



Universidad Autónoma Metropolitana

Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERIA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DEL
COMPORTAMIENTO DEL PANEL
EN MARCOS RÍGIDOS DE ACERO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA

Alumno: **Paloma Ballesteros Olivares**

Asesor: **Dr. Tiziano Perea Olvera**

MÉXICO, CDMX.

Septiembre de 2018



Casa abierta al tiempo

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA

ACTA DE EXAMEN DE GRADO

No. 00109

Matrícula: 2163806702

EVALUACIÓN DEL
COMPORTAMIENTO DEL PANEL EN
MARCOS RÍGIDOS DE ACERO

En la Ciudad de México, se presentaron a las 13:00 horas del día 26 del mes de septiembre del año 2018 en la Unidad Azcapotzalco de la Universidad Autónoma Metropolitana, los suscritos miembros del jurado:

DR. ARTURO TENA COLUNGA
DR. EDUARDO ARELLANO MENDEZ
MTRO. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ
DR. TIZIANO PEREA OLVERA

Bajo la Presidencia del primero y con carácter de Secretario el último, se reunieron para proceder al Examen de Grado cuya denominación aparece al margen, para la obtención del grado de:

MAESTRA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

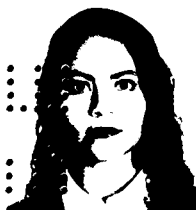
DE: PALOMA BALLESTEROS OLIVARES

y de acuerdo con el artículo 78 fracción III del Reglamento de Estudios Superiores de la Universidad Autónoma Metropolitana, los miembros del jurado resolvieron:

APROBAR

Acto continuo, el presidente del jurado comunicó a la interesada el resultado de la evaluación y, en caso aprobatorio, le fue tomada la protesta.

2018



PALOMA BALLESTEROS OLIVARES
ALUMNA

REVISÓ

LIC. JULIO CÉSAR DE LARA ISASSI
DIRECTOR DE SISTEMAS ESCOLARES

DIRECTORA DE LA DIVISION DE CBI

DRA. MARIA DE LOURDES DELGADO NUÑEZ

PRESIDENTE

DR. ARTURO TENA COLUNGA

VOCAL

DR. EDUARDO ARELLANO MENDEZ

VOCAL

MTRO. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ

SECRETARIO

DR. TIZIANO PEREA OLVERA



CONSTANCIA DE PRESENTACION DE EXAMEN DE GRADO

La Universidad Autónoma Metropolitana extiende la presente CONSTANCIA DE PRESENTACION DE EXAMEN DE GRADO de MAESTRA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL de la alumna PALOMA BALLESTEROS OLIVARES, matrícula 2163806702, quien cumplió con los 206 créditos correspondientes a las unidades de enseñanza aprendizaje del plan de estudio. Con fecha veintiséis de septiembre del 2018 presentó la DEFENSA de su EXAMEN DE GRADO cuya denominación es:

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL PANEL EN MARCOS RÍGIDOS DE ACERO

Cabe mencionar que la aprobación tiene un valor de 0 créditos y el programa consta de 200 créditos.

El jurado del examen ha tenido a bien otorgarle la calificación de:

APROBAR

JURADO

Presidente

DR. ARTURO TENA COLUNGA

Secretario

DR. TIZIANO PEREA OLVERA

Vocal

DR. EDUARDO ARELLANO MENDEZ

Vocal

MTRO. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ

PROTESTA

La Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, a través de la División de Ciencias Básicas e Ingeniería, de conformidad con la resolución de los miembros del jurado que lo ha evaluado, reconoce a usted la capacidad académica para obtener el grado de

MAESTRA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Este acto tiene una gran importancia en su desarrollo profesional que lo compromete a ejercer con responsabilidad social y elevado nivel académico y técnico en su ámbito laboral. Esta casa de estudios espera que en su desempeño profesional sabrá honrar el compromiso que se deriva de haber recibido una educación de posgrado que lo incorpora a los profesionales con alta especialidad en su disciplina.

PALOMA BALLESTEROS OLIVARES

¿Protesta usted que se esforzará porque sus actos sean guiados por consideraciones éticas, con estricto apego a los valores y prácticas propias de su profesión, y que siempre antepondrá el beneficio social a los intereses particulares, haciendo de la búsqueda de los más altos valores humanos la mejor de sus causas?

(Sí, protesto)

Si así procede, que la sociedad se lo reconozca, y si no, que se lo demande.

26 de septiembre del 2018.

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL PANEL EN MARCOS RÍGIDOS DE ACERO

Maestría en Ingeniería Estructural

PALOMA BALLESTEROS OLIVARES

División de Ciencias Básicas e Ingeniería
Posgrado en Ingeniería Estructural
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
Unidad Azcapotzalco
México, CDMX
Septiembre del 2018

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo durante el desarrollo de este proyecto de investigación.

A la Universidad Autónoma Metropolitana por ser parte de mi formación académica, lo cual me hace sentir orgullosa.

Agradezco el apoyo incondicional al Dr. Tiziano Perea Olvera, quien siempre estuvo al pendiente del desarrollo de esta tesis, por el tiempo invertido durante estos dos años y principalmente por el conocimiento transmitido.

Agradezco al Dr. Gelacio Juárez Luna, Dr. Manuel Ruíz Sandoval, Dra. Consuelo Gómez Soberón y al Dr. Alonso Gómez Bernal, quienes me permitieron el ingreso al posgrado.

A mis sinodales, M en I. Ismael Vázquez Martínez, Dr. Arturo Tena Colunga, Dr. Eduardo Arellano Méndez, por haberse dado el tiempo de revisar y comentar esta tesis para su mejora.

A todos mis profesores del posgrado que son parte de mi desarrollo académico, por compartir sus conocimientos y nunca negarme su apoyo.

A mis padres Griselda Olivares y Ricardo Ballesteros, por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, a los cuales dedico este logro, a mi madre en especial por jamás haberme dejado sola a lo largo de mi vida y demostrarme lo fuerte que es una mujer.

A mis tres hermanos por ser una motivación para seguir adelante y por su apoyo en mis decisiones.

Agradezco a Oscar Lima Ramos por motivarme a ser una mejor persona, por fortalecer mi gusto por el aprendizaje y en especial por ser parte de este logro.

Gracias a todos

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS.....	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ACRÓNIMOS.....	
SIMBOLOGÍA	i
1 Introducción.....	1
1.1 Descripción del problema.....	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo general.....	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Limitaciones y alcances	3
1.4 Organización de la tesis.....	4
2 Antecedentes.....	5
2.1 Estudios analíticos.....	5
2.2 Estudios experimentales.....	9
2.3 Tipos de modelos no-lineales para la zona del panel	12
2.3.1 Modelo de tijera	12
2.3.2 Modelo del marco o paralelogramo con resorte rotacional	13
2.3.3 Modelo del marco o paralelogramo con resorte diagonal.....	16
2.3.4 Elementos finitos	16
3 Normatividad.....	18
3.1 AISC.....	18
3.2 Eurocódigo	23
3.3 NTC.....	25
4 Análisis paramétrico	27
4.1 Revisión de la ecuación E3.17 del AISC 341-16.....	27
Revisión por capacidad	30
4.2 Revisión por resistencia	35
5 Edificio a evaluar.....	39
5.1 Aspectos generales de los edificios diseñados	40
5.1.1 Análisis de cargas	40
5.1.2 Factor de irregularidad.....	41
5.1.3 Clasificación de la estructura debido a su importancia.....	41
5.1.4 Modelo matemático	41

5.2	Análisis estructural.....	47
5.2.1	Revisión del periodo de vibrar.....	47
5.2.2	Periodos dominantes de la estructura.....	48
5.2.3	Revisión del cortante basal.....	49
5.2.4	Edos. límite de daños a elementos no estructurales y seguridad contra el colapso.....	49
5.3	Diseño estructural.....	51
5.4	Diseño y Análisis con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo 2004 y Diseño y Análisis por Resistencia del Sistema estructural con un factor de comportamiento sísmico de 2.....	52
5.4.1	Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo 2004.....	53
5.4.2	Diseño por resistencia.....	53
5.5	Densidad de acero.....	54
6	Modelo no-lineal en OpenSees.....	56
7	Calibración.....	61
7.1	Prueba experimental.....	63
7.1.1	Prueba experimental 1.....	63
7.1.2	Prueba experimental 2.....	65
8	Análisis no-lineales.....	69
8.1	Modelos de conexión.....	72
8.1.1	Modelo SC.....	73
8.1.2	Modelo ZR.....	73
8.1.3	Modelo ZP.....	73
8.2	Análisis con carga estática incremental (<i>Pushover</i>).....	73
8.3	Análisis con carga cíclica reversible.....	87
8.4	Análisis dinámico con aceleraciones en la base.....	92
9	Conclusiones.....	102
9.1	Recomendaciones para estudios futuros.....	103
10	Referencias.....	104
	ANEXO A.....	107
	ANEXO B.....	136
	ANEXO C.....	193

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Resumen de estudios previos para la zona del panel.....	5
Figura 2.2 Diagramas de cuerpo, con fuerzas en paños y en la zona del panel (Kim et al., 2002)	7
Figura 2.3 Reglas históricas para zonas de panel (Kim et al., 2002)	8
Figura 2.4 Espécimen PN3 (Tawil et al., 1999).....	10
Figura 2.5 Configuración típica de pruebas experimentales de Lin et al. (2000).....	11
Figura 2.6 Configuración de la prueba (dimensiones en mm) de Krawinkler et at. (1971)	12
Figura 2.7 Modelo de las tijeras (Castro et al., 2004).....	13
Figura 2.8 Modelo del paralelogramo con resorte rotacional (Rafezy et al., 2014)	13
Figura 2.9 Relaciones bi-lineales (Fielding y Huang, 1971)	14
Figura 2.10 Deformada del modelo del marco (izquierda) y el modelo de tijeras (derecha) (Charney y Downs, 2004).....	15
Figura 2.11 Comparación de modelos: Cinemática (FEMA 451, 2003)	15
Figura 2.12 Modelo del paralelogramo con resorte diagonal (Castro et al., 2004)	16
Figura 2.13 Modelo de elementos finitos desarrollado por Tuna (2012)	17
Figura 3.1 Diagrama de flujo de algunas normas o especificaciones para el diseño del panel	18
Figura 3.2 Diagrama de flujo para diseño no-sísmico de la zona del panel en la especificación del AISC	19
Figura 3.3 Diagrama de flujo, diseño sísmico del panel en las provisiones sísmicas del AISC...	21
Figura 3.4 Fuerzas y momentos que actúan sobre la articulación (Eurocódigo 3).....	23
Figura 3.5 Fuerzas y momentos que actúan en el panel con conexiones (Eurocódigo 3)	24
Figura 3.6 Modelado del nodo, Adaptado del Eurocódigo 3.....	24
Figura 4.1 Aplicación de la ecuación E3-17 del ANSI/AISC 341-16 (ecuación 4.1) para diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna.....	28
Figura 4.2 Fuerzas generadas en la Zona del Panel, Adaptado de AISC-341	30
Figura 4.3 Aplicación de la revisión del panel por capacidad de acuerdo con el ANSI/AISC 341-16 para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna.....	31
Figura 4.4 Casos de la Figura 4.3 que requieren placa doble de refuerzo para el panel.....	32
Figura 4.5 Aplicación de la revisión del panel por resistencia para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna.....	36
Figura 4.6 Casos de la Figura 4.5 que requieren placa doble de refuerzo para el panel.....	36
Figura 5.1 Vista 3D del modelo, vista en planta y elevación eje 1 en ETABS	39
Figura 5.2 Características de Losacero Ternium 25 (ETABS, 2015).....	42
Figura 5.3 Diafragmas rígidos en ETABS.....	43
Figura 5.4 Mapa de localización (SASID, 2017).....	46
Figura 5.5 Espectro de diseño (SASID, 2017).....	47
Figura 5.6 Coeficiente de Suficiencia.....	52
Figura 5.7 Espectro de diseño para Q2 NTC-DS 2004.....	53
Figura 5.8 Curva de Capacidad - (NTC-DS 2017, NTC-DS 2004 y Resistencia).....	54
Figura 6.1 Modelos de plasticidad (Deierlein et al. 2010).....	57
Figura 6.2 Material Steel01 (OpenSees).....	59
Figura 6.3 Material Hysteretic (OpenSees)	59
Figura 7.1 Modelo trilineal para zona de panel de Krawinkler - 1978.....	61
Figura 7.2 Modelo analítico para zona de panel. Adaptado de Gupta et al., (1999)	62
Figura 7.3 Geometría Zona del Panel	62

Figura 7.4 Detalle del espécimen – Prueba 1 (Lee et al. 2005)	63
Figura 7.5 Prueba 1	64
Figura 7.6 Comparación Experimento 1 – Material Steel 01	64
Figura 7.7 Comparación Análítica 1 – Material Hysteretic	65
Figura 7.8 Detalle del espécimen – Prueba 2 (Povov y Blondet, 1996)	65
Figura 7.9 Historia de carga (Povov y Blondet, 1996)	66
Figura 7.10 Falla del espécimen (Povov y Blondet, 1996)	66
Figura 7.11 Reparación del espécimen (Povov y Blondet, 1996)	67
Figura 7.12 Prueba 2	67
Figura 7.13 Comparación Experimento 2 – Material Steel 01	68
Figura 7.14 Comparación Experimento 2 – Material Hysteretic	68
Figura 8.1 Modelo Trilineal ZP Q2	70
Figura 8.2 Modelo Trilineal ZP Q4	70
Figura 8.3 Curva fuerza-deformación para elementos de acero (NTC-DCEA, 2017)	70
Figura 8.4 Curva generalizada – Vigas Q2	71
Figura 8.5 Curva generalizada – Vigas Q4	71
Figura 8.6 Curva generalizada – Columnas Q2	72
Figura 8.7 Curva generalizada – Columnas Q4	72
Figura 8.8 Modelos de conexión	72
Figura 8.9 Pasos del Análisis Pushover. Adaptado de Powell (2006)	74
Figura 8.10 Fuerza lateral distribuida triangularmente	74
Figura 8.11 Curva de Capacidad Prototipo 1 – NTC-DS 2017	75
Figura 8.12 Curva de Capacidad Prototipo 1 – NTC-DS 2004	75
Figura 8.13 Curva de Capacidad Prototipo 2 – NTC-DS 2017	76
Figura 8.14 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2017 (Desplazamiento)	77
Figura 8.15 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2017 ($V_{\text{diseño}}$)	78
Figura 8.16 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2017 (V_{objetivo})	78
Figura 8.17 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2004 (Desplazamiento)	79
Figura 8.18 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2004 ($V_{\text{diseño}}$)	79
Figura 8.19 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2004 (V_{objetivo})	79
Figura 8.20 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 – NTC-DS 2017 (Desplazamiento)	80
Figura 8.21 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 – NTC-DS 2017 ($V_{\text{diseño}}$)	80
Figura 8.22 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 – NTC-DS 2017 (V_{objetivo})	81
Figura 8.23 Mapeo de articulaciones plásticas Prototipo 1 – NTC-DS 2017	82
Figura 8.24 Mapeo de articulaciones plásticas W2ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017	82
Figura 8.25 Mapeo de articulaciones plásticas Prototipo 1 – NTC-DS 2004	82
Figura 8.26 Mapeo de articulaciones plásticas W2ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004	83
Figura 8.27 Mapeo de articulaciones plásticas Prototipo 2 – NTC-DS 2017	83
Figura 8.29 Refuerzo de la Zonal del Panel. Adaptado del AISC – 341	84
Figura 8.30 Curva de Capacidad Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017	84
Figura 8.31 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017 (Desplazamiento) ..	85
Figura 8.32 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017 ($V_{\text{diseño}}$)	85
Figura 8.33 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017 (V_{objetivo})	86
Figura 8.34 Mapeo de articulaciones plásticas W4ZP Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017	86
Figura 8.35 protocolo de carga estándar SAC (2000)	88

Figura 8.36 Comportamiento histerético Prototipo 1 – NTC-DS 2017	88
Figura 8.37 Comportamiento histerético Prototipo 1 – NTC-DS 2004	89
Figura 8.38 Comportamiento histerético Prototipo 2 – NTC-DS 2017	89
Figura 8.39 Comportamiento histerético W2SC, W2ZR y W2ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017	89
Figura 8.40 Comportamiento histerético W2SC, W2ZR y W2ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004	90
Figura 8.41 Comportamiento histerético W4SC, W4ZR y W4ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017 ..	90
Figura 8.42 Comportamiento histerético Resorte ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017	90
Figura 8.43 Comportamiento histerético Resorte ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004	91
Figura 8.44 Comportamiento histerético Resorte ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017	91
Figura 8.45 Comportamiento histerético Resorte ZP Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017	91
Figura 8.46 Respuesta del Sistema Prototipo 1 – NTC-DS 2017	93
Figura 8.47 Cortante Basal Prototipo 1 – NTC-DS 2017	94
Figura 8.48 Respuesta del Sistema Prototipo 1 – NTC-DS 2004	94
Figura 8.49 Cortante Basal Prototipo 1 – NTC-DS 2004	95
Figura 8.50 Respuesta del Sistema Prototipo 2 – NTC-DS 2017	95
Figura 8.51 Cortante Basal Prototipo 2 – NTC-DS 2017	96
Figura 8.52 Distorsiones de entrepiso con aceleraciones en la base Prototipo 1–NTC-DS 2017	96
Figura 8.53 Distorsiones de entrepiso con aceleraciones en la base Prototipo 1–NTC-DS 2004	97
Figura 8.54 Distorsiones de entrepiso con aceleraciones en la base Prototipo 2–NTC-DS 2017	97
Figura 8.55 Momento - Rotación ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017	97
Figura 8.56 Momento - Rotación ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004	98
Figura 8.57 Momento - Rotación ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017	99
Figura 8.58 Momento - Rotación ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017	100
Figura 8.59 Periodo de prototipos junto a su respectivo espectro elástico de diseño	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Tabla parámetros de diseño	3
Tabla 3.1 Valores aproximados para el parámetro de transformación β (Eurocódigo 3).....	25
Tabla 4.1 Perfiles utilizados para el análisis paramétrico.....	27
Tabla 4.2 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de diseño por espesor mínimo.....	29
Tabla 4.3 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de revisión por capacidad sin considerar la deformación inelástica zona del panel en el análisis	33
Tabla 4.4 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de revisión por capacidad considerando la deformación inelástica zona del panel en el análisis	34
Tabla 4.5 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de Revisión por resistencia sin considerar la deformación inelástica zona del panel en el análisis.....	37
Tabla 4.6 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de Revisión por resistencia considerando la deformación inelástica zona del panel en el análisis	38
Tabla 5.1 Cargas vivas unitarias (NTC – DCEA, 2017).....	40
Tabla 5.2 Cargas de entrepiso	40
Tabla 5.3 Cargas para azotea	41
Tabla 5.4 Combinaciones de Diseño	41
Tabla 5.5 Información relativa de los materiales empleados.....	42
Tabla 5.6 Información relativa de Losacero	43
Tabla 5.7 Valores de λ , ε y τ en función del periodo, adaptado de NTC – DS (2017).....	45
Tabla 5.8 Valores de C_t , adaptada de (Quiroz et al., 2004)	48
Tabla 5.9 Periodo de edificios diseñados.....	48
Tabla 5.10 Participación modal	48
Tabla 5.11 Revisión del cortante basal mínimo.....	49
Tabla 5.12 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas, adaptado de NTC-DS (2017).....	50
Tabla 5.13 Distorsiones de entrepiso y prevención al colapso y desplazamientos verticales	51
Tabla 5.14 Secciones Finales.....	52
Tabla 5.15 Secciones Finales.....	54
Tabla 5.16 Densidades de acero.....	55
Tabla 7.1 Materiales y propiedades - Prueba 2. Adaptado de Povov y Blondet (1996).....	65
Tabla 7.2 Comparativa de resultados Prueba 2.....	68
Tabla 8.1 Periodos fundamentales (Opensees).....	73
Tabla 8.2 Curva de Capacidad Prototipo 1 – NTC-DS 2017.....	75
Tabla 8.3 Curva de Capacidad Prototipo 1 – NTC-DS 2004.....	76
Tabla 8.4 Curva de Capacidad Prototipo 2 – NTC-DS 2017.....	76
Tabla 8.5 Factor de sobrerresistencia.....	76
Tabla 8.6 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2017.....	78
Tabla 8.7 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2004 (V_{objetivo})	80
Tabla 8.8 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 – NTC-DS 2017.....	81
Tabla 8.9 Curva de Capacidad Prototipo 2 con PD– NTC-DS 2017.....	85
Tabla 8.10 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017.....	86
Tabla 8.11 Respuesta del Sistema Prototipo 1 – NTC-DS 2017	94
Tabla 8.12 Cortante Basal Prototipo 1 – NTC-DS 2017	94
Tabla 8.13 Respuesta del Sistema Prototipo 1 – NTC-DS 2004	95

Tabla 8.14 Cortante Basal Prototipo 1 – NTC-DS 2004	95
Tabla 8.15 Respuesta del Sistema Prototipo 2 – NTC-DS 2017	96
Tabla 8.16 Cortante Basal Prototipo 2 – NTC-DS 2017	96
Tabla 8.17 Momento - Rotación ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017	98
Tabla 8.18 Momento - Rotación ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004	98
Tabla 8.19 Momento - Rotación ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017	99
Tabla 8.20 Momento - Rotación ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017	100

ACRÓNIMOS

AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ATC	<i>Applied Technology Council</i>
CEN	Comité Europeo de Normalización
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
IMCA	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
NTC-CADE	Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones
NTC-DCEA	Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero
PEER	<i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
SEAOC	<i>Structural Engineers Association of California</i>
UBC	<i>Uniform Building Code</i>

