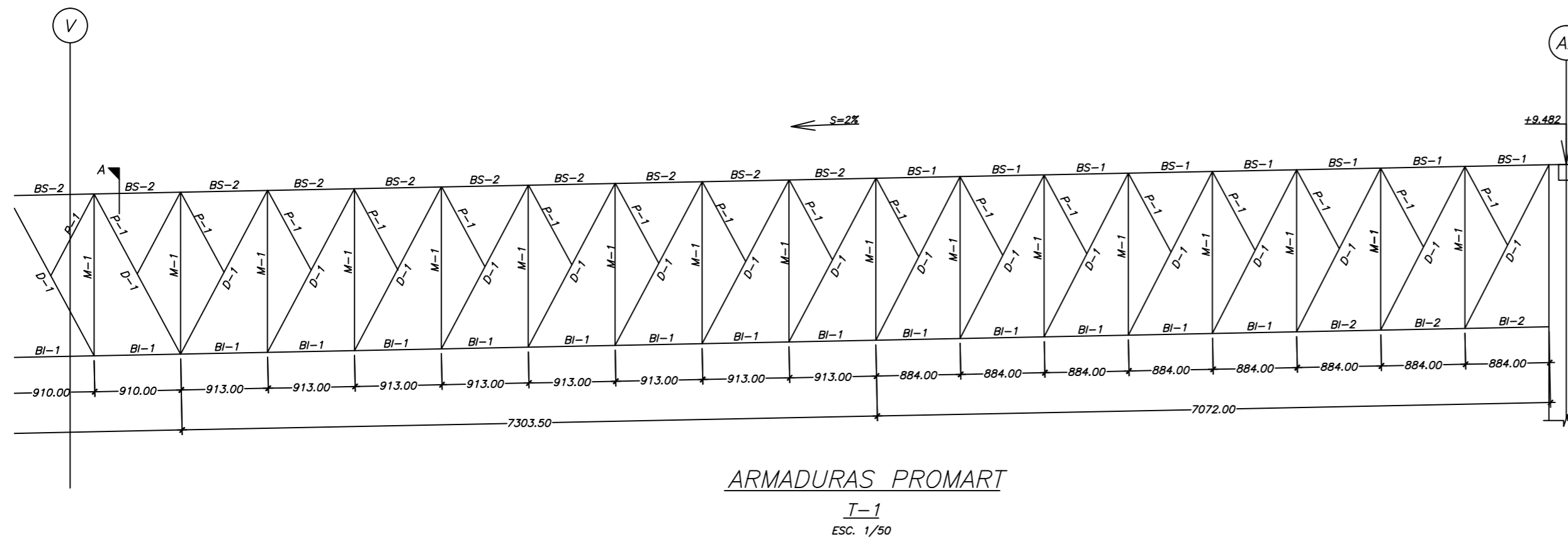
LAMINA :
E-01

PLANTA DE ESTRUCTURACION TECHO- PROMART
S/C=30 kg/m² ESCALA 1/200



CUADRO DE SOLDADURAS PARA ANGULOS
L1 y L2=LONG. DE SOLDADURA MINIMA

LADO DE ANGULO	e(mm)	L1(cm)	L2(cm)
2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	6	18.9	8.3
3" x 3" x 1/2"	9	19.9	9
2" x 2" x 5/16"	6	12.6	5.6
2 1/2" x 2 1/2" x 3/8"	6	18.9	8.3
3" x 3" x 1/2"	9	19.9	9
2" x 2" x 5/16"	6	12.6	5.6
2" x 2" x 5/16"	6	12.6	5.6
1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	3	7.9	3.1



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

PROYECTO:
CENTRO COMERCIAL TALARA

PROPIETARIO:
SUPERMERCADOS PERUANOS S.A.