SIMBOLOGÍA

a	Ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad
a_0	Valor de a que corresponde a $T = 0$ (aceleración máxima del terreno)
A_c	Área total de construcción
A_{eff}	Área efectiva de corte
A_g	Área bruta de la sección de la columna, cm^2 (mm^2)
A_g	Área bruta de la sección de la columna, cm^2 (mm^2)
A_t	Área total de la sección transversal del miembro
A_w	Área del alma de la viga de acero, in^2 (mm^2)
A_w	Área del alma de la viga de acero, in^2 (mm^2)
b_{bf}	Ancho del patín de la viga
b_c	Ancho del patín de la columna
b_{cf}	Ancho del patín de la columna, cm (mm)
b_{cf}	Ancho del patín de la columna, cm (mm)
c	Ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño; coeficiente que indica el valor de dicha ordenada
CM	Carga Muerta
C_{pr}	Factor para considerar la fuerza máxima en la conexión
C_t	Factor de comportamiento de acuerdo la estructuración a utilizar, ft
CVM	Carga Viva Máxima
CVR	Carga Viva Reducida
D_a	Densidad de acero
$d_{vmáx}$	Desplazamiento máximo vertical, cm
d_b	Altura de la viga, cm (mm)
d_b	Altura de la viga, cm (mm)
d_b	Profundidad de la viga
d_c	Altura de la columna, cm (mm)
d_z	Peralte de la viga en la conexión, in .
F_y	Tensión de fluencia mínima especificada del alma de la columna, kgf/cm^2 (MPa)
F_{yb}	Límite de elasticidad mínimo especificado del patín de la viga
F_{yc}	Límite de elasticidad mínimo especificado del patín de la columna
F_{ye}	Esfuerzo de fluencia esperado
F_u	Límite de esfuerzo último de fluencia, kgf/cm^2 (MPa)
G	Módulo de cortante del material de la columna
H	Altura del edificio
h_n	Altura del edificio
I	Momento de inercia
k	Cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de a y Q'

k_1	Factor de corrección por hiperestaticidad
k_2	Factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas
K_e	Rigidez elástica de la zona del panel
K_p	Rigidez plástica de la zona del panel
L	Longitud del claro
L	Longitud del edificio en la dirección de análisis, ft
l_b	Longitud de la viga
l_c	Longitud de la columna
M_f	Momento máximo probable en el paño de la columna, kip-in. (N-mm)
M_p	Momento de flexión de plástico, kip-in. (N-mm)
M_{pr}	Momento plástico esperado en la articulación o como se indique en ANSI/AISC 358 si la conexión es precalificada
M_u	Momento último en la conexión, kip-in. (N-mm)
n	Número de niveles del edificio
NX	Fuerza producida por desplome en dirección X
NY	Fuerza producida por desplome en dirección Y
p	Variable usada para el cálculo de a y Q'
P	Fuerza axial en el miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante considerado en un análisis dinámico no lineal
P_c	$0.6P_y$, kgf (kN) (ASD)
P_c	Peso total de estructura metálica
P_r	Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga ASD o LRFD, kgf (kN)
P_y	$F_y A_g$, resistencia axial de fluencia de la columna, kgf (kN)
P_{ye}	Fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual a $A_t F_{ye}$
Q	Factor de comportamiento sísmico
Q'	Factor de reducción de las fuerzas sísmicas
R_0	Factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural.
R_n	Resistencia nominal a cortante del panel
R_u	Resistencia requerida a cortante en el panel
R_y	Factor de sobrerresistencia del esfuerzo de fluencia del material
R_{yb}	Relación entre el límite de elasticidad esperado del material de la viga y la relación especificada de elasticidad
R_{yc}	Relación entre el límite de elasticidad esperado del material de la columna y la relación especificada de elasticidad
Sh	Distancia del paño de columna a la articulación plástica (ANSI/AISC 358)
SX	Fuerza Sísmica Reducida en dirección X (Espectro de diseño)
SY	Fuerza Sísmica Reducida en dirección Y (Espectro de diseño)
T_s	Periodo de vibrar de la estructura
T_a, T_b	Periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño

t_{bf}	Espesor del patín de la viga
t_{cf}	Espesor del patín de la columna
t_{cp}	Espesor de la placa de continuidad
t_p	Espesor del alma incluyendo placa doble
t_w	Espesor del alma de la columna, cm (mm)
t_z	Espesor del panel
V_o	Fuerza cortante basal
V_p	Resistencia al corte plástico la zona del panel
V_v	Cortante máximo en la viga
W_o	Peso total de la estructura tomada en la basa del edificio
V_y	Resistencia de corte elástico de la zona del panel
w_z	Ancho de la zona del panel entre los patines de la columna
Z_e	Módulo de sección de plástico de la sección (o conexión) en la ubicación de la articulación plástica, in^3 (mm^3)
Z_x	Módulo de sección de plástico sobre el eje x, in^3 (mm^3)
Z_{xb}	Módulo de sección de plástico de la viga sobre el eje x, in^3 (mm^3)
Z_y	Módulo de sección de plástico sobre el eje y, in^3 (mm^3)
θ_y	Rotación de fluencia
α	Ordenadas de los espectros de diseño
β	Factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo estructura o al uso de disipadores pasivos de energía
γ_p	Distorsión plástica ($4 \gamma_y$)
γ_y	Distorsión de fluencia
ε	Parámetro usado para el cálculo de β
λ	Parámetro usado para el cálculo de β
τ	Parámetro usado para el cálculo de β

1 INTRODUCCIÓN

El presente estudio contempla la evaluación de la zona del panel en el comportamiento no-lineal de marcos rígidos de acero cuando se les somete a cargas accidentales extraordinarias, y en particular a las acciones debidas a sismos fuertes. Para ello, se realizará primero la calibración de un modelo no-lineal de la zona del panel que reproduzca la respuesta que exhibe durante una prueba en laboratorio. Estos análisis no-lineales se realizan con ayuda del programa OpenSees.

Enseguida se realizaron análisis no-lineales para un grupo de marcos rígidos de acero que incluyan implícitamente en el modelo los componentes que definan la zona del panel; el marco prototipo que se estudia tiene aspectos geométricos similares a los descritos en el Apéndice B del FEMA-355C (FEMA, 2000). Para fines de comparación, también se realizan análisis no-lineales de los sistemas estructurales propuestos sin considerar la zona del panel, y considerándolo como una zona rígida. Un cálculo previo de la estructura de los sistemas sin la contribución de la zona del panel se realiza a partir del software ETABS, del cual se obtiene la respuesta global del sistema. Posteriormente se efectúan análisis no-lineales de estos marcos rígidos con carga estática incremental (*pushover*), carga cíclica reversible, y dinámicos con aceleraciones en la base; estos análisis permiten identificar la influencia de la zona del panel en el comportamiento de la estructura.

La comparativa de los edificios con y sin panel, está dirigida a evaluar la respuesta de los sistemas estructurales cuando el diseño no considera la presencia del panel, contra el comportamiento de estos sistemas cuando el panel está presente en su análisis y diseño. Los resultados totales permiten comparar un diseño basado en un modelo tradicional, contra otro que si considera implícitamente la zona de panel en su análisis y diseño, y así poder establecer recomendaciones para el análisis y el diseño de estructuras.

Dentro del desarrollo del trabajo se realiza un estudio paramétrico de la zona del panel para proponer tablas de diseño en base a lo establecido en las especificaciones para diseño sísmico para edificios de acero estructural.

1.1 Descripción del problema

A inicios de la década de 1970, se identificó la importancia de la zona del panel en la respuesta de los marcos, por lo cual se llevaron a cabo estudios experimentales y analíticos para estudiar el comportamiento de ese componente, las pruebas demostraron que el modo de falla a cortante, era estable y dúctil; a fines de la década de 1980 se tomó en cuenta este parámetro en las normas de diseño, lo que permitió que la zona del panel se considerara como componente disipativo (Davila, F. 2007).

Sin embargo, el terremoto de Northridge de magnitud 6.7 en la escala de Richter, el 17 de enero de 1994, generó daños en estructuras del tipo marcos momento-resistente. Este daño consistía de fracturas en las soldaduras a tope entre el patín inferior de la viga y el patín de la columna. Las fracturas se debieron principalmente al uso de soldaduras de baja calidad, el diseño deficiente de la conexión, demandas excesivas en las conexiones, entre otras deficiencias en el diseño y las prácticas de construcción, incluyendo la ausencia de placas de continuidad y zonas de panel débiles.

La práctica de diseño antes del terremoto, fomentó las conexiones con zona de panel relativamente débiles. En conexiones con zonas de panel excesivamente débiles, el comportamiento inelástico del nodo está dominado por la deformación por cortante en esta zona (Miri *et al.* 2009).

La zona del panel generalmente está sujeta a esfuerzos cortantes elevados que surgen de los momentos y las fuerzas que transmiten los elementos conectados, y que son producto de las cargas gravitacionales y accidentales (*i.e.* viento y sismo). Una zona de panel débil tendrá un efecto desfavorable en el comportamiento estructural de los marcos, que generalmente se traduce en una reducción de la ductilidad que hubiese sido posible alcanzar el sistema de haberse reforzado dicha zona. Por lo general, desafortunadamente, la revisión de la zona del panel no se evalúa en la práctica local.

Las especificaciones y normas internacionales se han modificado con el paso del tiempo y han pasado entre revisiones muy severas o simples para el comportamiento de estas zonas. En la recién publicada NTC-DCEA (2017) ya se exige la revisión del panel para marcos dúctiles, no obstante, aún son limitados los requisitos cuantitativos para realizar esta revisión. En las secciones siguientes se evalúan la literatura y la normativa referente a la revisión y refuerzo del panel.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo general del presente trabajo es el de evaluar el comportamiento de la zona del panel en marcos rígidos de acero estructural bajo condiciones de cargas y prácticas locales.

1.2.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos del presente trabajo son:

- Evaluar las metodologías de análisis disponibles que determinen las fuerzas y deformaciones locales en la zona del panel.
- Evaluar las metodologías descritas en las especificaciones de diseño vigentes y en la literatura especializada para determinar la resistencia disponible de la zona del panel.
- Evaluar las metodologías disponibles en la literatura especializada sobre las posibles acciones de refuerzo que garanticen un comportamiento satisfactorio de la zona del panel.
- Calibrar, a partir de un modelo con elementos no lineales, la respuesta inelástica en la zona del panel que se reporte del ensaye de algunas conexiones probadas en laboratorio.
- Estudiar la influencia del comportamiento inelástico del panel en la respuesta global de marcos a momento de acero estructural, y comparar dicha respuesta contra aquella que se obtenga de ignorar la participación de la zona del panel.
- Plantear recomendaciones de análisis y diseño, así como posibles acciones de refuerzo para el panel de marcos rígidos de acero, y que sean aplicables en la práctica local.

1.3 Limitaciones y alcances

La geometría de los marcos que se estudian en el presente trabajo es similar a algunas de las configuraciones geométricas que se proponen en el documento FEMA-355C (FEMA, 2000). La Tabla 1.1 muestra los distintos parámetros que se utilizan para el diseño de los marcos que se analizan en este trabajo.

Tabla 1.1 Tabla parámetros de diseño

Tipo de suelo	Factor de comportamiento sísmico, Q	Niveles	Uso de edificación	Modelo de la zona del panel
III _B ($T_s = 1$ s.)	2	3	Oficinas estándar	Ignorando el panel
	4			Con zona rígida
				Considerando la zona del panel

En el presente trabajo no se realizan ensayos experimentales. En este trabajo se limita al desarrollo de análisis paramétricos y no-lineales para el cumplimiento de los objetivos.

1.4 Organización de la tesis

La presente tesis se organiza en 10 capítulos. Esta sección describe brevemente la información contenida en cada uno de éstos.

En el capítulo 1 se plantea la descripción del problema, los objetivos del trabajo y las limitaciones y alcances para este proyecto.

En el capítulo 2 se presenta un resumen los antecedentes de los estudios previos para la evaluación de la zona del panel, estudios relacionados con la influencia no-lineal en marcos rígidos de acero, pruebas experimentales, análisis no lineales, respuesta ante carga sísmica y cíclica, así como algunos estudios realizados con elementos finitos y elementos compuestos.

En el capítulo 3 se menciona la normatividad existente para la evaluación del panel, considerando la normatividad de Estados Unidos, México y Europa.

En el capítulo 4 se presentan las ayudas de diseño para la zona del panel que se desarrollan en este trabajo mediante un estudio paramétrico. Los resultados de estas ayudas de diseño se obtienen a partir de: (1) la evaluación de la ecuación E3.7 de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16, (2) la revisión del panel por capacidad, y (3) la revisión del panel por resistencia con los parámetros de diseño indicados en la especificación ANSI/AISC 360-16, y para los casos cuando las deformaciones del panel no se incluyen y se incluyen en el análisis.

En el capítulo 5 se presenta la memoria descriptiva de los prototipos a evaluar, y donde se presentan los aspectos generales que se adoptaron para su diseño (e.g. análisis de cargas, clasificación de la estructura, aspectos del modelo estructural, y el análisis y diseño estructural).

En el capítulo 6 se establecen los parámetros, elementos, materiales para desarrollar los modelos no lineales con ayuda del programa OpenSees.

En el capítulo 7 se discuten los resultados de la calibración para un modelo no-lineal de la zona de panel, y cuyos parámetros se ajustaron para reproducir la respuesta que se reportan en dos pruebas experimentales de conexiones y de la zona del panel.

En el capítulo se 8 presentan los resultados de los análisis no-lineales de los prototipos que se diseñan en el capítulo 5, y en donde el modelo no-lineal de los marcos incluye el modelo no-lineal para la zona del panel como se calibra en el capítulo 7. Los análisis que se realizan y presentan en este capítulo incluyen: (1) análisis estático no-lineal con carga lateral incremental (*pushover*), (2) análisis estático no-lineal con carga cíclica reversible, y (3) análisis dinámicos con aceleraciones en la base.

En el capítulo 9 y 10 se exponen, respectivamente, las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de investigación.

2 ANTECEDENTES

La evaluación de la zona del panel y su influencia en la respuesta estructural de marcos de acero se ha explorado integralmente de manera analítica, numérica y experimental por diversos investigadores, quienes han reportado ampliamente sus resultados en la literatura internacional. Desafortunadamente en México, se han desarrollado pocos estudios sobre esta componente de la estructura, lo que también se refleja por las mínimas recomendaciones de diseño en las normas y especificaciones disponibles en el país y en la ausencia de diseño para esta zona en los proyectos desarrollados en la práctica profesional.

En la Figura 2.1 se muestra un resumen de los estudios que se han realizado sobre el comportamiento de la zona del panel bajo distintas consideraciones, parámetros de diseño, tipos de análisis, entre otras variaciones. Algunos de estos estudios se discutirán más adelante en este capítulo. Esta lista, resalta los diversos estudios que se han realizado en Estados Unidos, Europa y algunos países de Asia, y una ausencia de estudios sobre este tema en países de América Latina.

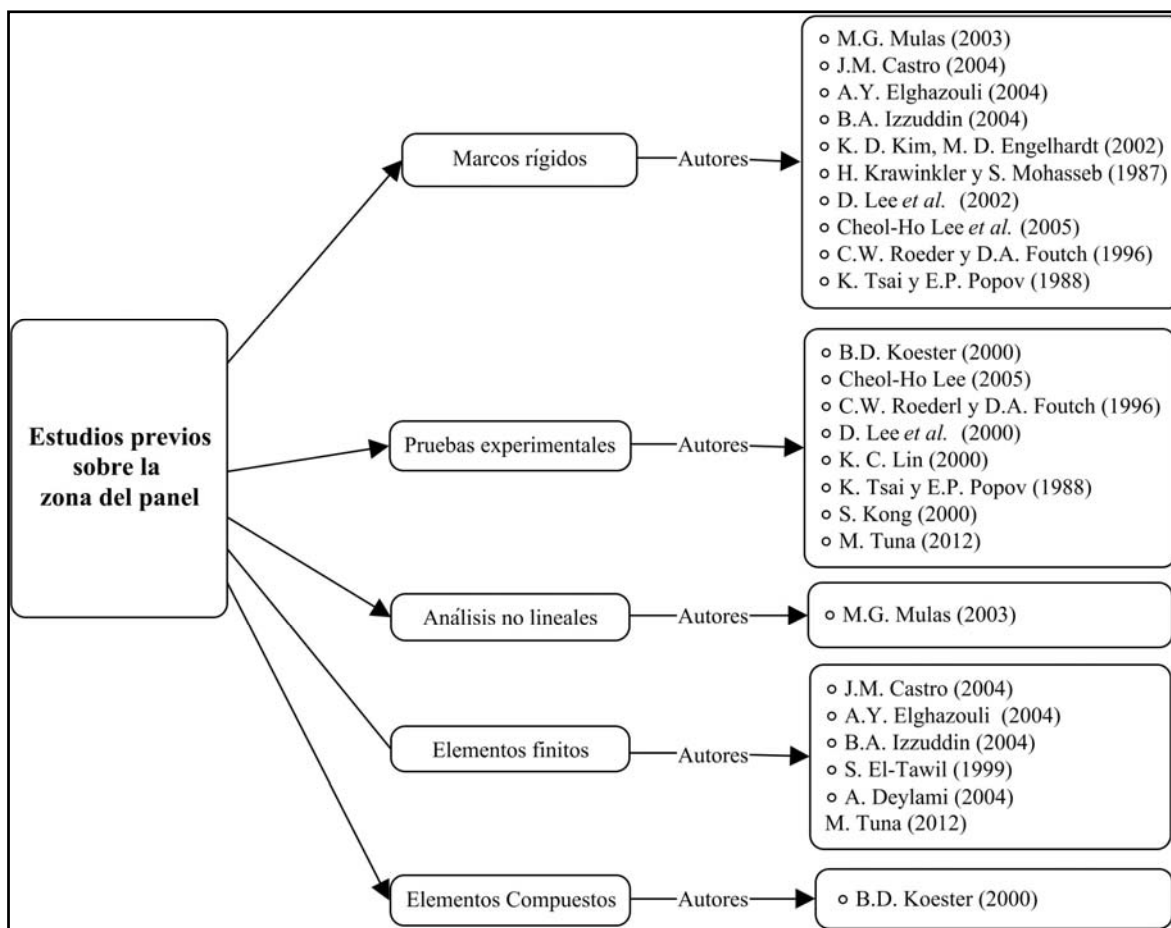


Figura 2.1 Resumen de estudios previos para la zona del panel

2.1 Estudios analíticos

En esta sección se presenta un resumen de diversos estudios relacionados con la influencia de la zona del panel en la respuesta no-lineal de marcos rígidos de acero. La mayoría de estos estudios analíticos evalúan la influencia del panel al comparar la respuesta del sistema a partir

de un par de análisis no-lineales, en donde en uno se ignora el panel en el modelo estructural, mientras que en el otro si se modela el panel implícitamente con elementos no-lineales adicionales. Aunque las referencias que se indican abajo no representan una lista universal sobre el tema, si presentan algunos resultados principales.

Krawinkler (1978) y Popov (1987) han señalado que las grandes deformaciones de la zona del panel conducen a torceduras locales en los patines de las columnas, lo que puede contribuir a la fractura prematura en la unión viga-columna bajo carga sísmica. Por lo tanto, aunque la propia zona de panel puede experimentar grandes niveles de inelasticidad bajo carga inversa sin degradación de resistencia, esto puede conducir a un debilitamiento local que podría tener un efecto perjudicial sobre la ductilidad de la unión de viga a columna.

Krawinkler y Mohasseb (1987) estudiaron los efectos de las deformaciones de la zona del panel en las distorsiones de entrepiso en marcos de acero. Concluyen que la rigidez al corte del panel es una combinación tanto de la rigidez al corte del alma de la columna y en menor grado de la rigidez a flexión del borde de la columna. También demuestran que el comportamiento cortante-desplazamiento del panel incluía una región elástica, seguida por una meseta con baja rigidez, y finalmente una zona de endurecimiento por deformación. Los autores mencionan que las deformaciones por cortante de la zona del panel pueden tener un efecto significativo sobre la resistencia estructural, la rigidez y sobre la distribución de deformaciones inelásticas en una estructura de marco sometida a excitaciones sísmicas. Si las zonas de los paneles son fuertes a cortante, el comportamiento del marco es como se predijo a partir del análisis de marco rígido convencional con deformaciones inelásticas concentradas en las regiones de articulaciones plásticas en vigas o columnas, si las zonas del panel son débiles en cortante, las juntas son eslabones débiles en los que se concentran deformaciones inelásticas, las vigas y columnas no desarrollarán su resistencia a la flexión bajo carga lateral, como consecuencia, la resistencia estructural y la rigidez pueden reducirse considerablemente.

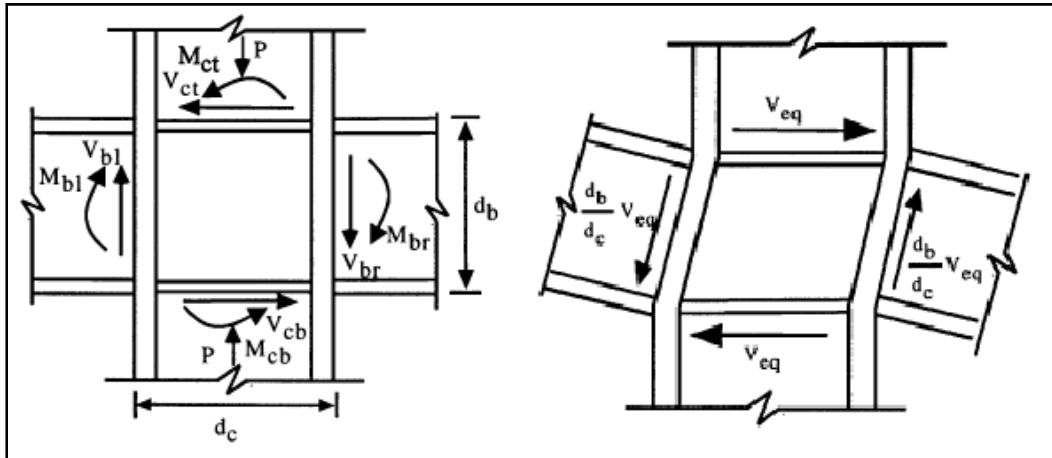
Popov (1987) resalta tres filosofías o enfoques principales para el diseño de zonas de panel de acero en regiones sísmicas.

1. La primera filosofía de diseño consiste en garantizar que la zona del panel permanece elástica, obligando a toda deformación inelástica a ocurrir en las vigas que enmarcan la junta. Esta filosofía de diseño se puede clasificar como una solución antieconómica considerando que requiere una columna con alma de gran espesor, o bien un refuerzo con placa doble de gran espesor en el alma de la columna.
2. El segundo enfoque de diseño concentra toda la deformación inelástica en la región de la zona del panel, evitando así que las articulaciones plásticas se formen en las vigas (Kawano 1984). Esta filosofía de diseño puede afectar negativamente a la ductilidad de la conexión, y por tanto también a la ductilidad global del sistema.
3. El tercer enfoque, también sugerido por Krawinkler (1978) y FEMA 267A (1997), permite cierto nivel de deformación inelástica controlada en el panel de unión, forzando así que las vigas y la zona del panel participen en la disipación de energía. Este método es, por lo tanto, intermedio entre los métodos uno y dos, por lo que actualmente se recomienda para el diseño de la zona del panel (*e.g.* AISC 341, 2016; NTC-DCEA, 2017).

Fielding (1994) demuestra que es necesario analizar la influencia de la deformación de la zona del panel cuando se analiza el comportamiento del marco, y sugiere el uso de leyes constitutivas con comportamiento elasto-plástico para representar la zona del panel y obtener resultados razonables (Koester *et al.* 2000).

Los análisis de fractura de Chi *et al.* (1997) demostraron que la zona del panel podría resultar en un aumento moderado en la demanda de tenacidad sobre una falla en la interfaz soldadura columna.

Kim *et al.* (2002) presentan la respuesta carga-deformación monotónica y cíclica de un marco momento-resistente de acero considerando en el análisis la zona de panel. Los modelos matemáticos que usan para incluir la respuesta de la zona del panel en el análisis se basan típicamente en un cálculo aproximado de la fuerza cortante equivalente que actúa sobre la zona del panel. Los autores presentan diagramas de cuerpo libre con las fuerzas de equilibrio que se generan en el paño de vigas y columnas en la junta, y partir de éstas, se obtienen las fuerzas cortantes equivalentes en la zona del panel (Figura 2.2). En este estudio se usan las reglas histéricas propuestas por Dafalias para la zona del panel (Figura 2.3), de igual manera también utiliza las reglas de Cofie y Krawinkler para el comportamiento de esta zona, basándose en estudios experimentales y análisis de elementos finitos, se ha encontrado que para rotaciones plásticas considerables, la fuerza cortante que se presenta en la zona del panel se distribuye casi uniformemente después de la deformación de esta zona (Fuerza equivalente), y el valor de la rotación de la conexión es cercano al valor del rotación promedio en el panel.



(a) Fuerzas en los paños de vigas y columnas (b) Fuerzas cortantes equivalentes en la zona del panel

Figura 2.2 Diagramas de cuerpo libre con fuerzas en paños y en la zona del panel (Kim *et al.*, 2002)

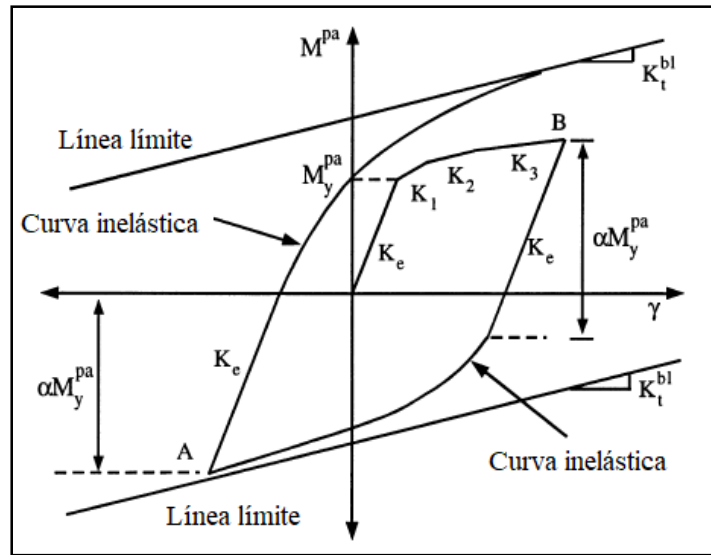


Figura 2.3 Reglas históricas para zonas de panel (Kim et al., 2002)

Mulas (2003) estudia los marcos de acero resistentes a momento, sometidos a cargas laterales, así como la transferencia de momentos entre vigas-a-columnas que producen un estado particular de tensión dentro de la zona de panel. Este estado de tensión, que no se produce cuando sólo las cargas por gravedad están actuando, se caracteriza principalmente por altos valores de esfuerzo cortante. Sin embargo, cuando la estructura se somete a movimientos fuertes en su base, la fluencia se puede presentar en la conexión y en cualquiera de los elementos que lo rodean (*i.e.* vigas, columnas, zona del panel, entre otros). Dos aspectos principales deben ser considerados en esta situación: (1) la descripción precisa de la rigidez de la zona del panel es muy importante en los análisis que conducen a la estimación del período fundamental, y con ello de las fuerzas inerciales y de la deformación o distorsión esperada del marco; (2) la representación correcta de la resistencia de la zona del panel y de su comportamiento no lineal, los cuales afectan directamente el diseño de la propia zona del panel y de los elementos que lo rodean (*i.e.* vigas, columnas, y otros elementos de conexión).

Castro *et al.* (2004) comentan que la zona del panel puede tener influencia significativa en la distribución de la plasticidad y disipación de energía dentro del sistema estructural. Las deformaciones inelásticas excesivas en la zona del panel pueden perjudicar el comportamiento estructural global. Debido a la importancia del comportamiento de la zona del panel, su inclusión en modelos analíticos de marcos resistentes a momento es esencial para una adecuada evaluación de la respuesta sísmica. Los autores concluyen que el comportamiento inelástico de la zona del panel puede contribuir generalmente a aliviar la demanda sobre otros elementos estructurales; sin embargo, este comportamiento estable debe considerarse con cuidado, ya que las grandes deformaciones de los paneles pueden perjudicar la respuesta global de la estructura.

2.2 Estudios experimentales

En esta sección se presenta un resumen de diversos estudios relacionados con el ensaye experimental de conexiones viga-columna orientado a la evaluación de la influencia de la zona del panel en la respuesta de las conexiones de acero. No obstante que en la literatura se reportan numerosos ensayos de conexiones viga-columna con diversas configuraciones, no todos ellos concentran su atención en el comportamiento de la zona del panel. Por ello, las referencias que se citan en esta sección no representan una lista integral de todo lo que está disponible en la literatura internacional; no obstante, a juicio del autor, esta sección presenta las principales observaciones en la respuesta del panel a través de ensayos experimentales.

Un programa de pruebas a gran escala de conexiones viga-columna y de la zona del panel de acero fue iniciado dentro del proyecto SAC. El proyecto SAC fue un proyecto multidisciplinar realizado por un comité de expertos (nombrado *Steel Advisory Committee*), y auspiciado por la agencia FEMA (*Federal Emergency Management Administration*) de los Estados Unidos, en respuesta a los daños generados por el Sismo de Northridge de 1994 y para la mitigación de daños en sismos futuros. Entre los objetivos del proyecto SAC estuvieron los de evaluar la resistencia sísmica de conexiones de acero, plantear propuestas de reparación y refuerzo para conexiones existentes, y establecer directrices para el diseño de estructuras de acero nuevas.

Popov y Blondet (1996) realizaron tres ensayos de conexiones viga-columna a escala real dentro del proyecto SAC en la Universidad de California en Berkeley. Los especímenes de prueba representan conexiones viga-columna exteriores típicas de modernos edificios de acero. Todos los especímenes fueron detallados siguiendo las especificaciones de diseño, las prácticas de fabricación, y las condiciones reales de campo en uso antes del terremoto de Northridge. El ensayo consistió en someter los especímenes de prueba a una carga estática cíclica con amplitud creciente, con control de desplazamiento, y siguiendo el protocolo propuesto en el documento ATC-24 (ATC, 1994). Las fracturas serias se presentaron para dos especímenes en el patín de la columna, al igual que se observaron durante el terremoto de Northridge. El tercer espécimen falló debido a la fractura de la soldadura en el patín inferior de la viga. Los tres especímenes fueron reparados de acuerdo con los procedimientos de reparación actuales y ensayados de nuevo con el mismo protocolo de carga cíclica. Las tres conexiones reparadas mostraron un mejor comportamiento en comparación con los especímenes originales. Su modo de falla, sin embargo, fue también una fractura súbita no dúctil.

Los análisis estadísticos de Roeder y Foutch (1996) de muchas pruebas cíclicas realizadas sobre conexiones rígidas de acero confirman claramente que: (1) La región de la zona de panel puede sufrir grandes excursiones inelásticas sin degradación de resistencia bajo carga cíclica. (2) Una zona de panel débil podría tener un efecto perjudicial sobre la ductilidad que puede conseguirse mediante las vigas que enmarcan la conexión de acero

El Tawil *et al.* (1999) ensaya experimentalmente especímenes de conexiones cuyas geometrías se derivan de la muestra que reporta Popov *et al.* (1996) durante la Fase I del Proyecto SAC. El espécimen PN3 ensayado por los autores que se muestra en la Figura 2.4 es representativo de las prácticas de construcción pre-Northridge, y exhibe cierta ductilidad antes del fallo. Diferentes configuraciones de especímenes se crean al cambiar algunos de los atributos del espécimen; los parámetros geométricos importantes se varían en el intervalo de

interés práctico con el fin de evaluar el efecto de la fluencia por cortante de la zona del panel sobre el comportamiento inelástico de la conexión.

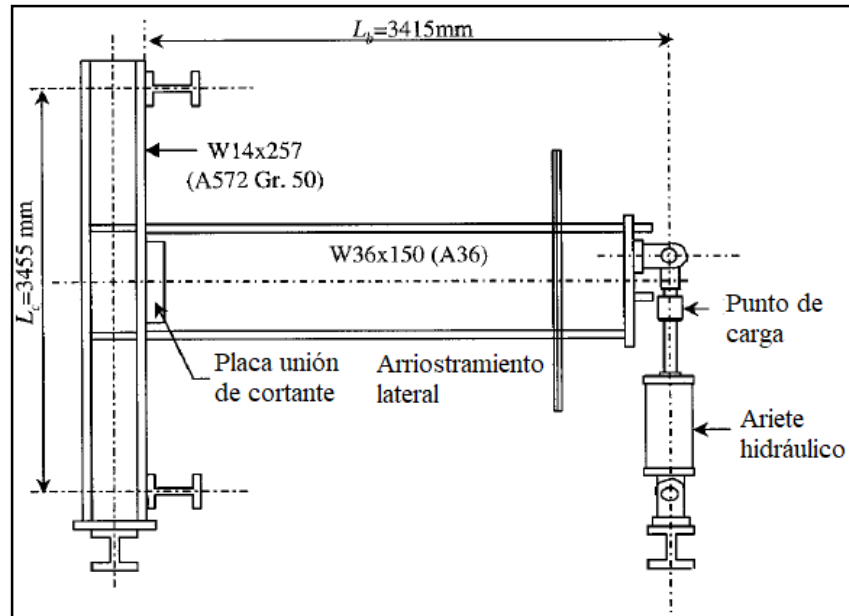


Figura 2.4 Espécimen PN3 (Tawil et al., 1999)

Pruebas experimentales de Castro *et al.* (2004) demuestran que el comportamiento del panel en el rango elástico se rige principalmente por las deformaciones por cortante del alma de la columna. Los autores observan que los paneles son típicamente capaces de sufrir deformaciones inelásticas considerables antes de sufrir deformación en el alma de la columna. No obstante, los autores advierten que las distorsiones excesivas en el panel pueden causar fractura en las soldaduras a tope de las vigas en el caso de conexiones soldadas; adicionalmente, puede producirse un comportamiento indeseable de la columna debido a la formación de torceduras en el borde de la columna. Bajo condiciones de carga cíclica, concluyen los autores, las zonas de panel normalmente exhiben un comportamiento histérico estable, aún con altas deformaciones unitarias en el rango de endurecimiento.

Lin *et al.* (2000), presentan una prueba experimental a escala con 4 subconjuntos de viga soldada con carga cíclica. Estos especímenes, CB1 a CB4, consideran zonas de panel débil y consisten de una columna con dos vigas conectadas en ambos lados. La configuración experimental se muestra en la Figura 2.5, donde la resistencia a cortante de diseño de la zona del panel para todos los paneles se determina con la ecuación 1.1.

$$V_{UBC} = 0.55F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_c t_p^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (1.1)$$

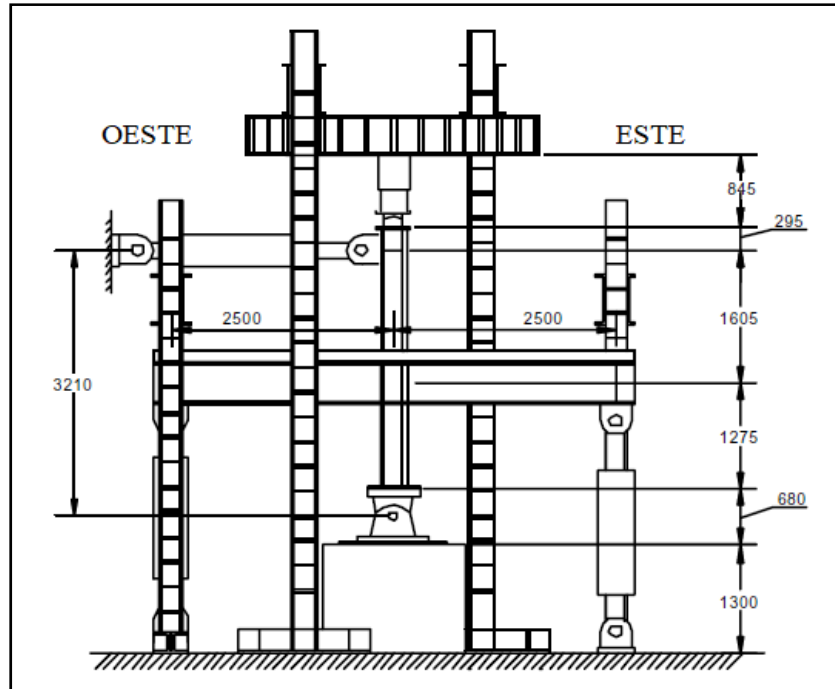


Figura 2.5 Configuración típica de pruebas experimentales de Lin et al. (2000)

Lin *et al.* (2000) reportan sus pruebas fracturas para altas distorsiones en el patín inferior de la viga en tres de las cuatro muestras. Las conexiones con un buen diseño evitaron eficazmente la fractura frágil en la soldadura de penetración completa entre el patín inferior de la viga y la columna. Estos resultados experimentales muestran que las articulaciones plásticas en las conexiones exceden de 0.03 radianes, mientras que las articulaciones en las vigas varían de 0.05 a 0.066 radianes. También, los resultados demuestran que la zona del panel posee una buena capacidad de deformación inelástica. Los resultados de la prueba confirman que se formaron pliegues localizados en los patines de la viga y columna, también se encuentra que la resistencia a cortante y la rigidez elástica de la zona del panel no son linealmente proporcionales al espesor final de la zona del panel con la placa doble.

Krawinkler *et al.* (1971) ensaya dos conexiones en las que también evalúa la zona del panel Tuna (2012). Los especímenes que selecciona representan un subensamblaje de la conexión interna típica de un edificio de oficinas de 20 niveles. La configuración de prueba se ilustra en la Figura 2.6. La conexión mostró una alta resistencia después de la fluencia de la viga. Los investigadores agregaron que las deformaciones inelásticas en el panel tuvieron influencia en las articulaciones plásticas en las vigas.

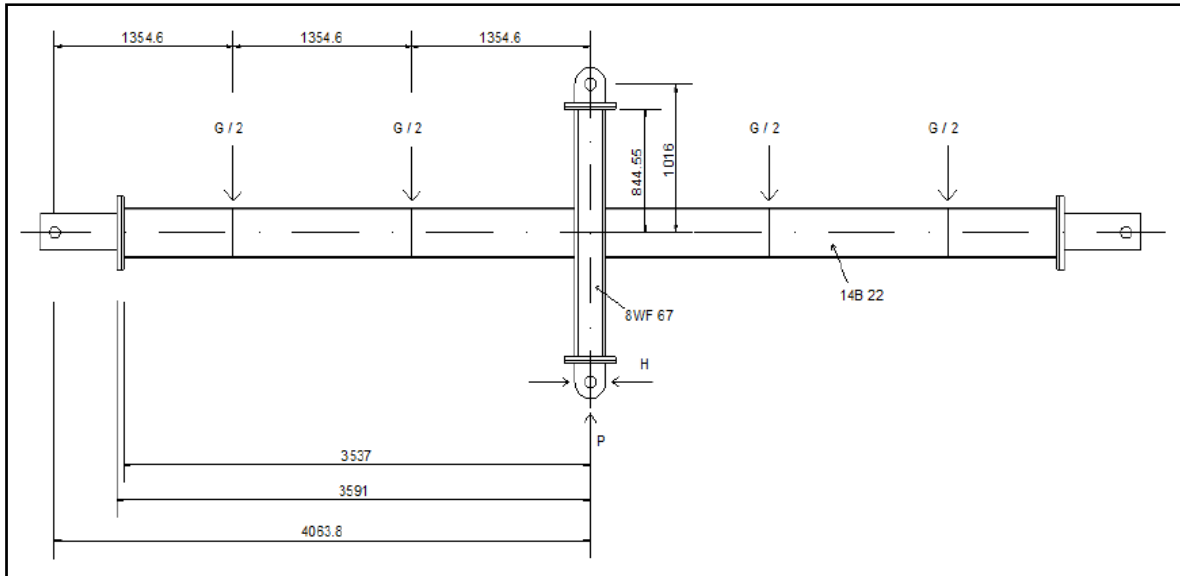


Figura 2.6 Configuración de la prueba (dimensiones en mm) de Krawinkler et al. (1971)

2.3 Tipos de modelos no-lineales para la zona del panel

Para conocer el verdadero comportamiento de marcos rígidos de acero se requiere de realizar análisis complejos, en donde se requiere que se modelen implícitamente todos los componentes que contribuyan a la respuesta no-lineal de la estructura. Muchos estudios que reportan análisis no-lineales de marcos de acero se concentran en solo modelar elementos no-lineales para reproducir las articulaciones plásticas de vigas y columnas, y en el mejor de los casos incorporan elementos rígidos en los segmentos de vigas y columnas que se sobrepone en la zona del panel. No obstante, como se destaca en este trabajo, la zona del panel también puede generar una contribución en la respuesta no-lineal de los marcos rígidos, por lo que los análisis requieren la implementación de elementos que simulen los efectos inelásticos en el sistema. Así, esta sección describe algunos modelos típicos que se reportan y se aplican en la literatura especializada para la consideración de la zona del panel en un análisis no-lineal.

2.3.1 Modelo de tijera

En el análisis de un marco rígido que consiste únicamente de miembros lineales, el comportamiento de zona de panel se puede modelar de forma aproximada mediante el modelo de tijera (Figura 2.7), el cual tiene cuatro grados de libertad por articulación y solo 2 elementos adicionales. El modelo de tijera consiste en dos elementos rígidos biarticulados, los cuales se interconectan con una rotula donde se cruzan perpendicularmente que permite una rotación libre entre estos elementos rígidos. La rigidez a cortante del panel se introduce en este modelo a través de un resorte rotacional que se conecta entre los dos elementos rígidos; este resorte rotacional restringe la deformación relativa entre los elementos y limita parcialmente la rotación relativa entre los dos elementos. La suma de los momentos en este modelo se puede relacionar con la fuerza cortantes en la conexión, mientras que la rotación del resorte es igual al ángulo de distorsión de la zona del panel (Rafezy *et al.* 2014).

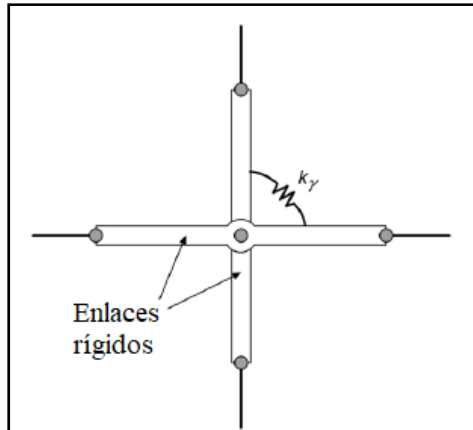


Figura 2.7 Modelo de las tijeras (Castro et al., 2004)

Ventajas del modelo de tijeras (FEMA 451B, 2003)

- Produce resultados casi idénticos al modelo del marco.

Desventajas del modelo de tijeras (FEMA 451B, 2003)

- No modela el verdadero comportamiento de la conexión.
- No incluye deformaciones por flexión en la zona del panel.

2.3.2 Modelo del marco o paralelogramo con resorte rotacional

El modelo del marco, también conocido como modelo del paralelogramo, consiste en ocho elementos rígidos biarticulados formando un paralelogramo que carece de rigidez a fuerzas cortantes, y al cual se conectan los elementos barra que representan las vigas y columnas como se muestra en la Figura 2.8.

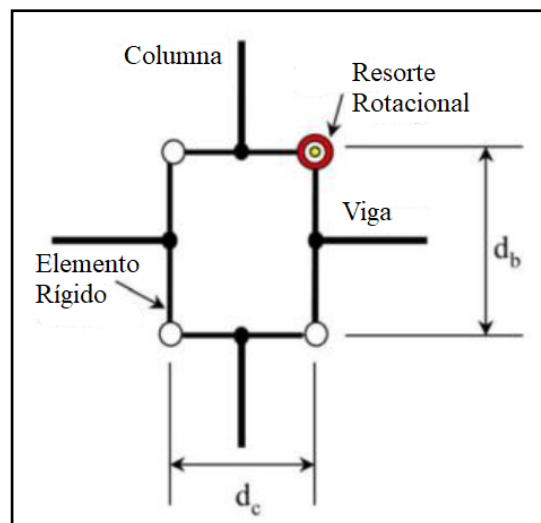


Figura 2.8 Modelo del paralelogramo con resorte rotacional (Rafezy et al., 2014)

Este modelo es una representación más realista de la zona del panel en la que se consideran las dimensiones reales mediante la adición de los ocho elementos rígidos por cada panel. Las propiedades de resistencia y rigidez del panel se pueden modelar mediante un resorte rotacional ubicado en una de las esquinas de la zona del panel. Los ángulos rectos entre los límites de la zona del panel con las vigas y columnas adyacentes se mantienen en este modelo, mientras que esto no ocurre en el modelo de las tijeras (Rafezy *et al.* 2014).

Este modelo ha evolucionado desde la concepción inicial de Krawinkler *et al.* (1975). Inicialmente, los resortes rotacionales estaban ubicados en cada esquina de la zona del panel. En la actualidad, el modelo se considera típicamente como elementos rígidos con un resorte que toma la rotación relativa entre los miembros (Dávila, 2007).

Fielding y Huang (1971) propusieron una relación bi-lineal (Figura 2.9) para simular la respuesta del resorte rotacional en la zona de panel con el modelo del paralelogramo, y en donde definen una rigidez elástica seguida de una rigidez post-elástica proporcional a la rigidez elástica. Además, establecen un parámetro límite en la deformación inelástica de cuatro veces el valor de la fluencia, y una rigidez de endurecimiento por deformación correspondiente a la del material de acero.

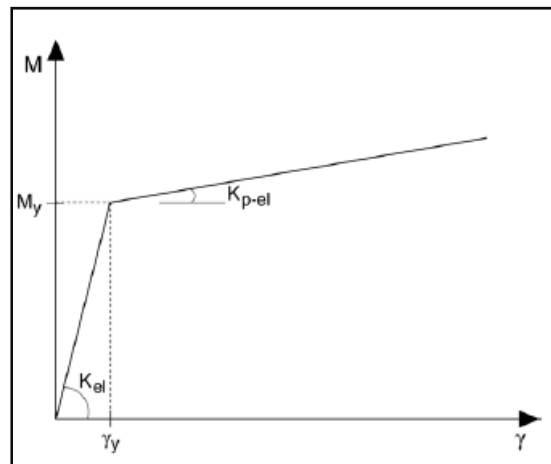


Figura 2.9 Relaciones bi-lineales (Fielding y Huang, 1971)

Charney y Downs (2004) compara el comportamiento del modelo de tijeras y del modelo del marco. El autor asume explícitamente que las columnas y vigas en ambos lados de la conexión tienen mismo peralte y ancho (los elementos que forman el modelo tienen las mismas dimensiones), por lo que el modelo de tijeras no se puede usar cuando las dimensiones de los elementos varían; no existe tal restricción en el modelo del marco. La condición deformada de ambos modelos se muestra en la Figura 2.10, en donde se supone que toda la deformada está en el panel, con la viga y la columna rígidas. La diferencia más notable en el comportamiento entre los dos modelos es la compensación en las líneas centrales de las columnas y las vigas en el modelo del marco, que no están presentes en el modelo de tijeras.

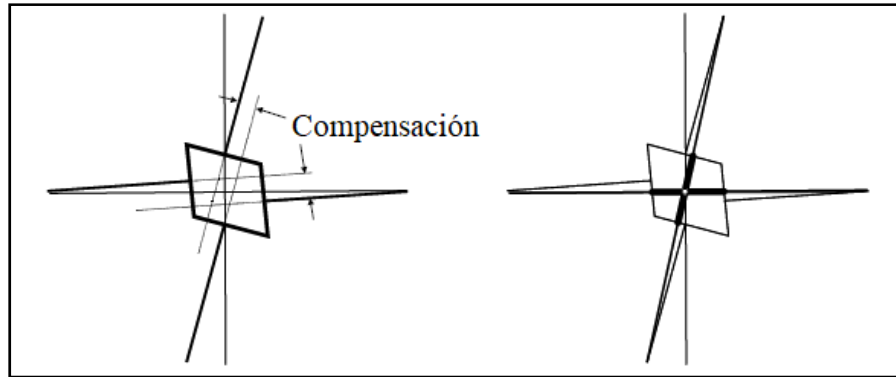


Figura 2.10 Deformada del modelo del marco (izquierda) y el modelo de tijeras (derecha) (Charney y Downs, 2004)

La Figura 2.11, muestra la comparación de la deformada del modelo del marco y el modelo de tijera.

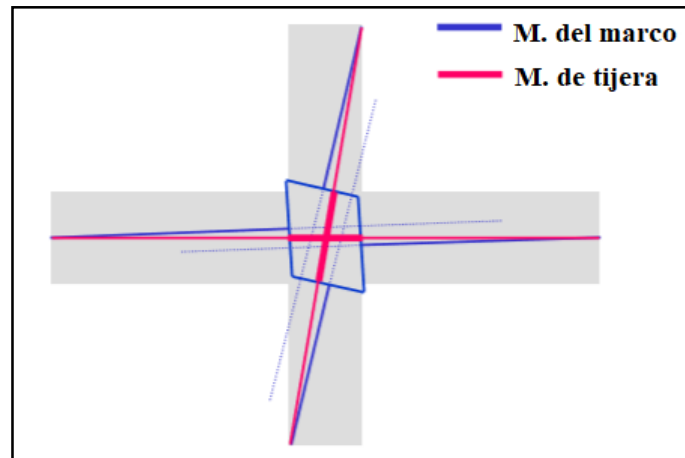


Figura 2.11 Comparación de modelos: Cinemática (FEMA 451, 2003)

Ventajas del modelo del marco (FEMA 451, 2003)

- Físicamente imita la distorsión real de la zona del panel, y por lo tanto, representa con precisión el comportamiento cinemático.
- La rotación de la articulación de esquina es igual a la distorsión por cortante del panel.
- Los parámetros de modelado son independientes de la estructura fuerza de la región de la zona del panel.