UBICACIÓN:
Talara, Piura

PLANO:
ARMADURAS Y DETALLES PROMART

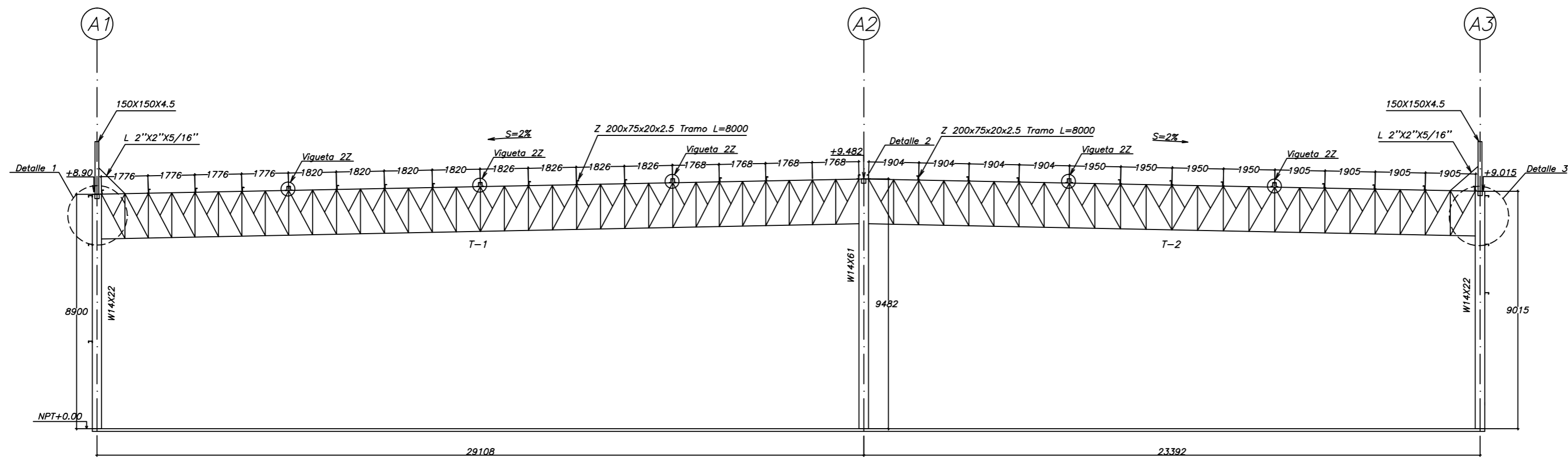
FUENTE:
EMPRESA CIRNA

FECHA:
Abril 2015

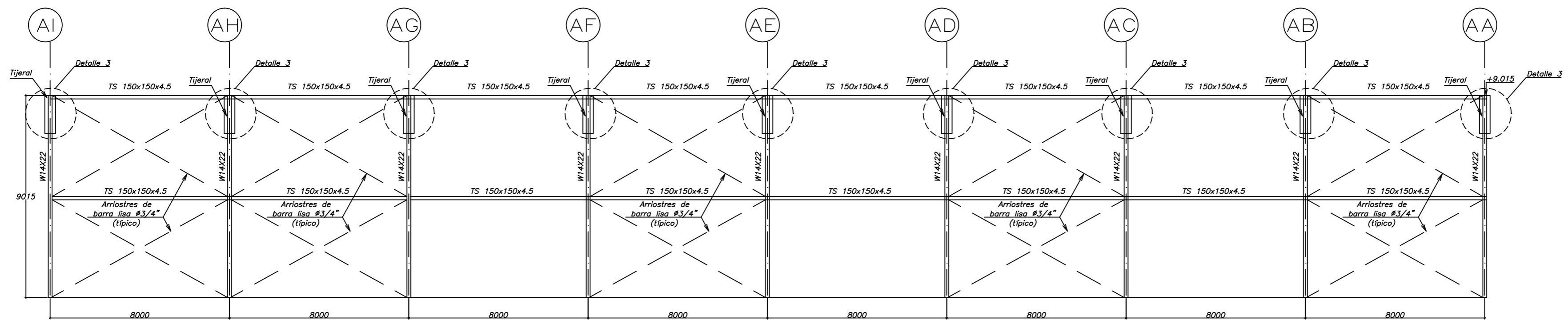
ARCHIVO CAD:
E-02

ESCALA:
INDICADA

LAMINA:
DE:



ELEVACIÓN EJES AA, AB, AC, AD, AE, AF, AG, AH y AI
 ESCALA 1/150



ELEVACIÓN EJE A3
 ESCALA 1/150



UNIVERSIDAD
 NACIONAL DE
 SAN CRISTÓBAL
 DE HUAMANGA

PROYECTO:
 CENTRO COMERCIAL
 TALARA

PROPIETARIO :
 SUPERMERCADOS
 PERUANOS S.A.