Desventajas del modelo del marco (FEMA 451,2003)

- El modelo es relativamente complejo.
- No incluye deformaciones por flexión en la zona del panel.
- Requiere 12 nodos y 8 elementos para su modelado.

2.3.3 Modelo del marco o paralelogramo con resorte diagonal

Este modelo (Figura 2.12) es una variante del anterior, con el único cambio de que la rigidez a cortante del panel se introduce a través de un resorte diagonal que se conecta entre dos nodos extremos y opuestos.

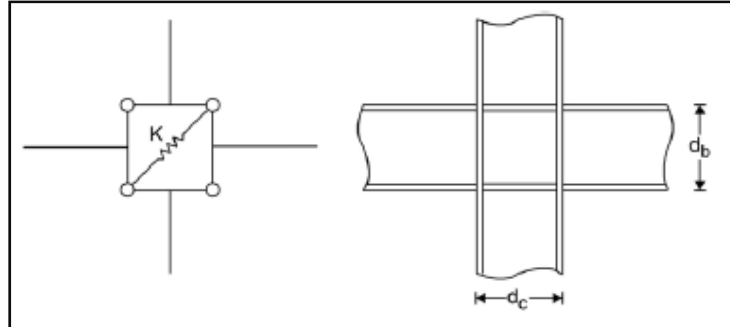


Figura 2.12 Modelo del paralelogramo con resorte diagonal (Castro et al., 2004)

Algunos ingenieros estructurales usan erróneamente la rigidez rotacional del resorte calculada para el modelo del paralelogramo con la rigidez rotacional del resorte en el modelo de tijeras. Esto último producirá imprecisiones con una respuesta más flexible que la que se presenta en la estructura, así como el hecho de que fluyen prematuramente las regiones de la zona del panel (Charney, 2004). Un caso de error similar ocurre cuando se confunde la rigidez rotacional con la rigidez lateral del panel en el modelo del paralelogramo.

2.3.4 Elementos finitos

El Tawil *et al.* (1999) verifica sus resultados experimentales con un modelo de elemento finito, los objetivos de investigación se abordan mediante análisis detallados, tridimensionales, no lineales, de elementos finitos de subconjuntos de conexión. Las características de las configuraciones de análisis usadas en esta investigación se derivan de la geometría de una conexión de viga-columna típica pre-Northridge completamente restringida. Los parámetros geométricos importantes se varían en el rango de interés práctico para evaluar su efecto sobre el comportamiento de la conexión.

Castro *et al.* (2004), presenta un trabajo sobre el modelado de la región del panel dentro de las conexiones viga a columna en marcos de acero resistentes a momento. Los modelos analíticos existentes para representar la respuesta de la zona del panel se revisan primero y se discuten sus alcances y limitaciones. El método explica el efecto de diferentes condiciones de contorno, así como los modos de deformación por corte y flexión, al evaluar la respuesta elástica e inelástica. La validación del enfoque propuesto se lleva a cabo mediante comparaciones con los resultados experimentales disponibles, además de análisis detallados de elementos finitos continuos.

Deylami *et al.* (2004) realizan un estudio de los efectos de la zona del panel en la inestabilidad de vigas con sección reducida, donde se realizó un análisis numérico en una serie de especímenes con varias características de la zona del panel por el software de elementos finitos ANSYS, con el fin de verificar la validez la investigación numérica, se generó un modelo de elementos finitos para la muestra DB3 del estudio experimental realizado por

Engelhardt (1998), este modelo se analizó bajo carga de control de desplazamiento cíclico. Los resultados verifican que el la fluencia por fuerzas cortantes en la zona del panel (ZP) pueden mejorar el comportamiento histerético de las muestras al evitar la inestabilidad prematura en las vigas, aunque las muestras con ZP débil indiquen una respuesta histerética estable, la conexión viga-columna puede fracturarse antes de alcanzar la rotación requerida de la viga y en muestras de ZP fuerte, el pandeo lateral y local hace que se reduzca la capacidad del momento flexionante de la viga y dependiendo de la esbeltez de la viga, la cantidad de reducción del momento puede variar.

Tuna (2012), además de los estudios experimentales que previamente se mencionan, hace usó del programa ANSYS 10.0 para realizar un análisis de elementos finitos de la prueba B-1 de Krawinkler *et al.* (1971). La malla del elemento finito se muestra en la Figura 2.13. Las propiedades del material que se adoptan son las que reporta Krawinkler *et al.* (1971). El comportamiento del material no-lineal se modela utilizando el criterio de fluencia de von Mises, el cual considera que la fluencia ocurre cuando el esfuerzo asociado a la distorsión debido al corte alcanza un valor crítico. Para todos los elementos se utilizó una relación esfuerzo-deformación bi-lineal. En los análisis se restringió el movimiento fuera del plano de los extremos de la viga y columna aplicando restricciones de desplazamiento en dirección z ($u_z=0$), las cargas gravitacionales en vigas y columna se aplicaron en un solo nodo ya que eran cargas puntuales y la carga lateral se aplicó en el extremo inferior de la columna la cual se indujo en un solo nodo, esta carga se aplicó en intervalos de tiempo para simular el análisis cuasi-estático y evitar las oscilaciones. Además, una masa arbitraria de 30 toneladas se distribuyó equivalente a través de 3 nodos en el inferior de la columna para no caer en el problema de oscilación, se asignó un 5% de amortiguamiento crítico. Los resultados numéricos y las observaciones experimentales se compararon con los resultados del análisis de elementos finitos, donde los resultados experimentales se empatan con los de elemento finito. En base a la comparación del comportamiento real y los resultados de ANSYS, se puede concluir que los modelos de elementos finitos son capaces de simular la respuesta de la zona del panel.

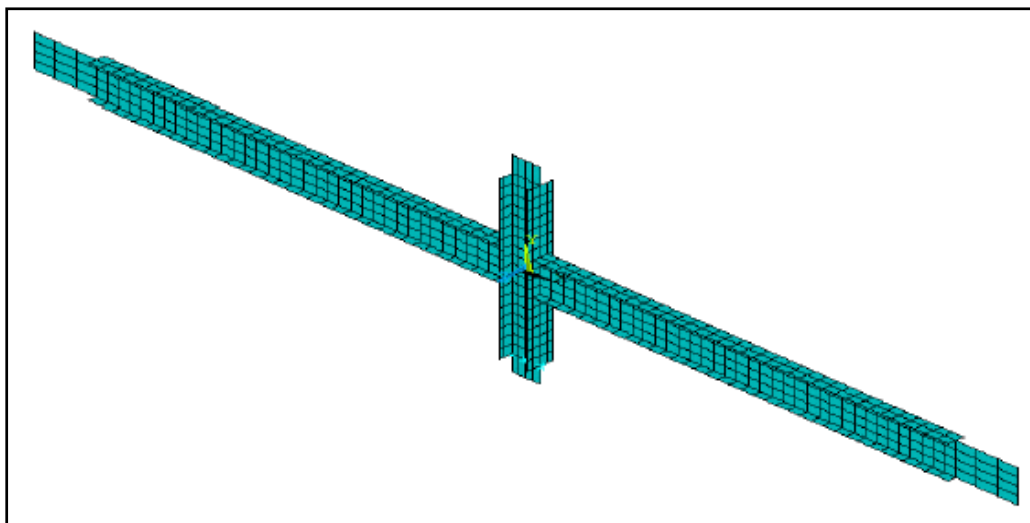


Figura 2.13 Modelo de elementos finitos desarrollado por Tuna (2012)

3 NORMATIVIDAD

Los códigos sísmicos han fluctuado entre requisitos muy severos y muy relajados para detallar la zona del panel. Después del sismo de Northridge en 1994 y hasta el año 2005, fue práctica habitual en California proporcionar zonas de panel con suficiente resistencia al corte para permitir el desarrollo de la capacidad de momento de plástico de las vigas en ambos lados del panel.

Se generó un esquema en formato de diagrama de flujo (Figura 3.1), en el cual se resume e incluye las secciones que se deben revisar en las normas o especificaciones en Estados Unidos, México y Europa para el diseño de la zona del panel en marcos rígidos de acero.

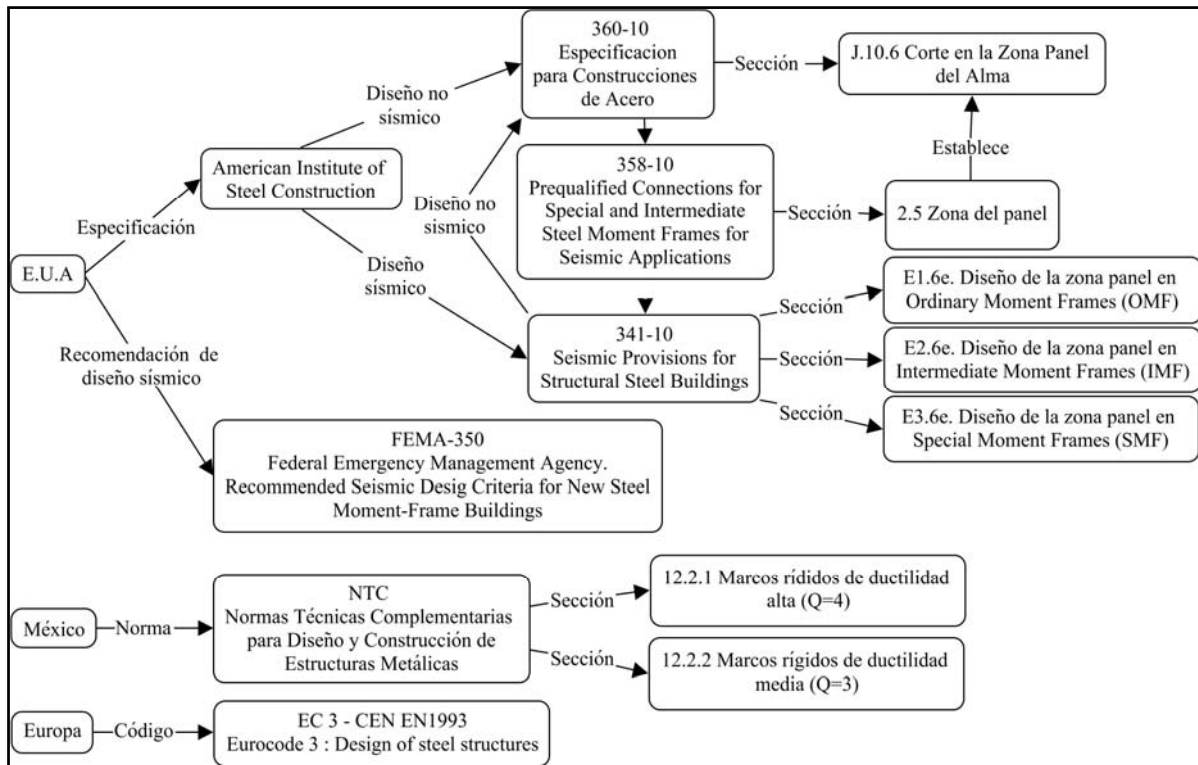


Figura 3.1 Diagrama de flujo de algunas normas o especificaciones para el diseño del panel

3.1 AISC

En esta sección se resumen las principales secciones de las especificación ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016^a), del documento de conexiones precalificadas ANSI/AISC 358-16 (AISC, 2016^b), y de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16 (AISC, 2016^c) que se relacionen con el diseño de la zona del panel en marcos rígidos de acero. Se desarrollaron esquemas en formato de diagrama de flujo (Figuras 3.2 y 3.3), que resumen los criterios para el diseño de la zona del panel dentro de las provisiones sísmicas (AISC, 2016^c) y de la especificación (AISC, 2016^a) que se aplican en los Estados Unidos.

Se desarrolla un esquema en formato de diagrama de flujo para un diseño no sísmico de la zona del panel (Figura 3.2), para el cálculo de la resistencia nominal del panel.

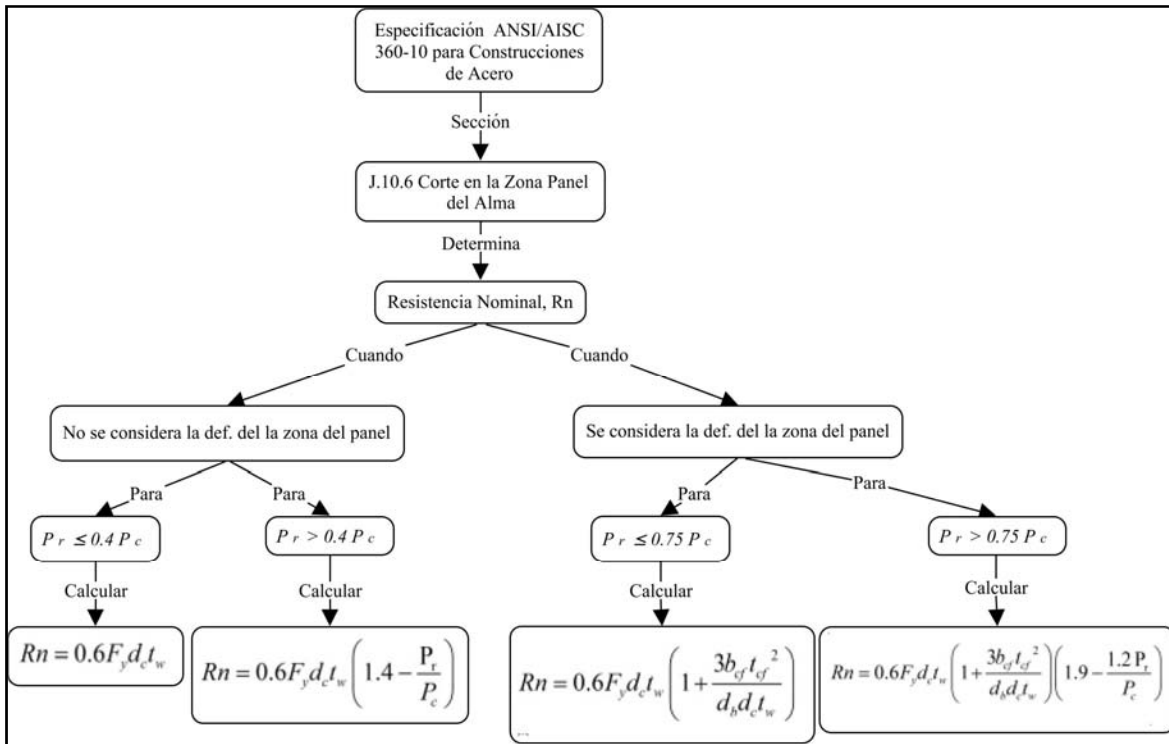


Figura 3.2 Diagrama de flujo para diseño no-sísmico de la zona del panel en la especificación del AISC

Las especificación ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016^a), sección E3.6e, indica los criterios para el diseño de la zona del panel como:

- I. Resistencia requerida a cortante en el panel, la cual se puede determinar con diseño por resistencia o diseño por capacidad de las vigas.

Capacidad de la viga

Determinar el momento plástico de la viga en la sección transversal de la articulación plástica, dado por la ecuación 3.1:

$$M_{pr} = 1.1R_y M_p \quad (3.1)$$

Si es una conexión precalificada, el momento máximo probable en la articulación plástica de termina con la ecuación 3.2, donde C_{pr} se calcula con la ecuación 3.3.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (3.2)$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (3.3)$$

Resistencia de la viga (Especificación ANSI/AISC 360-10)

Esta sección aplica para las cargas concentradas dobles aplicadas a una o ambas alas de un miembro en la misma ubicación. La resistencia disponible de la zona del panel del alma para el estado límite de fluencia en corte debe ser determinada en función de P_r y P_c , la resistencia nominal R_n , debe ser determinada como se detalla a continuación:

Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona del panel en la estabilidad del marco:

Para $P_r < 0.4 P_c$, la resistencia nominal es calculada con la ecuación 3.4.

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \quad (3.4)$$

Para $P_r < 0.4 P_c$, la resistencia nominal es calculada con la ecuación 3.5.

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c} \right) \quad (3.5)$$

Cuando se considera en el análisis la estabilidad del marco, incluyendo la deformación plástica de la zona del panel:

Para $P_r < 0.75 P_c$, la resistencia nominal es calculada con la ecuación 3.6.

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (3.6)$$

Para $P_r < 0.75 P_c$, la resistencia nominal es calculada con la ecuación 3.7.

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_c} \right) \quad (3.7)$$

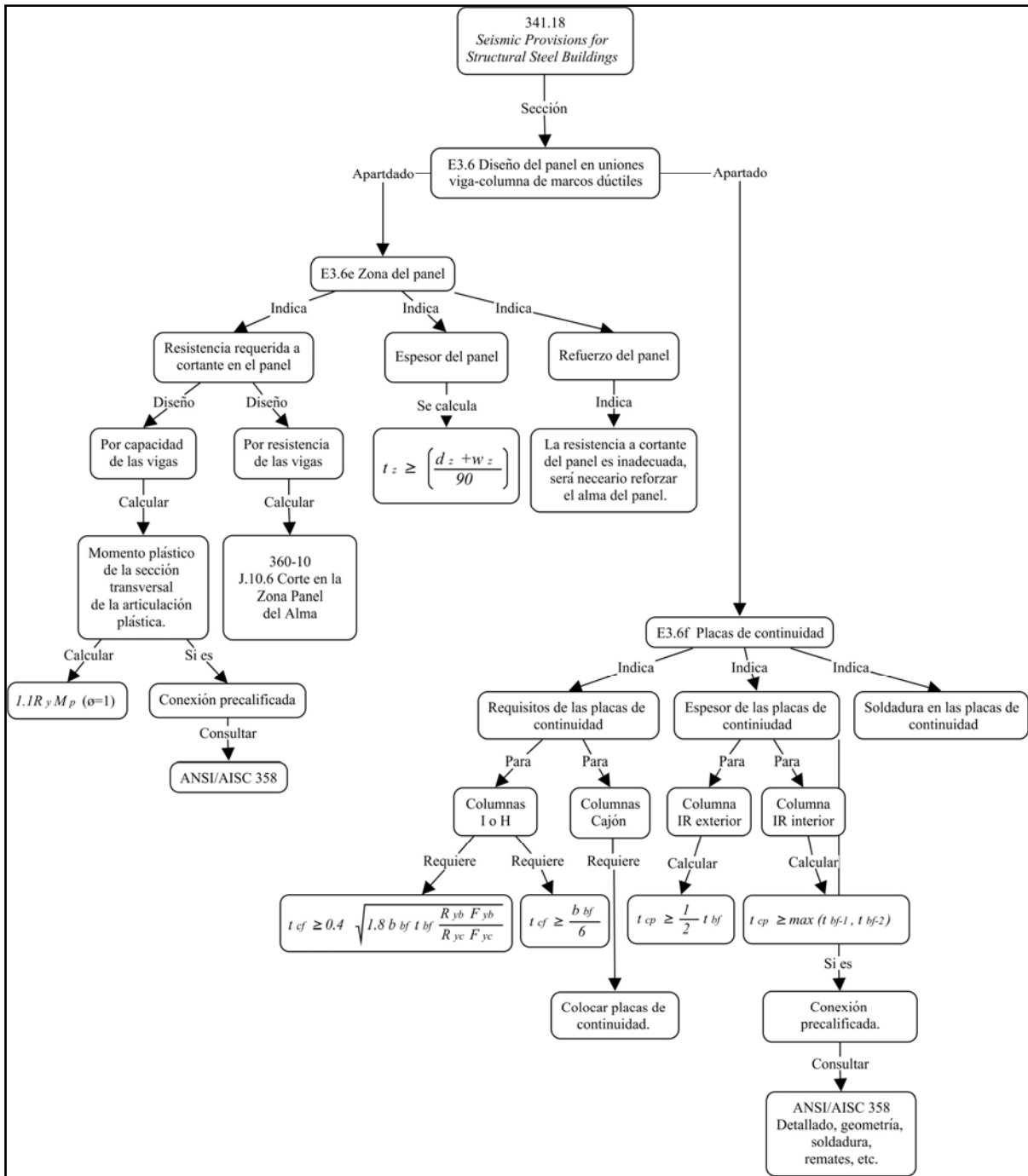


Figura 3.3 Diagrama de flujo para diseño sísmico del panel en las provisiones sísmicas del AISC

II. Revisión del espesor mínimo del panel (Especificación ANSI/AISC 341-16).

La revisión empírica de esbeltez que proporciona el AISC dada por la ecuación 3.8:

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (3.8)$$

La ecuación 3.8, apareció por primera vez en 1988 en la recomendación de diseño sísmico – SEAOC, desde entonces ha sido adoptado sin cambios por los códigos UBC de 1988 y posteriores, así como en las disposiciones sísmicas AISC (1992 – 2016). La ecuación aparece en la especificación SEAOC (1988) como la ecuación 4.2 de la sección 4F.2.d. Esta sección hace referencia de Krawinkler (1978) como la fuente, indica que la ecuación está basada en pruebas experimentales donde el pandeo en la zona del panel que cumplen el criterio de la ecuación 3.7 de este trabajo, no tiene reducción la capacidad a cortante de la unión bajo una carga cíclica. El documento referenciado de Krawinkler (1978), sin embargo no contiene nada relacionado con las limitaciones de esbeltez de la zona del panel y no es un informe de trabajo experimental.

Bertero, Krawinkler y Popov comenzaron estudios experimentales desde los años setenta, pero los datos sobre las pruebas experimentales se pueden encontrar en Krawinkler *et al.* (1971) y Bertero *et al.* (1975), ninguna de las referencias anteriores proporciona un criterio de esbeltez específico para la zona del panel, aunque todos llegan a la conclusión que el pandeo en zona de panel débil producen grandes distorsiones inelásticas. El desarrollo de esta ecuación de esbeltez sea atribuido al trabajo de Teal como parte del comité SEAOC en 1980. Sin embargo, no hay registro de publicaciones del desarrollo de la ecuación.

Las muestras que utilizaron Krawinkler *et al.* (1971) y Bertero *et al.* (1975) se basan en dos especímenes de prueba, designadas como A1 y A2, siendo columnas W8×24 y vigas W10×15 con paneles no reforzados, el espesor del alma de la columna es de 6 mm (1/4 pulgada). Usando las dimensiones de la zona del panel correspondiente a estas secciones se puede derivar una la siguiente expresión:

$$t_z \approx \frac{d_z + w_z}{68} \quad (3.9)$$

Krawinkler *et al.* (1971) y Bertero *et al.* (1973), concluyen que cuando las muestras presentaron dobleces en la zona del panel no se obtuvo pérdida de resistencia. De hecho la capacidad a cortante de esta zona aumentó a medida de que el acero comenzó a endurecerse. La cuestión es, si el valor permitido de la ecuación 3.7 se relaciona con los límites de esbeltez aprobados por el comité del SEAOC. Aunque los resultados de la prueba de Krawinkler *et al.* (1971, 1975) y Bertero *et al.* (1972, 1973) son probablemente la base para la relación de esbeltez de la zona del panel, aunque aún no está claro cómo se llegó al valor máximo de la ecuación establecida para la revisión del espesor del panel (Lee *et al.* 2002).

La sección E3.6f, de la especificación AISC 341-16, indica los criterios para el refuerzo de la zona del panel como:

- I. Donde la fuerza requerida en la cara de la columna excede la fuerza determinada usando los estados límite locales, que se aplican en la especificación sección J.10. Donde sea requerido, las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos de la especificación J10.8 y los requisitos de la sección E3.6f.2.
- II. Cuando el espesor del patín de la columna es menor al espesor límite, t_{lim} , determinado como se indica.