UBICACIÓN:
 Talara, Piura

PLANO :
 ELEVACION PROMART I

FUENTE :
 EMPRESA CIRNA

FECHA :
 Abril 2015

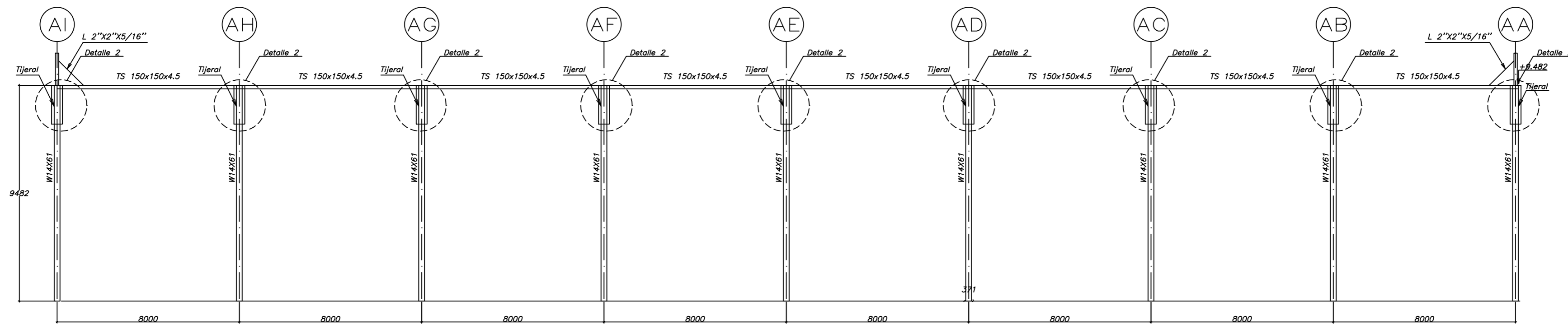
LAMINA :

ARCHIVO CAD :

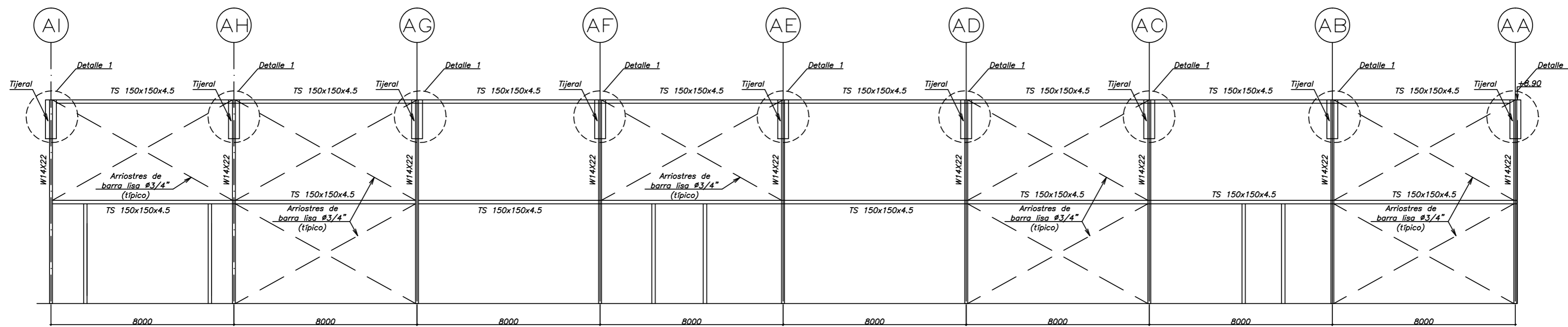
E-03

ESCALA :
 INDICADA

DE :



ELEVACIÓN EJE A2
ESCALA 1/150



ELEVACIÓN EJE A1
ESCALA 1/150



UNIVERSIDAD
NACIONAL DE
SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA

PROYECTO:
CENTRO COMERCIAL
TALARA

PROPIETARIO :
SUPERMERCADOS
PERUANOS S.A.

UBICACIÓN:
Talara, Piura

PLANO :
ELEVACION PROMART II

FUENTE :
EMPRESA CIRNA

FECHA :
Abril 2015

LAMINA :

ARCHIVO CAD :

E-04

ESCALA :
INDICADA

DE :