Cuando el patín de la viga está soldado al patín de la columna, con secciones W o I para la columna:

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad (3.10)$$

Cuando el patín de la viga esta soldado al patín de columnas tipo cajón:

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{12} \quad (3.11)$$

3.2 Eurocódigo

El Eurocódigo 3 (CEN, 2004) es la norma legal de diseño para estructuras de acero aplicables en la Unión Europea. En este código, las disposiciones para el diseño de la zona del panel se presentan en la sección 5.3 que enlista lo siguiente:

- 1) Para modelar el comportamiento de deformación en un nodo, se debe considerar la deformación por cortante del panel y la deformación rotacional de las conexiones.
- 2) Los nodos deben diseñarse para resistir los momentos de flexión interna $M_{b1,Ed}$ y $M_{b2,Ed}$, fuerzas normales $N_{b1,Ed}$ y $N_{b2,Ed}$ y fuerzas cortantes $V_{b1,Ed}$ y $V_{b2,Ed}$ aplicadas en las conexiones por los miembros conectados como se muestra en la Figura 3.4.

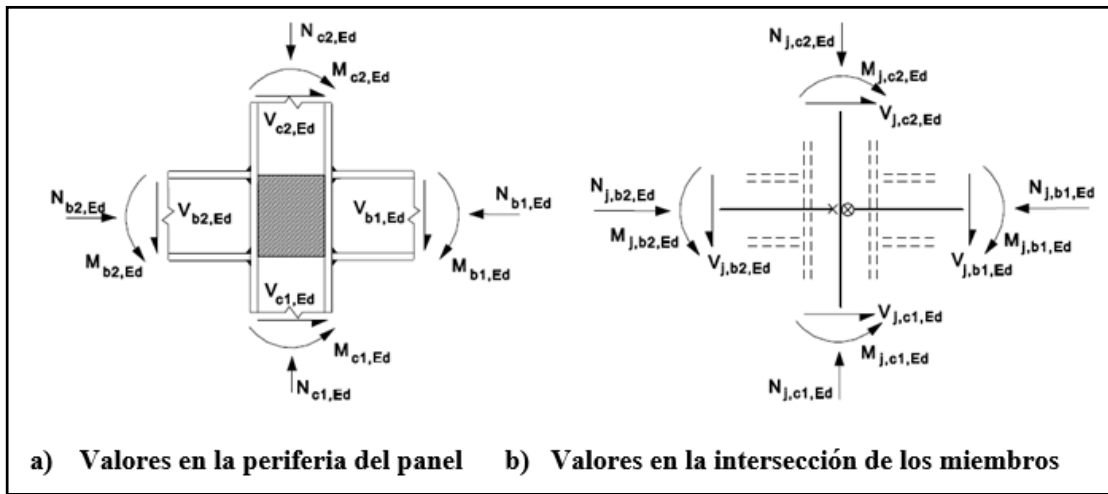


Figura 3.4 Fuerzas y momentos que actúan sobre la articulación (Eurocódigo 3)

- 3) La fuerza cortante $V_{wp,Ed}$ en el panel se obtiene usando:

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{b1,Ed} - V_{b2,Ed}) / 2 \quad (3.12)$$

Dónde: z es el brazo de palanca que es igual al peralte de la viga de acero.

- 4) Para modelar un nodo de forma que reproduzca el comportamiento esperado, la zona del panel sujeta a cortante y cada conexión debe modelarse por separado, teniendo en cuenta los momentos y fuerzas internas en los miembros actuando alrededor del panel (Figura 3.5).

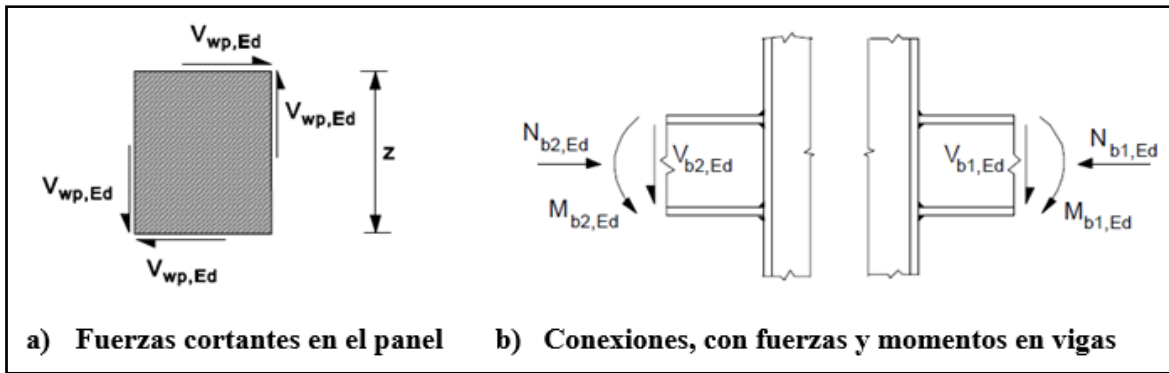


Figura 3.5 Fuerzas y momentos que actúan en el panel con conexiones (Eurocódigo 3)

- 5) Como una alternativa simplificada al inciso 4), una configuración de una conexión externa 3.6(a) se puede modelar como una sola junta simple, mientras una configuración de conexión externa 3.6(b) se puede modelar como dos conexiones separadas interactuando una con otra. Como consecuencia, una configuración de conexión interior tiene dos características de rotación de momento, una para la junta de la derecha y una para la junta de la izquierda.

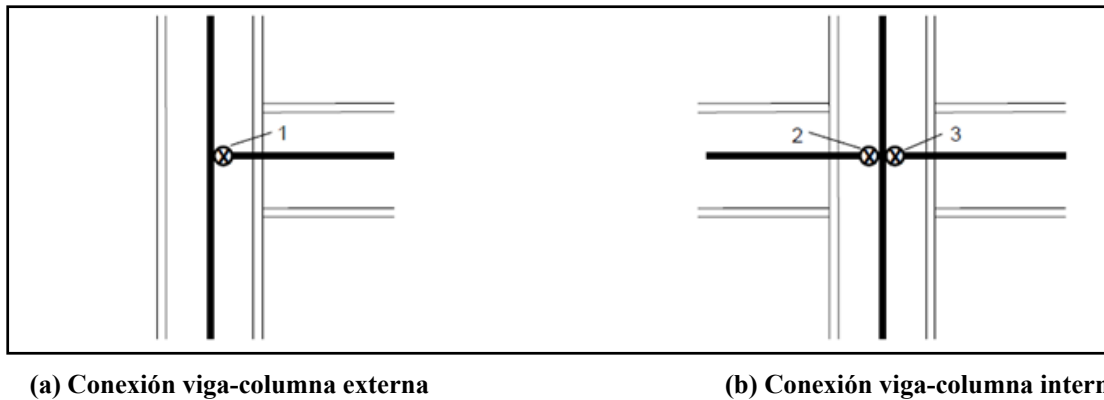
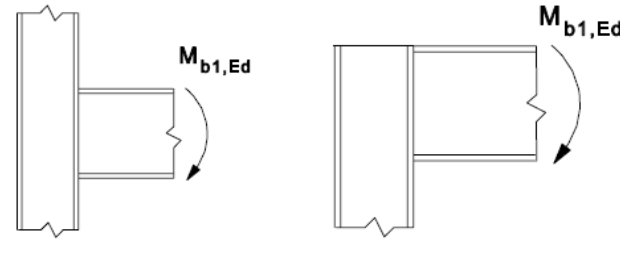
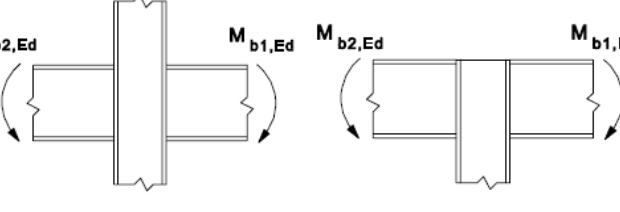


Figura 3.6 Modelado del nodo, Adaptado del Eurocódigo 3

- 6) En una conexión viga-columna interna o junta doble, como en la Figura 3.6(b), cada nodo debe incluir un resorte rotacional independiente, y en el que cada resorte tiene en cuenta el comportamiento del panel.
- 7) Al determinar la resistencia a momento y la rigidez rotacional para cada una de las uniones, se debe de tener en cuenta la posible influencia del panel a cortante mediante los parámetros de transformación β_1 y β_2 , donde: β_1 es el valor del parámetros de transformación β para la articulación del lado derecho; β_2 es el valor de parámetro de transformación β para la articulación del lado izquierdo.

Los valores aproximados para β_1 y β_2 , con base en los valores de los momentos en el panel ($M_{b1, Ed}$ y $M_{b2, Ed}$) alrededor de la zona del panel pueden obtenerse con la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores aproximados para el parámetro de transformación β (Eurocódigo 3)

Tipo de configuración de junta	Momento	Valor de β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$

*) En estos casos se puede usar el valor exacto de β en lugar de un valor aproximado

3.3 NTC

Desafortunadamente, la revisión y diseño de la zona del panel o tablero son ocasionalmente ignorados en la práctica por muchos diseñadores estructurales en nuestro país. Esto es consecuencia de la ausencia de especificaciones de diseño a este respecto. Para minimizar esto, recientemente se publicó la actualización de la NTC-DCEA (2017), en la cual ya se exige la evaluación y diseño de la zona del panel. Desafortunadamente esta versión de la norma no presenta aún recomendaciones cualitativas integrales que indiquen al diseñador estructural como realizar esta evaluación y diseño del panel. Este trabajo pretende ser una guía de diseño integral que apoye al diseñador a incluir el panel en sus análisis, y diseñar esta zona para lograr un comportamiento satisfactorio de marcos a momento de acero.

La vigente NTC-DCEA (2017) establece en la sección 12.2.1 que el comportamiento esperado de los marcos rígidos de ductilidad alta, que cumplan los requisitos adicionales indicados en esta sección, se caracteriza por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de vigas y por la fluencia limitada de las zonas de panel en las columnas. Excepto en los casos en que se permita otra cosa en esta sección, las columnas se deben diseñar para que sean más resistentes que las vigas conectadas entre ellas, completamente plastificadas y endurecidas por deformación. Sólo se permite la plastificación por flexocompresión en las bases de las columnas. Las vigas, columnas y uniones viga-columna se diseñan y restringen contra pandeo lateral-torsional para soportar deformaciones plásticas importantes, a menos que se pueda demostrar que el miembro estructural que se considere permanece en el intervalo elástico mientras uno o varios componentes del nudo experimentan esas deformaciones. En esta sección 12.2.1 se presenta una nota definiendo la zona del panel como la parte de la columna que queda comprendida

entre los planos horizontales interiores que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte de las que ocurren en el nudo.

La Sección 10.8.7 (resistencia en cortante del alma), menciona que en el caso de que se requiere reforzar la zona del panel en conexiones rígidas, se puede utilizar placas adosadas a ella o atiesadores en diagonal. Estas placas y sus soldaduras se deben diseñar para resistir la fuerza cortante total que llega a la zona del panel.

4 ANÁLISIS PARAMÉTRICO

En esta sección se desarrolla un análisis paramétrico que consiste en el diseño de la zona del panel para diversas potenciales combinaciones de vigas y columnas que conforman una conexión rígida que cumplen los requisitos de columna fuerte – viga débil. Las secciones que se emplean en el presente análisis paramétrico se muestran en la Tabla 4.1. La resistencia del panel se determinó como lo indica la sección J.10.6 de la especificación IMCA o ANSI/AISC 360-10. Los resultados se presentan en un formato de ayudas de diseño. Con el fin de evaluar las distintas potenciales combinaciones de vigas y columnas en una conexión típica, se generó un código en el software Matlab que realiza los cálculos para la revisión del panel tomando las dimensiones y propiedades geométricas de cada sección.

Tabla 4.1 Perfiles utilizados para el análisis paramétrico

Perfiles	Vigas	W30	W27	W24	W21	W18	W16
	Columnas		W14	HP18	HP16	HP14	

4.1 Revisión de la ecuación E3.17 del AISC 341-16

Las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16 (AISC, 2016^o) requiere en la sección E3-6e(2) – ecuación E3-17 (ecuación 4.1) para marcos momento-resistente que el espesor de la zona del panel (alma de columna y placas de refuerzo) sea mayor que el espesor mínimo t_z para prevenir pandeo local en el panel bajo grandes deformaciones inelásticas.

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (4.1)$$

En algunos casos, el uso de columnas de mayor peso (con espesores del alma mayores) es más recomendable que el uso de columnas de menor peso con placa de refuerzo en el panel. Una regla práctica que aplica a marcos rígidos típicos es que el diseñador puede incrementar el peso de la columna hasta un límite de 150 kg/m (100 lb/pie) a fin de evitar la necesidad de utilizar placas de refuerzo, reduciendo apreciablemente el costo (Perea y Mora, 2017).

La Figura 4.1 muestra la aplicación de la ecuación E3-17 del ANSI/AISC 341-16 (ecuación 4.1) para diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna. El eje de las abscisas contiene el cociente del módulo plástico de la columna sobre el módulo plástico de la viga para las conexiones con cociente mayor a la unidad (o 10^0), es decir para las conexiones que potencialmente calificarían como juntas con columna fuerte – viga débil; no obstante que este cociente no incluye los factores de sobrerresistencia y de endurecimiento por deformación en las vigas, así como el momento adicional por el cortante plástico de la viga y la reducción del momento nominal resistente de la columna por carga axial, el cociente de módulos son un buen indicativo de las posibles conexiones que se pueden combinar. Por su parte, el eje de las ordenadas en esta figura contiene el espesor requerido que se obtiene con la ecuación E3-17 del AISC 341-16 normalizado con el espesor del alma de la columna o espesor de la zona del panel, por lo que un valor menor a la unidad representa conexiones que no cumplen con el requisito de la ecuación 4.1, con la necesidad del uso de placas dobles de refuerzo. Como lo ilustra la Figura 4.1, una gran mayoría de las potenciales conexiones no requieren el uso de una placa de refuerzo, y en especial para columnas muy fuertes o altos valores del cociente de módulos plásticos columna a viga.

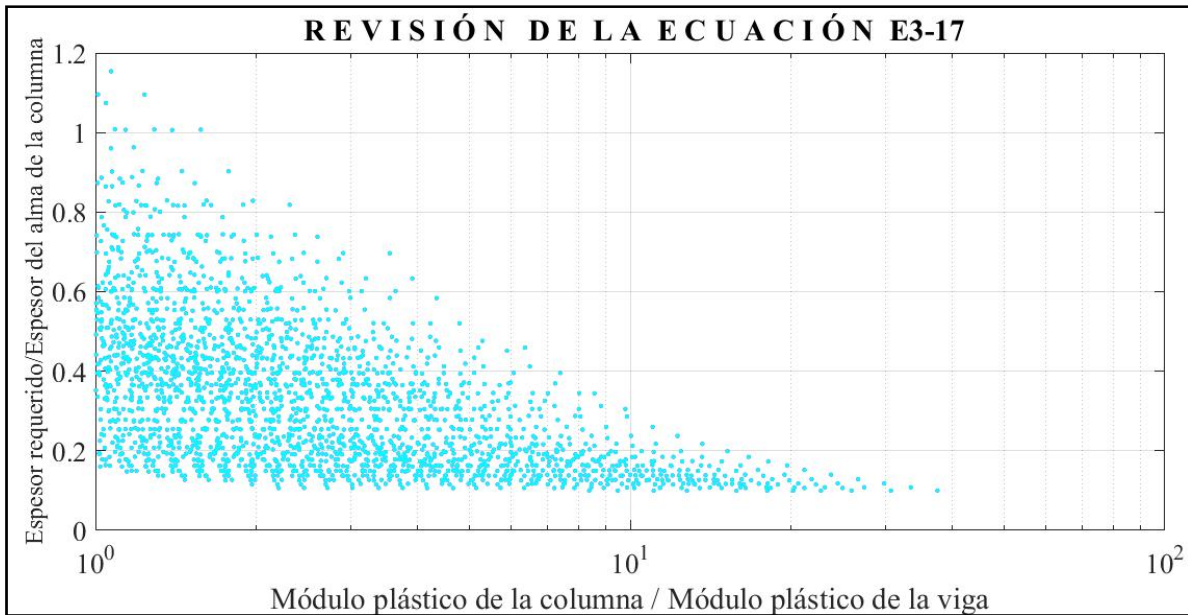


Figura 4.1 Aplicación de la ecuación E3-17 del ANSI/AISC 341-16 (ecuación 4.1) para diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna

La aplicación de la ecuación E3.17 del ANSI/AISC 341-16 para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna puede presentarse también como ayudas de diseño en forma de tablas. Como ejemplo, la Tabla 4.2 muestra un ejemplo de ayudas de diseño siguiendo el criterio de la ecuación E3.17 del ANSI/AISC 341-16. Por ejemplo, esta tabla indica que una conexión interna integrada por una columna W14×120 y vigas W18×35 requiere una placa doble de 9.5 mm (3/8 pulgada) para cumplir con la ecuación E3.17 del ANSI/AISC 341-16 y evitar la falla por pandeo local en el panel bajo grandes deformaciones inelásticas. Dentro de la evaluación para las diferentes potenciales combinaciones antes mencionadas, se imprime un guion en aquellas combinaciones donde no se requiere refuerzo en la zona del panel y las combinaciones que no satisfacen la condición de columna fuerte – viga débil se sombrea en color gris. Todas las tablas que se generan con este criterio para todas las potenciales combinaciones de conexiones viga-columna se presentan en el anexo A.

Tabla 4.2 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de diseño por espesor mínimo

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W16×40	W16×36	W16×31	W16×26		
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-		
	W14×665	-	-	-	-		
	W14×605	-	-	-	-		
	W14×550	-	-	-	-		
	W14×500	-	-	-	-		
	W14×455	-	-	-	-		
	W14×426	-	-	-	-		
	W14×398	-	-	-	-		
	W14×370	-	-	-	-		
	W14×342	-	-	-	-		
	W14×311	-	-	-	-		
	W14×283	-	-	-	-		
	W14×257	-	-	-	-		
	W14×233	-	-	-	-		
	W14×211	-	-	-	-		
	W14×193	-	-	-	-		
	W14×176	-	-	-	-		
	W14×159	-	-	-	-		
	W14×145	-	-	-	-		
	W14×132	-	-	-	-		
	W14×120	-	-	-	-		
	W14×109	-	-	-	-		
	W14×99	-	-	-	-		
	W14×90	-	-	-	-		
	W14×82	-	-	-	-		
	W14×74	-	-	-	-		
	W14×68	-	-	-	-		
	W14×61	-	-	-	-		
W14×53	-	-	-	-			
W14×48	-	-	-	-			
W14×43			5/16	5/16	5/16		
W14×38				5/16	5/16		
W14×34				5/16	5/16		
W14×30					5/16		
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG= Espesores mayores a 4in.

Revisión por capacidad

Enseguida se presentan los resultados de una revisión estricta de la zona del panel a partir de un criterio por capacidad conforme a lo descrito en las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16 aplicada al potencial grupo de conexiones viga-columna que se describieron previamente. La resistencia del panel se determinó con la especificación ANSI/AISC 360-10, ignorando y considerando las deformaciones inelásticas del panel.

La Figura 4.2 muestra las fuerzas que se generan en la conexión viga-columna al suponer que se desarrollan articulaciones plásticas solo en las dos vigas. Estas fuerzas son las siguientes: (1) Los momentos plásticos máximos esperados en las dos vigas (M_{pr1} y M_{pr2}) que se obtienen con la ecuación 4.2, donde M_p es el momento plástico nominal de la viga, R_y es el factor de sobrerresistencia del acero, F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo de diseño del acero, y el factor de 1.1 considera el endurecimiento de acero. (2) Los cortantes plásticos (V_{p1} y V_{p2}) con una separación s_h entre el centro de la articulación plástica y el paño de la columna, y que se obtienen con la ecuación 4.3, donde L_h es la longitud entre las dos articulaciones plásticas en cada viga.

$$M_{pr} = 1.1M_p R_y = 1.1Z_x F_y R_y \quad (4.2)$$

$$V_p = \frac{2M_p}{L_h} \quad (4.3)$$

A partir de las fuerzas y momentos en las articulaciones se obtienen los momentos en cada paño de la columna (M_{f1} y M_{f2}), que se obtienen con la ecuación 4.4, y a partir de este momento se obtiene el cortante total en la zona del panel con la ecuación 4.5.

$$M_f = M_{pr} + V_p s_h \quad (4.4)$$

$$R_u = \frac{\sum M_f}{(d - t_f)} \quad (4.5)$$

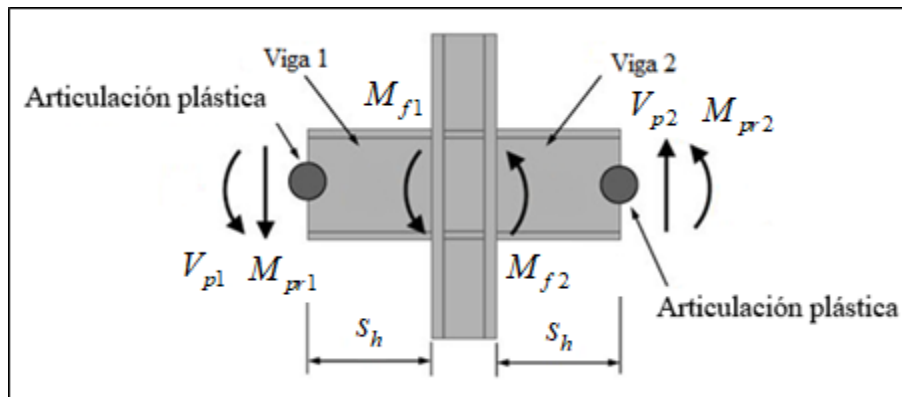


Figura 4.2 Fuerzas generadas en la Zona del Panel, Adaptado de AISC-341

En la Figura 4.3 se muestra la aplicación de la revisión de la zona del panel a través de un diseño por capacidad para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna. El eje de las abscisas contiene el cociente del módulo plástico de la columna sobre el módulo plástico de la viga para las conexiones con cociente mayor a la unidad (o 10^0), es decir para las conexiones que potencialmente calificarían como juntas con columna fuerte – viga débil; no obstante a que este cociente no incluye los factores de sobrerresistencia y de endurecimiento por deformación en las vigas, así como el momento adicional por el cortante plástico de la viga y la reducción del momento nominal resistente de la columna por carga axial, el cociente de módulos es un buen indicador de las posibles conexiones que se pueden combinar. Por su parte, el eje de las ordenadas en esta figura contiene el cociente entre el cortante requerido del panel que se obtiene por capacidad entre el cortante resistente del panel de acuerdo con la especificación ANSI/AISC 360-16 para los casos de ignorar (puntos en azul celeste) y considerar (puntos en azul) la zona del panel en el análisis; un valor menor a la unidad representa conexiones con paneles que no requieren el uso de placas dobles de refuerzo y, por el contrario, todos los casos que exceden un cociente unitario requieren refuerzo con placa doble; la Figura 4.4 muestra exclusivamente los casos que requieren placas de refuerzo. Como lo ilustra la Figura 4.3, un número mayor de conexiones ya requieren el uso de placa doble de refuerzo en contraste a los métodos anteriores.

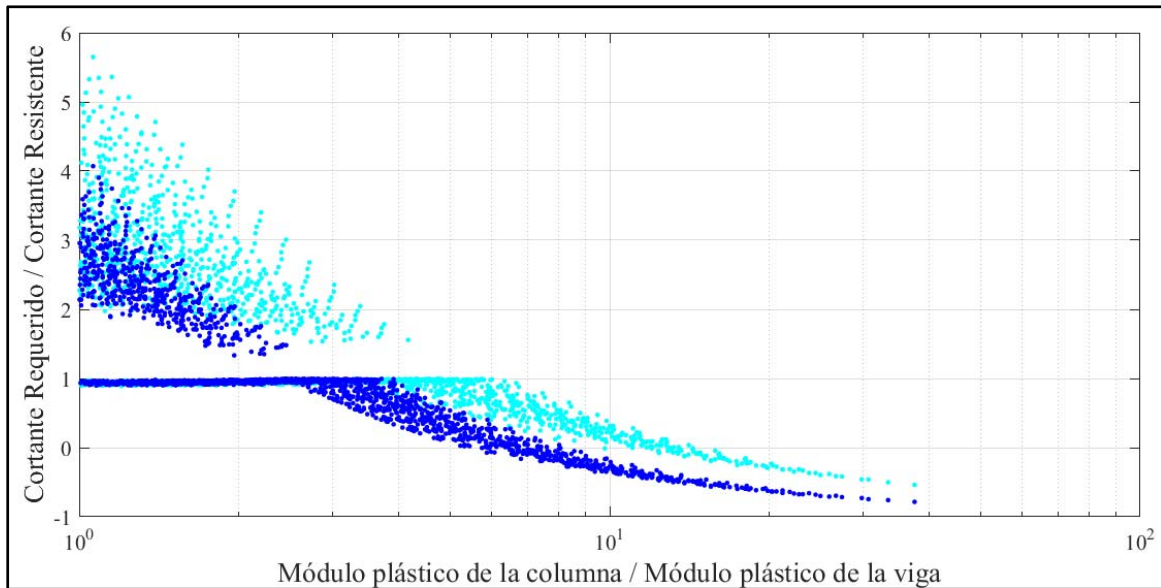


Figura 4.3 Aplicación de la revisión del panel por capacidad de acuerdo con el ANSI/AISC 341-16 para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna

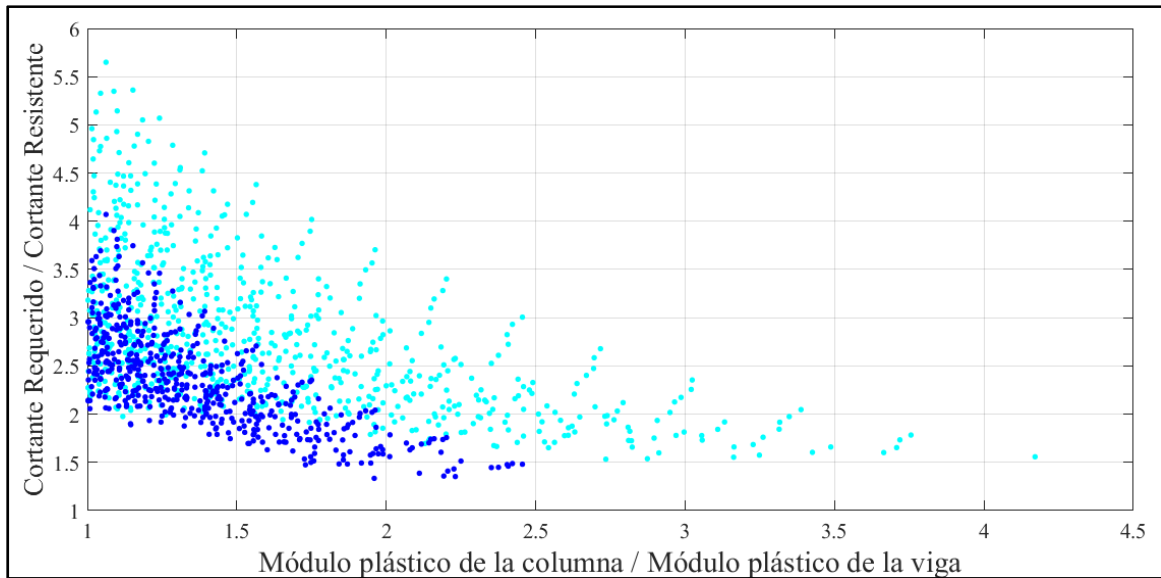


Figura 4.4 Casos de la Figura 4.3 que requieren placa doble de refuerzo para el panel

La aplicación de la revisión del panel por capacidad de acuerdo con el ANSI/AISC 341-16 para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna pueden presentarse también como ayudas de diseño en forma de tablas. Como ejemplo, la Tabla 4.3 muestra un ejemplo de ayudas de diseño siguiendo el criterio de diseño por capacidad del ANSI/AISC 341-16. Por ejemplo, esta tabla indica que una conexión interna integrada por una columna W14×120 y vigas W18×35 requiere una placa doble de 22 mm (7/8 pulgada) para cumplir los criterios de diseño por capacidad considerando que la resistencia se determina para el caso que el panel se ignora en el análisis, y de 13 mm (1/2 pulgada) considerando que la resistencia se determina para el caso que el panel se considera en el análisis; asimismo, se incluye una serie de notaciones en aquellas combinaciones donde indique algún requerimiento; se imprime un guion en aquellas combinaciones donde no se requiere refuerzo en la zona del panel y las combinaciones que no satisfacen la condición de columna fuerte – viga débil se sombreaman en color gris; el símbolo EG donde la placa doble resulta mayor a 100 mm (4 pulgadas) y un asterisco aquellos casos en donde se requieren soldar placas con espesores mayores a 76 mm (3 pulgadas) y por tanto realizar la prueba de impacto de Charpy. Todas las tablas que se generan con este criterio para todas las potenciales combinaciones de conexiones viga-columna se presentan en el anexo B.

Tabla 4.3 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de revisión por capacidad sin considerar la deformación inelástica zona del panel en el análisis

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W30×116	W30×108	W30×99	W30×90	W27×539	W27×368	
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-		EG
	W 14×665	-	-	-	-		EG
	W 14×605	-	-	-	-		EG
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	EG	-	-	-		
	W 14×342	EG	-	-	-		
	W 14×311	EG	EG	-	-		
	W 14×283	EG	EG	-	-		
	W 14×257	EG	EG	EG	-		
	W 14×233	EG	EG	EG	-		
	W 14×211	EG	EG	EG	EG		
	W 14×193		EG	EG	EG		
	W 14×176			EG	EG		
	W 14×159				EG		
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG= Espesores mayores a 4in.

Tabla 4.4 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de revisión por capacidad considerando la deformación inelástica zona del panel en el análisis

Tabla B.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W30×116	W30×108	W30×99	W30×90	W27×539	W27×368	
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-		EG
	W 14×665	-	-	-	-		EG
	W 14×605	-	-	-	-		EG
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	-	-	-	-		
	W 14×342	-	-	-	-		
	W 14×311	-	-	-	-		
	W 14×283	EG	-	-	-		
	W 14×257	EG	EG	-	-		
	W 14×233	EG	EG	-	-		
	W 14×211	EG	EG	EG	-		
	W 14×193		EG	EG	-		
	W 14×176			EG	EG		
	W 14×159				EG		
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG= Espesores mayores a 4in.

4.2 Revisión por resistencia

Finalmente, en esta sección se presentan los resultados de una revisión de la zona del panel a partir de un criterio por resistencia aplicada al potencial grupo de conexiones viga-columna que se describieron previamente. La resistencia del panel se determinó con la especificación ANSI/AISC 360-10, ignorando y considerando la deformación inelástica de la zona del panel en el análisis. Para esta revisión, el cortante en el panel se determina dividiendo el momento último del análisis que le transfieren las vigas al panel sobre la distancia entre centros de patines de la viga (ecuación 4.7). Partiendo de que en este análisis paramétrico no se conocen los momentos del análisis, estos se supusieron igual al momento plástico de diseño de la viga de acero (ecuación 4.6).

$$M_u \leq \phi F_y Z_{xb} \quad (4.6)$$

$$R_u = \frac{\sum M_u}{(d_b - t_f)} \quad (4.7)$$

La Figura 4.5 muestra la aplicación de la revisión de la zona del panel a través de un diseño por resistencia para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna. Similar a figuras previas, el eje de las abscisas contiene el cociente del módulo plástico de la columna sobre el módulo plástico de la viga para las conexiones con cociente mayor a la unidad (o 10^0), es decir para las conexiones que potencialmente calificarían como juntas con columna fuerte – viga débil. Como se menciona previamente, este cociente no incluye los factores de sobrerresistencia y de endurecimiento por deformación en las vigas, así como el momento adicional por el cortante plástico de la viga y la reducción del momento nominal resistente de la columna por carga axial, no obstante este cociente de módulos es un buen indicador de las posibles conexiones que se pueden combinar. El eje de las ordenadas en la Figura 4.5 contiene el cociente entre el cortante último requerido del panel que se asume del análisis, entre el cortante resistente del panel de acuerdo con la especificación ANSI/AISC 360-16 para los casos de ignorar (puntos en magenta) y considerar (puntos en rojo) la zona del panel en el análisis; un valor menor a la unidad representa conexiones con paneles que no requieren el uso de placas dobles de refuerzo y, por el contrario, todos los casos que exceden un cociente unitario requieren refuerzo con placa doble; la Figura 4.6 muestra exclusivamente los casos que requieren placas de refuerzo. Como lo ilustra la Figura 4.6, con este criterio se requiere refuerzo con placa doble en un número mayor de conexiones que con el criterio de espesor mínimo, pero menor número de refuerzos que con el criterio de diseño por capacidad.

La aplicación de la revisión del panel por resistencia para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna se presentan como ayudas de diseño en la Tabla 4.5. Como ejemplo, la tabla indica que una conexión interna integrada por una columna W14×120 y vigas W18×35 requiere una placa doble de 5 mm (3/16 pulgada). Para cumplir los criterios de diseño por resistencia al considerar que la resistencia se determina para el caso que el panel se ignora y considera en el análisis; asimismo, se incluye una serie de notaciones en aquellas combinaciones donde indique algún requerimiento; se imprime un guion en aquellas combinaciones donde no se requiere refuerzo en la zona del panel y las combinaciones que no satisfacen la condición de columna fuerte – viga débil se somborean en color gris; el símbolo EG donde la placa doble resulta mayor a 100 mm (4 pulgadas) y un

asterisco aquellos casos en donde se requieren soldar placas con espesores mayores a 76 mm (3 pulgadas) y por tanto realizar la prueba de impacto de Charpy. Todas las tablas que se generan con este criterio para todas las potenciales combinaciones de conexiones viga-columna se presentan en el anexo C.

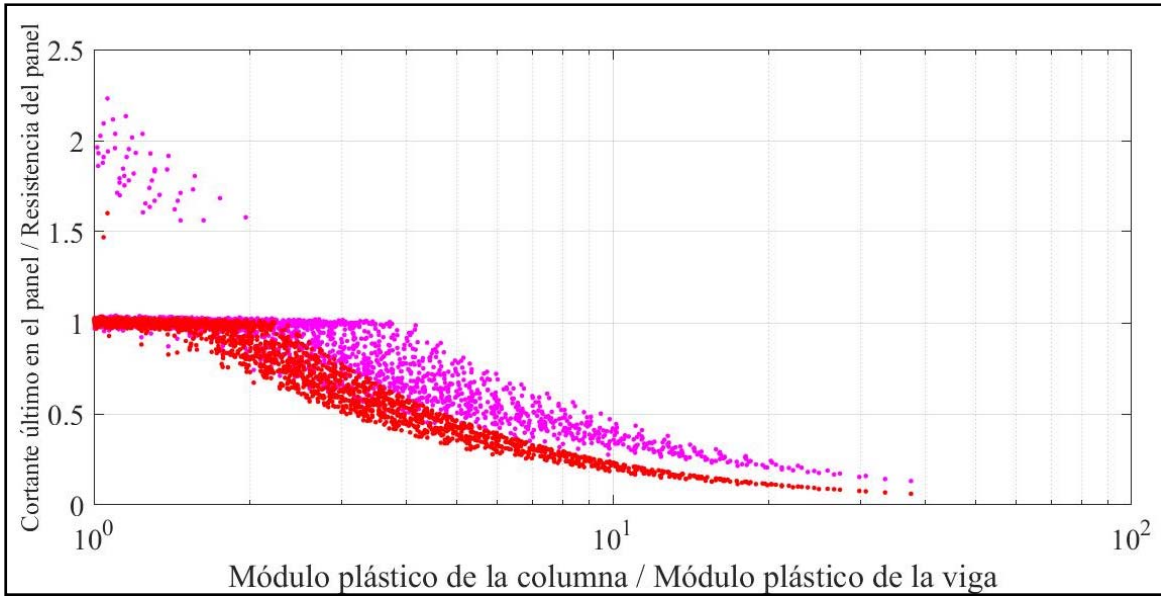


Figura 4.5 Aplicación de la revisión del panel por resistencia para las diferentes potenciales combinaciones de conexiones viga-columna

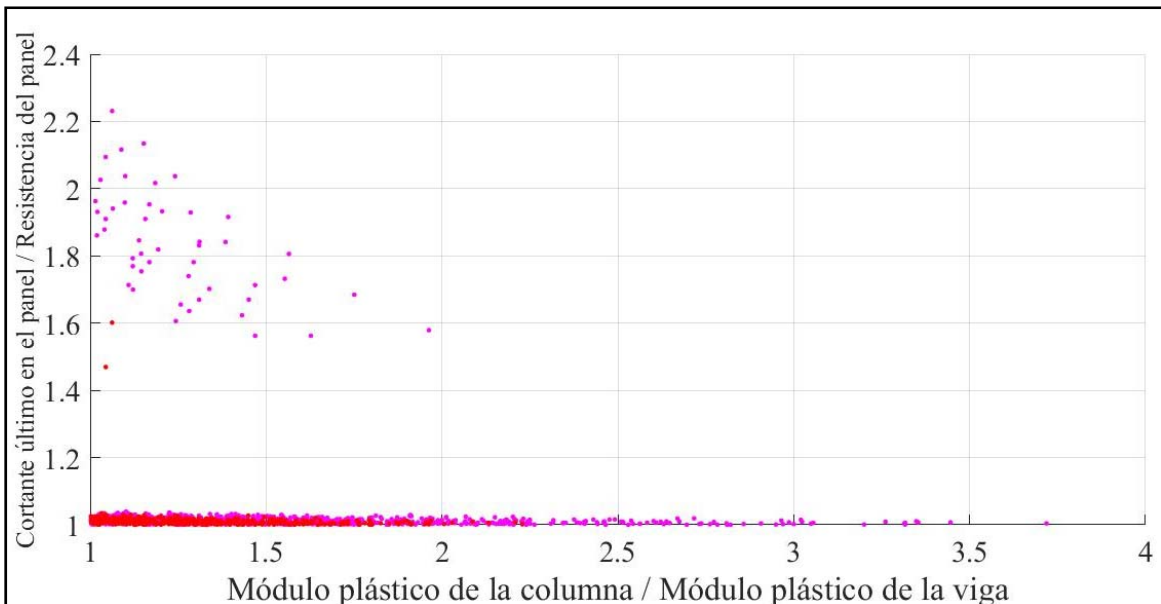


Figura 4.6 Casos de la Figura 4.5 que requieren placa doble de refuerzo para el panel

Tabla 4.5 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de Revisión por resistencia sin considerar la deformación inelástica zona del panel en el análisis

Tabla C.1							
Esesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W30×116	W30×108	W30×99	W30×90	W27×539	W27×368	
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-		EG
	W 14×665	-	-	-	-		EG
	W 14×605	-	-	-	-		EG
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	5/16	-	-	-		
	W 14×342	-	-	-	-		
	W 14×311	5/8	7/16	-	-		
	W 14×283	13/16	-	3/8	3/16		
	W 14×257	-	-	1/2	5/16		
	W 14×233	-	7/8	-	-		
	W 14×211	-	1	3/4	-		
	W 14×193		1 1/8	7/8	11/16		
	W 14×176			-	-		
	W 14×159				7/8		
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG= Espesores mayores a 4in.

Tabla 4.6 Ejemplo de ayudas de diseño con el criterio de Revisión por resistencia considerando la deformación inelástica zona del panel en el análisis

Tabla C.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W30×116	W30×108	W30×99	W30×90	W27×539	W27×368	
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-		2 *
	W 14×665	-	-	-	-		-
	W 14×605	-	-	-	-		3 1/4 *
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	-	-	-	-		
	W 14×342	-	-	-	-		
	W 14×311	-	-	-	-		
	W 14×283	1/4	-	-	-		
	W 14×257	-	-	-	-		
	W 14×233	11/16	1/2	-	-		
	W 14×211	7/8	11/16	7/16	-		
	W 14×193		13/16	-	-		
	W 14×176			3/4	9/16		
	W 14×159				11/16		
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG= Espesores mayores a 4in.

5 EDIFICIO A EVALUAR

Con la finalidad de evaluar el comportamiento de la zona del panel, se diseñaron edificios que deben de cumplir con los límites de deflexión y desplazamientos laterales ante cargas de servicio y prevenir el colapso, referentes en las NTC-DS 2017.

Para el pre diseño se utilizó el programa para análisis estructural ETABS, la Figura 5.1, muestra la configuración geométrica del modelo a evaluar.

El edificio se conforma por tres niveles sobre el nivel del terreno, se cuenta con un área rectangular de 24 por 54.86 metros, la altura del edificio es de 11.88 metros, cada nivel de 3.96 metros. Este trabajo se consideró el sismo actuando en la dirección “x”, ya que es la dirección de análisis donde se mantienen los marcos rígidos debido a que las conexiones llegan al patín de la columna.

El modelo principal tuvo 2 variantes para el análisis y diseño estructural, denominados Prototipo 1 que corresponde a $Q=2$ (marco con baja ductilidad) y Prototipo 2 que corresponde a $Q=4$ (marco con ductilidad alta), ambos modelos se diseñaron para un periodo de suelo $T_s = 1$ s, buscando que el periodo de la estructura empate con el periodo del suelo y obtener la condición más desfavorable para el análisis.

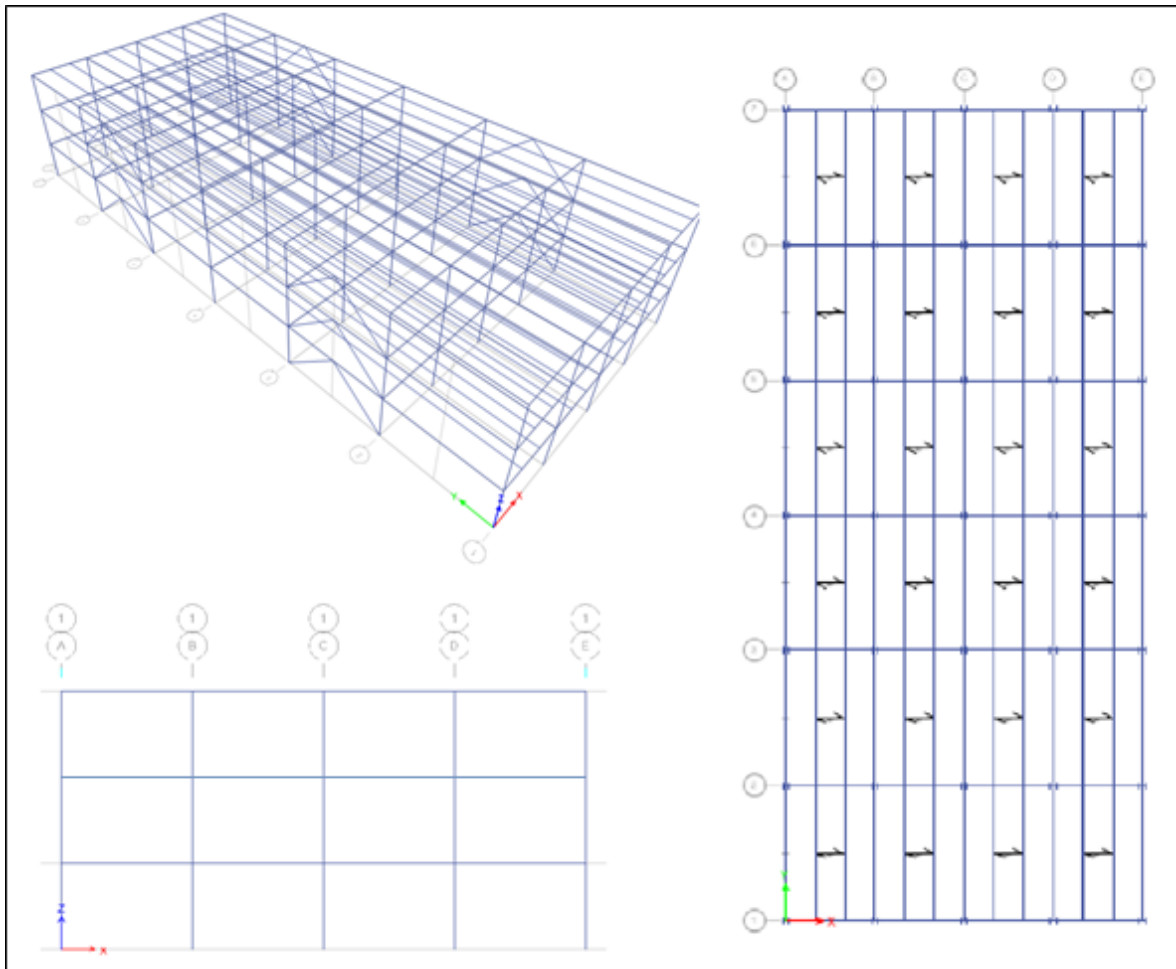


Figura 5.1 Vista 3D del modelo, vista en planta y elevación eje 1 en ETABS, de todos los edificios

5.1 Aspectos generales de los edificios diseñados

5.1.1 Análisis de cargas

En este apartado se mencionan los estados de cargas a los que se encuentra sometida la estructura, los cuales son tomados de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En el capítulo 6 de las NTC - DCEA se muestra la Tabla 5.1, en donde se indican los valores de las cargas vivas máximas (W_m), cargas vivas instantáneas (W_a) y cargas vivas medias (W) que por reglamento se deben considerar.

Tabla 5.1 Cargas vivas unitarias (NTC – DCEA, 2017)

Destino de piso o cubierta	W kg/m ²	W _a kg/m ²	W _m kg/m ²
a) Habitación (casa – habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	80	100	190
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c) Aulas	100	180	250
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios. Salones de baile, restaurantes. Salas de juego y similares)	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
i) Azoteas con pendiente mayor de 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300

Para este proyecto se utilizaron los valores presentados en los incisos b) y h), en las Tablas 5.2 y 5.3, se desglosan las cargas implementadas, considerando que el sistema de piso rígido será a base de losacero.

Tabla 5.2 Cargas de entrepiso

Análisis de cargas para entrepiso			
Cargas muertas	kg/m ²	Cargas vivas	kg/m ²
Losacero, con una capa de compresión h=6 cm	240	Cargas vivas máximas (W _m)	250
Acabados	80	Cargas vivas instantáneas (W _a)	180
Instalaciones	20	Cargas vivas medias (W)	100
Muros	80		
Sobre carga RCDF	40		
Σ	460		

Tabla 5.3 Cargas para azotea

Análisis de cargas para azotea			
Cargas muertas	kg/m ²	Cargas vivas	kg/m ²
Losacero, con una capa de compresión h=6 cm	240	Cargas vivas máximas (W _m)	100
Rellenos	200	Cargas vivas instantáneas (W _a)	70
Instalaciones	40	Cargas vivas medias (W)	15
Impermeabilizante	20		
Sobre carga RCDF	40		
Σ	540		

Tabla 5.4 Combinaciones de Diseño

Combinaciones de Diseño	
Comb1 1.4CM + 1.4CVM + 1.4NX	Comb7 1.1CM + 1.1CVR - 1.1SX + 0.33SY
Comb2 1.4CM + 1.4CVM + 1.4NY	Comb8 1.1CM + 1.1CVR - 1.1SX - 0.33SY
Comb3 1.1CM + 1.1CVR + 1.1SX + 0.33SY	Comb9 1.1CM + 1.1CVR - 0.33SX + 1.1SY
Comb4 1.1CM + 1.1CVR + 1.1SX - 0.33SY	Comb10 1.1CM + 1.1CVR - 0.33SX - 1.1SY
Comb5 1.1CM + 1.1CVR + 0.33SX + 1.1SY	FlechaX 1.0CM + 1.0CVM + 1.0NX
Comb6 1.1CM + 1.1CVR + 0.33SX - 1.1SY	FlechaY 1.0CM + 1.0CVM + 1.0NY

5.1.2 Factor de irregularidad

Las NTC-DS en el Capítulo 5. Condiciones de regularidad se revisaron los 13 incisos del apartado 5.1 Estructura regular, para esta estructura se toma un factor de 1.

5.1.3 Clasificación de la estructura debido a su importancia

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos que se indican en el Artículo 139 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, que se reproducen a continuación (NTC-DS 2017).

Grupo B. Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

5.1.4 Modelo matemático

ETABS es un programa de análisis y diseño con un propósito especial, sofisticado y fácil de usar, desarrollado específicamente para sistemas de edificaciones. ETABS ofrece la mayor cantidad de herramientas de análisis y diseño disponibles para el ingeniero estructural.

Las ventajas que tiene el programa ETABS son por ejemplo:

- Cálculo automático de coordenadas de centros de masas (X_m, Y_m).
- Cálculo automático de coordenadas de centros de rigideces (X_t, Y_t).

- Cálculo automático de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicación en el centro de masas.
- Cálculo automático de masas del edificio a partir de los casos de cargas elegidos.
- División automática de elementos (Auto Mesh), así se pueden definir elementos que se cruzan, y el programa los divide automáticamente en su análisis interno.
- Plantillas predefinidas de sistemas de losas planas, losas en una dirección (Losacero), losas reticulares o con nervaduras y casetonadas, cubiertas, etc.

En este proyecto se utilizó la versión 15.2.2.

Definición de materiales

Adicionalmente, para todos los elementos estructurales el ETABS requiere la información relativa a los materiales empleados, tales como, peso volumétrico, resistencia de diseño y módulo elástico, para el concreto. También se requieren el esfuerzo de fluencia, el módulo elástico, peso volumétrico y esfuerzo de ruptura para el acero estructural (Tabla 5.5).

Tabla 5.5 Información relativa de los materiales empleados

Dato	Valor
Concreto Peso Volumétrico: Resistencia de diseño: Modulo elástico:	Clase 1 0.0024 kg/cm ³ 300 kg/cm ² 242, 487 kg/cm ²
Acero de refuerzo Peso Volumétrico: Modulo elástico: Esfuerzo de fluencia: Esfuerzo de ruptura:	0.00798 kg/cm ³ 20390000 kg/cm ² 3515 kg/cm ² 4920 kg/cm ²

Sistema de piso

En estructuras metálicas, el sistema de piso convencional es a base de losacero, el cual es utilizado en este proyecto, se propuso una losacero tipo Ternium Losacero 25 (Figura 5.2), cuya geometría, capa de compresión (tc) y calidad de materiales la definiremos dentro del ETABS se muestra en la Tabla 5.6.

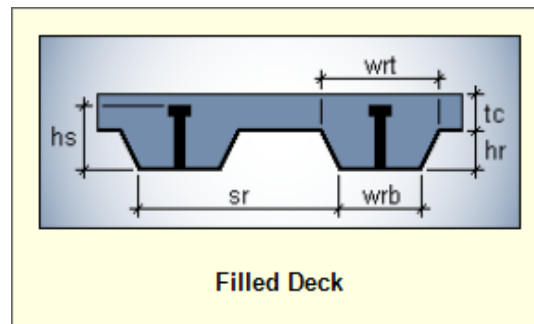


Figura 5.2 Características de Losacero Ternium 25 (ETABS, 2015)

Tabla 5.6 Información relativa de Losacero

Dato	Valor
<i>hs</i>	10.24 cm
<i>sr</i>	30.48 cm
<i>wrb</i>	13.91 cm
<i>hr</i>	6.35 cm
<i>tc</i>	6.0 cm
<i>wrt</i>	16.57 cm

Diafragmas rígidos

Es necesario especificar los diafragmas rígidos de cada entrepiso donde se aplicarán las fuerzas sísmicas con la suposición de que los niveles se moverán de manera uniforme, ya definidos los diafragmas una de las ventajas del programa ETABS es que calcula automáticamente los centros de masa y rigideces de cada entrepiso, para considerar la fuerza sísmica y excentricidad de cada uno de ellos. La Figura 5.3 muestra los diafragmas rígidos y centros de masa del modelo.

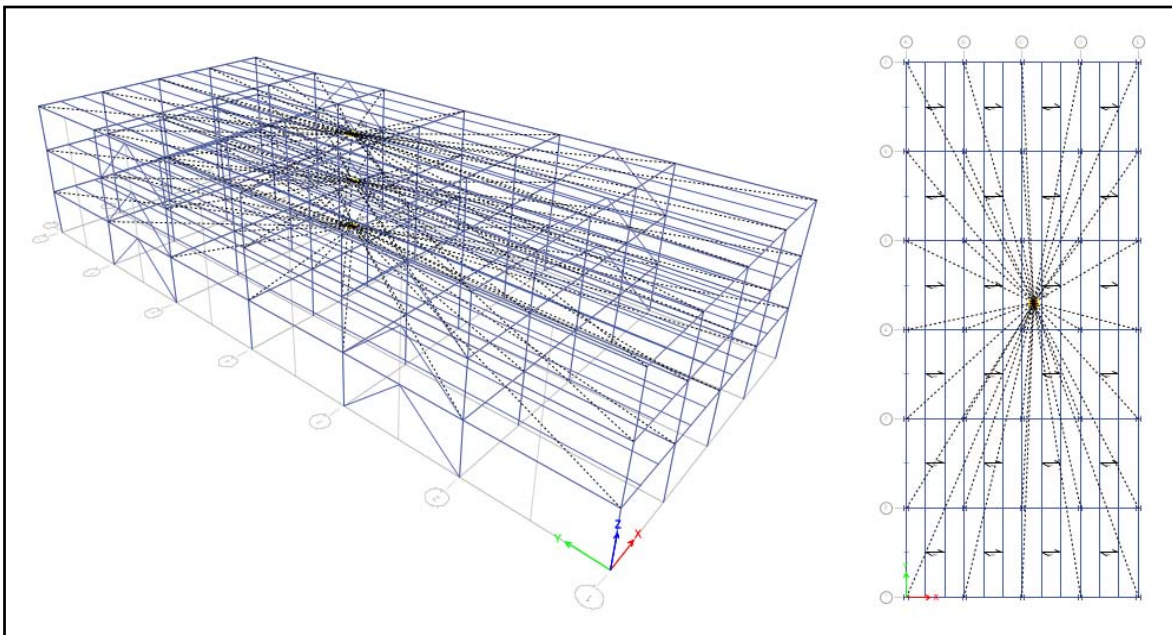


Figura 5.3 Diafragmas rígidos en ETABS

Para el análisis sísmico se asignan las masas que se acelerarán con un factor de aceleración de 1, tomando en cuenta las cargas muertas y cargas vivas reducidas.

Análisis sísmico

Los eventos naturales, sus orígenes, procesos y consecuencias han sido motivo de diversas investigaciones bajo distintos enfoques. Cuando estos fenómenos se clasifican como catastróficos y de alta peligrosidad, convierten el estudio en una ambiciosa búsqueda de su entendimiento, tal es el caso de los sismos y, en particular, de aquellos que en magnitud, intensidad y localización, causan en el peor de los casos, pérdida de vidas.

Los sismos son perturbaciones repentinas del subsuelo cuyos impactos socioeconómicos repercuten sobre las actividades del hombre (Shultz, 1987). El estudio de estos fenómenos se traduce en mejoras en su comprensión e incide en un mejor desarrollo urbano, regional, e incluso de manera global. México se localiza entre cinco placas tectónicas que lo caracterizan como una zona de constante actividad sísmica, las cuales son: Placa de Norteamérica, Placa de Rivera, Placa del Pacífico, Placa del Caribe y Placa de Cocos. La costa del Pacífico mexicano, ubicada sobre la subducción de las placas de Cocos y Norteamericana, demanda especial atención por la frecuencia e intensidad de los sismos que en ella se generan al deslizarse y friccionarse dichas placas.

El principal objetivo del diseño sísmico es establecer los parámetros adecuados para que la estructura pueda ser capaz de soportar sismos moderados y de alta magnitud con una probabilidad mínima de suceder, con el propósito de que la estructura tenga la facilidad de disipar la energía provocada, llamando a esta propiedad de la estructura como ductilidad, y así evitar el colapso de la misma.

Por tanto, el presente trabajo plantea el análisis sobre el comportamiento de una estructura de marcos rígidos de acero (NTC-DS, 2017), modificando su respuesta ante sollicitaciones sísmicas. Para el monitoreo del comportamiento estructural podemos definir los siguientes estados límite:

Estados límite de falla

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, FR (Latorre, 2007).

Estados límite de servicio

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio (Zerbino, 2003).

Para nuestra estructura se adoptó el método dinámico del tipo modal espectral. Las NTC-DS mencionan que cuando se emplee el método de análisis dinámico modal, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es www.SASID.df.gob.mx. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia, R , que se usa para revisar los requisitos de seguridad contra colapso.

Los espectros de diseño contenidos en el SASID siguen el formato que se describe a continuación, mismo que se seguirá para construir los espectros de sitio. Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, a , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T , y de parámetros básicos, como sigue:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; si T < T_a \\ \beta c; si T_a < T < T_b \\ \beta c \rho \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; si T \geq T_b \end{cases} \quad (5.1)$$

$$\rho = k + (1 - k)(T_b / T)^2 \quad (5.2)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a}; si T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda; si T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\epsilon; si T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (5.3)$$

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; δ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ , ϵ y τ se listan en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7 Valores de λ , ϵ y τ en función del periodo, adaptado de NTC – DS (2017)

Periodo del sitio (s)	λ	ϵ	τ
$T_s \leq 0.5$	0.40	0.80	2.50
$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.45	0.20	1.00
$1.0 < T_s \leq 1.5$	0.45	0.30	1.00
$1.5 < T_s \leq 2.0$	0.50	1.20	1.00
$2.0 < T_s \leq 2.5$	0.50	1.80	1.00
$2.5 < T_s \leq 3.0$	0.55	3.00	1.00
$3.0 < T_s \leq 4.0$	0.50	4.00	1.00

El periodo fundamental del suelo en el que se desplantará este edificio es de 1s (T_s).

El coeficiente de aceleración del terreno a_o , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre-resistencia R y el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como se define en las ecuaciones 5.4, 5.5 y 5.6:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; \text{ si } T < T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; \text{ si } T_a < T < T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \rho}{k}}; \text{ si } T \geq T_b \end{cases} \quad (5.4)$$

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (5.5)$$

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \quad (5.6)$$

Espectro de Diseño determinado con el programa SASID (Datos generales)

Coordenadas

Latitud 19.375580

Longitud -99.160250

El mapa de localización se muestra en la Figura 5.4.

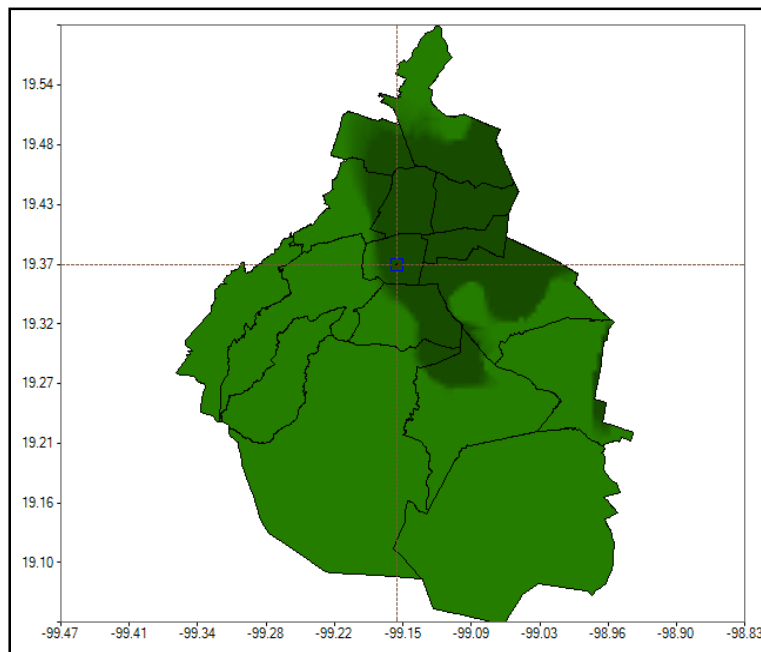


Figura 5.4 Mapa de localización (SASID, 2017)

Factores sísmicos

Importancia	B
Irregularidad	1.0
Hiperestaticidad	0.8

A continuación, se muestran los espectros de diseño proporcionados por el programa SASID de los Prototipos 1 y 2 (Figura 5.5), siguiendo la metodología antes mencionada.

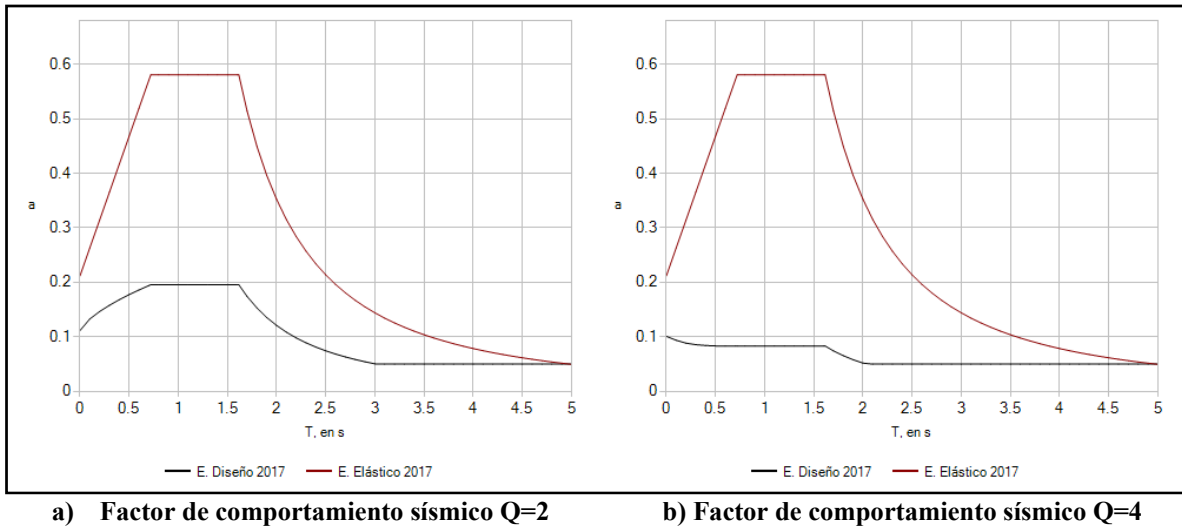


Figura 5.5 Espectro de diseño (SASID, 2017)

5.2 Análisis estructural

Uno de los objetivos de un análisis estructural, es la predicción del comportamiento de una estructura bajo cargas o solicitaciones prescritas y otros efectos externos, o bajo ambas influencias. El análisis de sismo en dirección x con diafragma rígido y el análisis de sismo en dirección y con diafragma rígido, consideran la presencia de los registros de sismos reales que permiten definir qué características de la estructura son modificadas conforme al incremento de cargas laterales.

El análisis estructural nos permitirá revisar periodos de vibrar, elementos mecánicos de los elementos estructurales, con ello podremos revisar y diseñar los elementos del sistema, de igual manera nos permite conocer los desplazamientos horizontales y verticales que sufrirá la estructura al presentarse las cargas gravitacionales y accidentales para poderlos comparar con los establecidos por las normas vigentes.

5.2.1 Revisión del periodo de vibrar

El periodo de vibrar de la estructura resulta del análisis dinámico del sistema, pero existen expresiones que nos permiten aproximar este dato, la Tabla 5.8 muestra los periodos obtenidos del diseño de los 2 Prototipos, se observa que los periodos del primer modo son muy parecidos. El modelo base tuvo que rigidizarse debido a que las cargas laterales generaban desplazamientos y por lo tanto distorsiones que no cumplían por la norma.

Goel y Chopra (1996) presentan una comparativa de la ecuación 5.7 que se encuentra en los códigos como el UBC – 94, SEAOC – 90 o ATC – 06, para el cálculo del periodo fundamental, en la cual el factor C_t , varía de acuerdo con la estructuración de la edificación (Quiroz *et al.*, 2004).

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}} \quad (5.7)$$

En la Tabla 5.8 se indican los valores para C_t dependiendo del código que se maneje.

Tabla 5.8 Valores de C_t , adaptada de (Quiroz *et al.*, 2004)

Código	Marcos de concreto	Marcos de acero	Marcos de acero con contravientos	Otros
UBC – 94	0.035	0.030	0.030	0.020
SEAOC – 90				
NEHRP – 91				
ATC - 06	0.035	0.025	---	---

El ATC – 06 propone la ecuación 5.8 para el cálculo del periodo fundamental (Quiroz *et al.*, 2004).

$$T = \frac{0.05h_n}{\sqrt{L}} \quad (5.8)$$

En la Tabla 5.9 se muestran los periodos calculados con las ecuaciones 5.7 y 5.8 del edificio de estudio para los prototipos 1 y 2.

Tabla 5.9 Periodo de edificios diseñados

	ETABS	Ecuación 5.7	Ecuación 5.8
Prototipo 1	0.647	0.468	0.225
Prototipo 2	0.693	0.468	0.225

5.2.2 Periodos dominantes de la estructura

El programa ETABS muestra los resultados del modelo, los periodos se muestran en la pestaña “**Modal Participating Mass Ratios**”, la cual nos desglosara la participación modal de las masas en cada dirección con los respectivos periodos dominantes (Tabla 5.10), los cuales se pueden comparar con los obtenidos de las expresiones para aproximarlos.

Tabla 5.10 Participación modal

	Aceleración UX		Aceleración UY	
	Estático %	Dinámico %	Estático %	Dinámico %
Prototipo 1	100	100	100	100
Prototipo 2	100	100	100	100

5.2.3 Revisión del cortante basal

Según las NTC-DS 2017 en el apartado 1.7 Cortante basal mínimo (Tabla 5.11), indica que si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida con el análisis modal, es menor a $a_{min}W_o$ se incrementan todas la fuerzas de diseño en una porción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_o es el peso total de la estructura al nivel de desplante, y a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5s$ o 0.05 si $T_s \Rightarrow 1.0s$, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05.

$$V_o = 0.8a \frac{W_o}{Q} \quad (5.9)$$

1. Para la revisión estructural se calcula el peso total de la estructura W_o , estos se calculan en la base del sistema considerando la carga muerta y la carga viva reducida. Se requieren los cortantes basales dinámicos, estos se obtienen del análisis en ambas direcciones, las reacciones son resultado de las fuerzas sísmicas definidas por el espectro de respuesta de diseño.
2. En relación a los periodos dominantes de la estructura, se empatan estos valores con las ordenadas correspondientes que se muestra en el espectro de diseño para ambas direcciones. En donde se multiplica el peso total de la estructura con los valores de las ordenadas del espectro a/Q' (Ecuación 5.10).
3. Se compara el cortante basal dinámico sea por lo menos el 80% del análisis estático (Ecuación 5.9).

$$V_o = a \frac{W_o}{Q} \quad (5.10)$$

4. En las NTC-DS 2017 menciona que los cortantes basales obtenidos del análisis sísmico no deben ser menores a $a_{min}W_o$.

Tabla 5.11 Revisión del cortante basal mínimo

	W_o	Cortantes basales dinámicos (t)		Relación a/Q'		Cortante basal estático (t)		80 % Cortante basal estático (t)		V_{omin}
		SDX	SDY	$T1$	$T2$	V_{ox}	V_{oy}	V_{ox}	V_{oy}	
Prototipo 1	2807	451	416	0.186	0.1675	522	470	417	376	140
Prototipo 2	2785	199	203	0.084	0.083	234	231	187	184	139

5.2.4 Estados límite de daños a elementos no estructurales y seguridad contra el colapso.

Las NTC-DS 2017 en el apartado 1.8 Revisión de desplazamientos laterales, menciona que La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el

entrepiso (marcos, muros y cualquier otro elemento vertical). Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes:

- a) Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3, multiplicadas por QR , no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) en la Tabla 5.12, según el sistema estructural que se haya adoptado. Q es el factor de comportamiento sísmico. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura.
- b) Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso no excedan 0.004, cuando los elementos no estructurales están separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones.

La Tabla 5.12, establece los límites de distorsión permisible para distintos factores de comportamiento sísmico para estructuras de acero.

Tabla 5.12 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas, adaptado de NTC-DS (2017)

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	-----	4.0	0.030
	Media	-----	3.0	0.020
	Baja	-----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015

Los desplazamientos verticales se revisarán como resultado de las deformaciones que se presentan en las vigas principales a causa de las cargas gravitacionales. Se considera para la revisión la ecuación 5.11:

$$d_{vmáx} = \frac{L}{240} + 0.5 \quad (5.11)$$

La flecha admisible se obtiene con la ecuación 5.11, para el modelo $L = 600\text{cm}$, sustituyendo se obtiene un $d_{vmáx} = 3$

En la Tabla 5.13 se presentan las distorsiones de servicio y prevención al colapso de los Prototipos 1 y 2, se enlistan los desplazamientos verticales comparados con los máximos permisibles establecidos por norma (ecuación 5.11).

Para satisfacer el límite de servicio se requiere que las distorsiones obtenidas del análisis multiplicadas por el factor $Q'R/7 = 0.5714$ sean menor a 0.004. Para el límite de colapso es necesario que las distorsiones obtenidas del modelo de ETABS multiplicadas por el factor $QR = 4$ sean menores a 0.015, esto para el marco con ductilidad baja.

Para el marco con ductilidad alta se requiere que para satisfacer el límite de servicio las distorsiones obtenidas del análisis multiplicadas por el factor $Q'R/7 = 1.1428$ sean menores a 0.004 y para el límite de colapso las distorsiones multiplicadas por el factor $QR=8$ sean menores a 0.030.

Tabla 5.13 Distorsiones de entrepiso y prevención al colapso y desplazamientos verticales

	Nivel	Límite de servicio		Límite de colapso		Desplazamientos verticales	
Prototipo 1	N1	0.00243	0.004	0.00970	0.015	0.340	3.000
	N2	0.00352	0.004	0.01408	0.015		
	N3	0.00272	0.004	0.01086	0.015		
Prototipo 2	N1	0.00134	0.004	0.00938	0.030	0.352	3.000
	N2	0.00200	0.004	0.01398	0.030		
	N3	0.00156	0.004	0.01090	0.030		

5.3 Diseño estructural

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques o silos (Meza, 2008). La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Además, deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas (González, 2005).

El diseño estructural se puede definir como la selección de materiales adecuados y su dosificación para diferentes elementos, de acuerdo a la experiencia en ingeniería. Una estructura debe corresponder a la seguridad, la facilidad de mantenimiento, economía y condiciones de funcionalidad (Iskhakov y Ribakov, 2013).

En la Tabla 5.14 se muestran las secciones resultantes de los marcos; para el proyecto solamente nos interesa analizar un solo marco representativo de todo el edificio, para los análisis no-lineales, tomando uno de los siete marcos rígidos siendo un marco interior.

Las secciones que se obtuvieron para el marco con ductilidad baja se consideran pesadas para el diseño, pero se le atribuye a que el sistema recibe una fuerza lateral considerablemente

grande en el análisis modal espectral; cuando se revisaron las distorsiones por límite de colapso fue difícil emparar una sección que cumpliera este límite. Por otro lado las secciones del marco con ductilidad baja se mantienen en un rango óptimo de diseño. Una manera para saber si este diseño conviene económicamente es la densidad estructural, la cual se explica adelante.

Tabla 5.14 Secciones Finales

Edificio	Nivel	Columnas	Vigas principales	Vigas secundarias	Contraventeos
Prototipo 1	N1	W14×211	W24×84	W16×26	HSS8×8×1/2
	N2	W14×211	W24×76	W16×26	HSS8×8×1/2
	N3	W14×211	W24×68	W16×26	HSS8×8×1/2
Prototipo 2	N1	W14×176	W24×76	W16×26	HSS8×8×1/2
	N2	W14×176	W24×76	W16×26	HSS8×8×1/2
	N3	W14×176	W24×76	W16×26	HSS8×8×1/2

En la Figura 5.6 se presentan las relaciones de trabajo de los elementos estructurales para los Prototipos 1 y 2. El Coeficiente de Suficiencia en columnas y vigas debe ser menor o igual a 1.00.

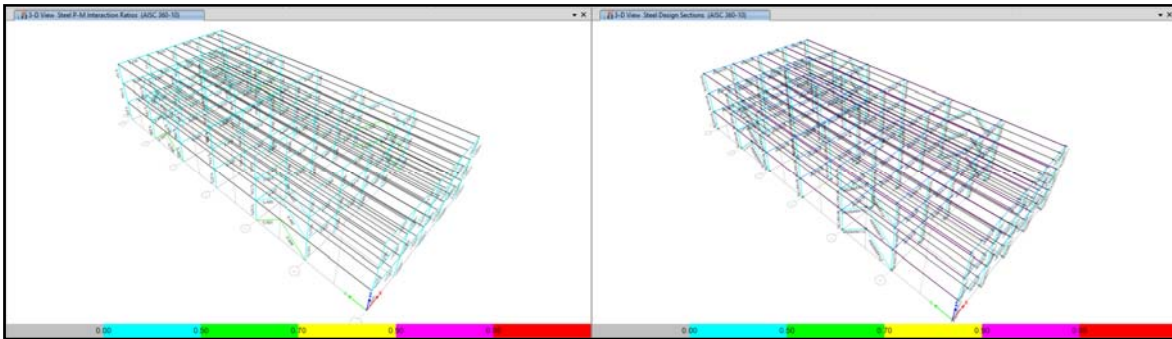


Figura 5.6 Coeficiente de Suficiencia

5.4 Diseño y Análisis con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo 2004 y Diseño y Análisis por Resistencia del Sistema estructural con un factor de comportamiento sísmico de 2.

La finalidad de este apartado es comparar las secciones finales analizadas y diseñadas por las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo del 2004 y el sistema estructural resultante del diseño por Resistencia con el obtenido en por las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo del 2017 (Normas Vigentes) para evaluar el comportamiento del marco en ambas metodologías de diseño.

Los modelos que se van a comprar cumplen los especificado el subcapítulo 5.1 Aspectos generales (5.1.1 Análisis de cargas, 5.1.2 Factor de irregularidad, 5.1.3 Clasificación de la estructura debido a su importancia y 5.1.4 Modelo matemático) por simplicidad solo se presentarán los espectros de diseño utilizados y los resultados del análisis y diseño estructural.

5.4.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo 2004

Siguiendo lo especificado por las NTC-DS 2004 en el Capítulo 3. Espectros para diseño sísmico, se genera el espectro de diseño que se presenta en la Figura 5.7.

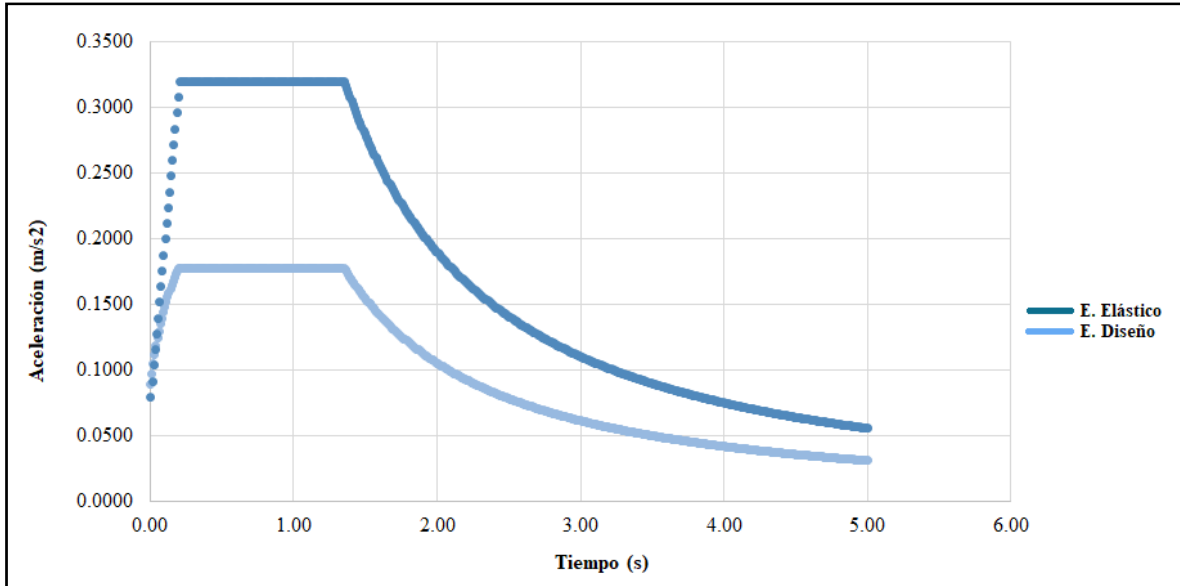


Figura 5.7 Espectro de diseño para Q2 NTC-DS 2004

Análisis estructural – Modelo NTC-DS 2004

Una vez definido las características geométricas, materiales, tipo de secciones, condiciones de frontera y aplicado los estados de cargas con las correspondientes combinaciones de carga, con ayuda del programa ETABS se procede a realizar el análisis estructural. Cumpliendo lo establecido en el subcapítulo 5.2 Análisis estructural.

Diseño estructural – Modelo NTC-DS 2004

Como resultado del diseño estructural y cumpliendo lo establecido en el subcapítulo 5.3 Diseño estructural, se obtuvieron las secciones que se muestran en la Tabla 5.15.

5.4.2 Diseño por resistencia

Para este diseño se utiliza en espectro de respuesta de diseño establecido por las NTC-DS 2017 que se desarrolla en el subcapítulo 5.2 Análisis estructural.

Análisis estructural – Modelo por Resistencia

Cumple con lo indicado en el subcapítulo 5.1.4 Modelo Matemático en el apartado Análisis estructural.

Diseño estructural – Modelo por Resistencia

Como resultado del diseño estructural y cumpliendo lo establecido en el subcapítulo 5.3. Diseño estructural (Tabla 5.15).

Tabla 5.15 Secciones Finales

Edificio	Nivel	Columnas	Vigas principales	Vigas secundarias	Contraventeos
NTC-DS 2004	N1	W14×120	W16×77	W16×26	HSS8×8×1/2
	N2	W14×120	W16×77	W16×26	HSS8×8×1/2
	N3	W14×120	W16×77	W16×26	HSS8×8×1/2
Resistencia	N1	W14×82	W16×50	W16×26	HSS8×8×1/2
	N2	W14×82	W16×50	W16×26	HSS8×8×1/2
	N3	W14×82	W16×57	W16×26	HSS8×8×1/2

De los análisis de carga incremental estática, se obtiene información para graficar el cortante basal contra desplazamientos, la Figura 5.8 permite proponer la capacidad inicial del sistema de los modelos evaluados con diferentes criterios (NTC-DS 2017, NTC-DS 2004 y Resistencia) para $Q=2$.

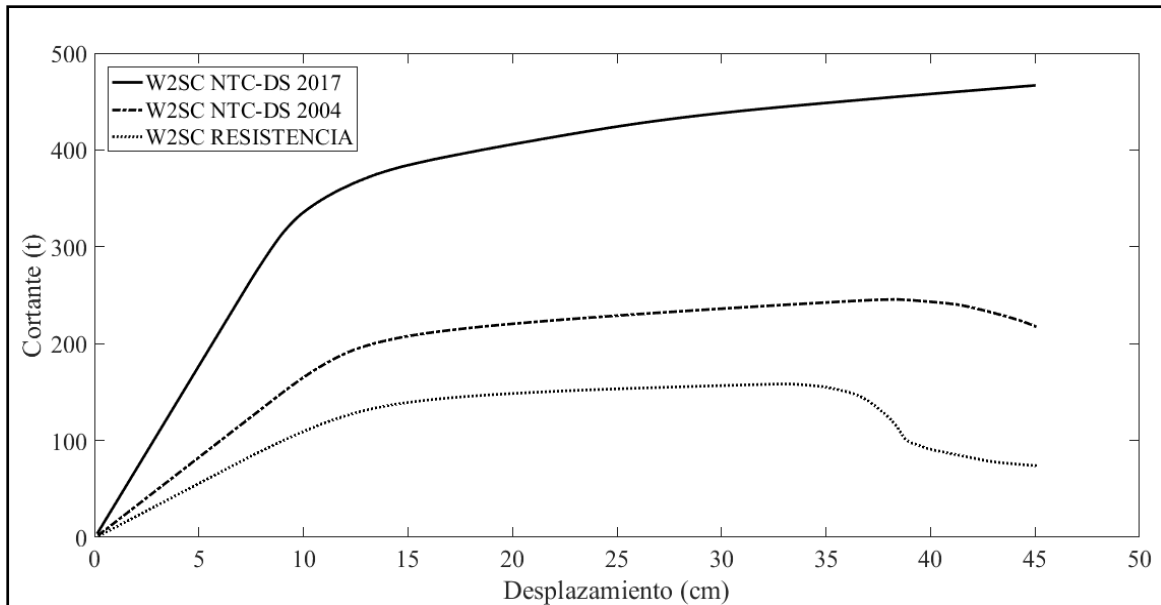


Figura 5.8 Curva de Capacidad - (NTC-DS 2017, NTC-DS 2004 y Resistencia)

5.5 Densidad de acero

Una manera de revisar si el diseño es conveniente y parcialmente aceptable económicamente, es la relación del peso del acero de la estructura entre el área de construcción de todos los niveles. Esta relación se percibe aceptable cuando se encuentra en el orden de 70 a 120 kg/m², la Tabla 5.16 muestra la densidad del acero para los modelos con distinta metodología de diseño.

$$D_a = \frac{P_c}{A_c} \tag{5.12}$$

Tabla 5.16 Densidades de acero

	A_c (m²)	P_c (kg)	D_a (kg/m²)
NTC-DS 2017	3949.92	334381.38	84.655
NTC-DS 2004	3949.92	279982.89	70.883
Resistencia	3949.92	211001.08	53.419

El diseño por resistencia resulta ser el más aceptable económicamente, pero no se puede tomar con el marco base debido a que no cumple los límites de servicio y colapso, por lo tanto, el modelo analizado y diseñado con la metodología establecida en las NTC-DS 2004 puede ser el más apto en relación al costo, pero estrictamente en este proyecto se toma el sistema diseñado con las normas vigentes.

6 MODELO NO-LINEAL EN OPENSEES

En este capítulo se definen los detalles de los modelos requeridos para la elaboración de los análisis inelásticos que se comentan en los capítulos 7 y 8. Estos análisis inelásticos van a permitir evaluar la eficiencia y desempeño estructural de los modelos diseñados elásticamente; Para los análisis no-lineales que se generan en este trabajo se utilizó el programa de computo OpenSees.

Durante carga lateral las estructuras sufren movimientos oscilatorios que son reproducidos por pruebas de laboratorio cíclicas de prototipos a escala, de elementos particulares o de modelos completos. Estos experimentos han demostrado que el comportamiento fuerza-deformación cíclico de una estructura depende de su material y del sistema estructural. Las gráficas de fuerza deformación (distorsión) muestran ciclos histéricos bajo deformación por comportamiento inelástico. La forma de estos ciclos depende del sistema estructural y de sus materiales.

Tipos de no linealidad

a) No linealidad del material (física).

- Elástica lineal o no lineal.
- Inelástica
- Inelástica (elastoplástica perfecta)
- Visco elástica

b) No linealidad geométrica

- Grandes deformaciones (importante cambio en la geometría). Los análisis no lineales del marco que se realizan son: Análisis con carga estática incremental (*Pushover*), Análisis con carga cíclica reversible y Análisis dinámico con aceleraciones en la base que se desglosarán en el capítulo 8.

La finalidad de este capítulo es desglosar los modelos no-lineales, que representan el sistema estructural resultado del análisis y diseño con el programa ETABS, principalmente establecer los parámetros de modelado de los elementos viga y columna, así como los parámetros para los análisis no-lineales con el programa OpenSees. Para estos análisis se considera un marco resistente representativo de los siete marcos que conforman del sistema estructural, como se mencionó anteriormente.

6.1.1 Opensees conforme Silvia Mazzoni (Curso OpenSees; UC Berkeley)

En este programa se utilizan técnicas modernas para evolucionar una extensible plataforma de códigos abiertos de software de elementos finitos para la ingeniería sísmica que abarca tanto ingeniería estructural como geotécnica, proporciona un marco común de investigación analítica para los investigadores PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*) para compartir nuevo conocimiento y fomentar un mecanismo que permita una nueva

investigación desarrollada a través de PEER podría difundirse a la industria para prueba e implementación. OpenSees es un marco de software para la creación de aplicaciones de elementos finitos en sistemas estructurales y geotécnicos.

El programa permite realizar simulaciones con carga estática monótona creciente, análisis ante carga estática cíclica revertida y/o análisis dinámicos.

6.1.2 Definición de los elementos

Los elementos son uno de los objetos más importantes para el modelado, el Element provee la fuerza resistente y matriz de rigidez tangencial para los desplazamientos especificados a los nodos de los elementos y es responsable de mantener ese estado independiente de todos los objetos (Tapia, 2011).

Se mencionan los objetos *Elements* disponibles en el programa: *Zero-Length Elements*, *Truss Elements*, *Beam-Column Elements*, *Joint Elements*, *Link Elements*, *Bearing Elements*, para este proyecto se utilizaron *ForceBeamColumn* para vigas y columnas y *ElasticBeamColumn* para los elementos que conforman la Zona del Panel.

Elemento *ForceBeamColumn*

Este comando se usa para generar un objeto de elemento *ForceBeamColumn*, que se basa en una formulación iterativa basada en la fuerza. Se puede usar una variedad de opciones de integración numérica en la determinación del estado del elemento y abarcar tanto la plasticidad distribuida como la integración de articulación plástica. En este proyecto se trabaja con una plasticidad distribuida con secciones fibras, las cuales se definen en *OpenSees* como *patches*, que son subregiones con formas simples, regulares o fibras individuales, en este proyecto se utilizan subregiones cuadradas. Las fibras utilizan el comando *Fibre*, en la cual se fijan las coordenadas de las fibras en la sección. Se utiliza una función denominada *Wseccion* que nos permite las secciones W que utilizaremos.

Los modelos de componentes estructurales inelásticos se pueden diferenciar por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. La Figura 6.1 muestra una comparación de cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de las vigas o columnas.

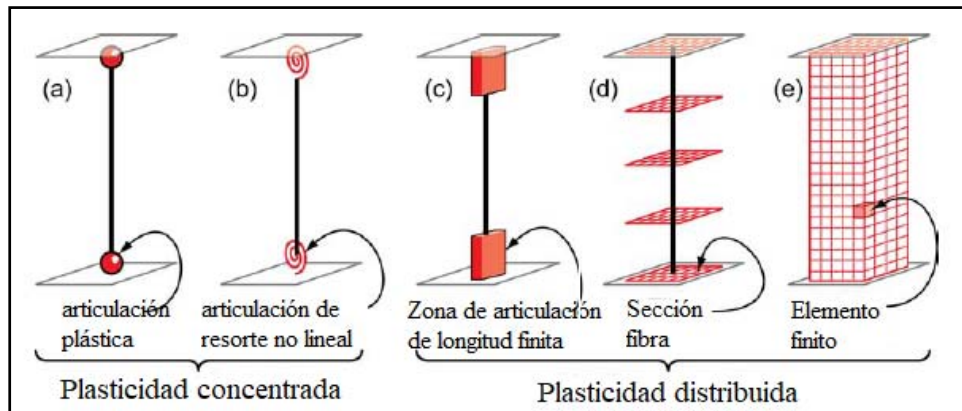


Figura 6.1 Modelos de plasticidad (Deierlein *et al.* 2010)

Los modelos más simples concentran las deformaciones inelásticas en el extremo del elemento, a través de un modelo de articulación concentrada (Figura 6.1-a), o un resorte inelástico con propiedades histeréticas (Figura 6.1-b). Al concentrar la plasticidad en una articulación de longitud cero con parámetros de modelo de rotación-momento.

El modelo de articulación de longitud finita (Figura 6.1-c), es una formulación eficiente de plasticidad distribuida con zonas de articulaciones designadas en los extremos del miembro; las secciones transversales en las zonas de articulaciones inelásticas se caracterizan por relaciones de momento-curvatura no lineales o integraciones explícitas de sección de fibra que hacen cumplir la suposición de que las secciones planas permanecen planas. La longitud de la articulación inelástica puede ser fija o variable, como se determina a partir de las características de momento-curvatura de la sección junto con el gradiente de momento concurrente y la fuerza axial.

Los modelos de formulación de fibras (Figura 6.1-d), distribuyen la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de la longitud del miembro. Los modelos de materiales uniaxiales se definen para capturar los movimientos no lineales características histeréticas de tensión y deformación histórica en las secciones transversales. Se aplica la suposición de secciones planas permanecen planas, donde las "fibras" materiales uniaxiales se integran numéricamente sobre la sección transversal para obtener tensiones resultantes (fuerza axial y momentos) y relaciones momento-curvatura incrementales y fuerza axial-deformación.

Los parámetros de la sección transversal se integran luego numéricamente en secciones discretas a lo largo de la longitud del miembro, utilizando funciones de desplazamiento o de interpolación de fuerza (Kunnath *et al.* 1990, Spacone *et al.* 1996). Los modelos más complejos (Figura 6.1-e) discretizan el elemento a lo largo de la longitud del miembro y a través de las secciones transversales en elementos pequeños finitos con propiedades constitutivas histeréticas no lineales que tienen numerosos parámetros de entrada. (Deierlein *et al.* 2010).

Elemento *ElasticBeamColum*

Este elemento se usa para modelar elementos que permanecerán elásticos durante el análisis, sus características dependen del módulo de elasticidad y del módulo de cortante, del área, de los momentos de inercia y del momento torsional.

6.1.3 Definición de materiales

Se define el material en OpenSees mediante el comando *uniaxialMaterial*, el cual representa las relaciones *uniaxiales* de esfuerzo-deformación. Se utilizó el elemento *UniaxialMaterial* considerando el material *Hysteretic* y *Steel01*.

Modelos constitutivos de materiales

El elemento *UniaxialMaterial* con material *Steel01* (Figura 6.2), es un material bilineal con endurecimiento cinemático y con la opción de incluir endurecimiento isotrópico. Se usó un

acero ASTM A992 con esfuerzo de fluencia $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$. La razón de endurecimiento por deformación cinemático de este material es 0.01 y los valores de endurecimiento isotrópico se tomaron como cero. La tangente inicial elástica o módulo de elasticidad es 2100000 kg/cm^2 .

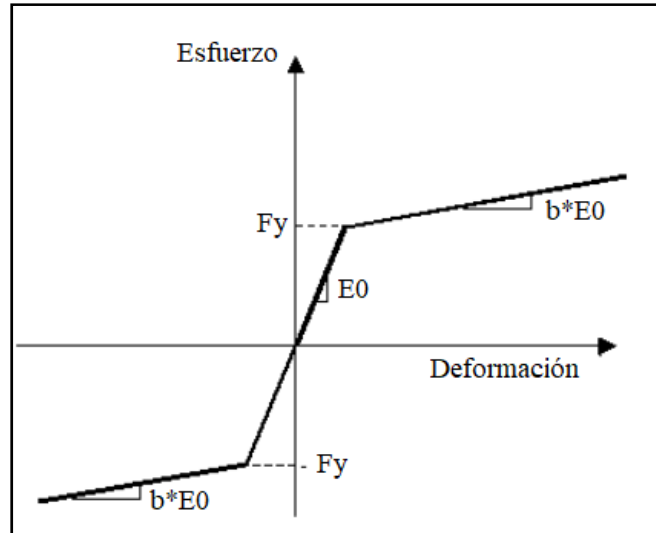


Figura 6.2 Material Steel01 (OpenSees)

El elemento *UniaxialMaterial* con material *Hysteretic* (Figura 6.3), este comando se utiliza para construir un objeto de material histerético bilineal uniaxial con puntos de fuerza y deformación, daños debidos a ductilidad y energía, y rigidez de descarga degradada en función de la ductilidad.

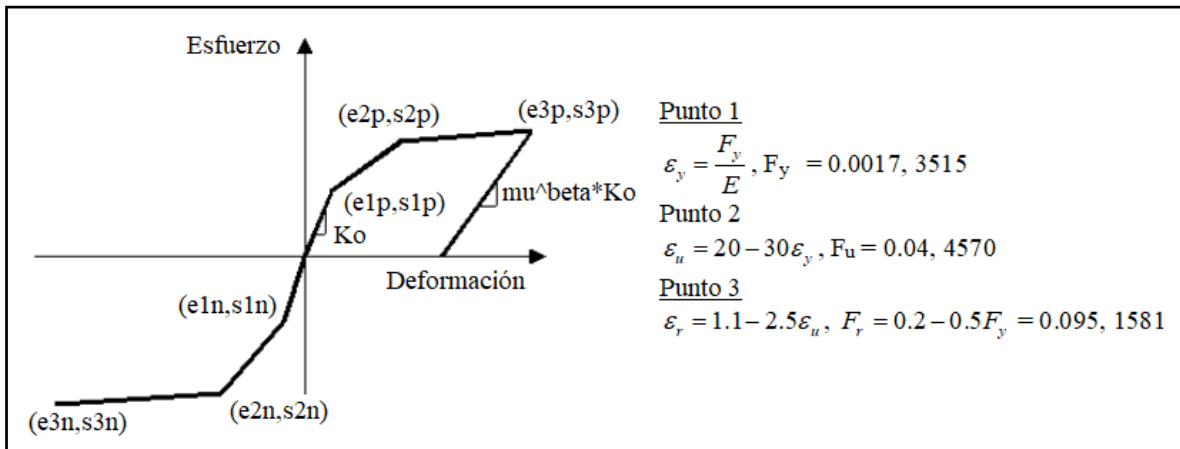


Figura 6.3 Material Hysteretic (OpenSees)

Para los modelos de los marcos se utilizó el material *Hysteretic* para vigas y columnas y para las calibraciones de las pruebas experimentales se usó el material *Steel01*.

Definición de cargas

El patrón de cargas de fuerzas nodales que se utiliza en este proyecto se define como *LoadPattern Plain*; Cada patrón de carga simple está asociado con un objeto *TimeSeries* (representa la relación entre el tiempo en el dominio y el factor de carga) y puede contener múltiples objetos *NodalLoads*.

6.1.4 Definición de archivos de salida

Para analizar los resultados es necesario crear archivos de salida, el comando *Recorder* se usa para generar un objeto grabador que debe monitorear lo que está sucediendo durante el análisis y generar resultados para el usuario. Los componentes del objeto son: *Node recorder*, *Drift recorder* y *Element Recorder*.

Generalidades del código

- Definir materiales
- Definir carga distribuida CM – CVR
- Definir dimensiones de secciones
- Definir fibras – secciones W
- Definir nodos y restricciones (Incluyendo desplome)
- Crear vigas y columnas
- Definir diafragmas rígidos
- Parámetros de Análisis
 - Gravitacional
 - Carga estática incremental
 - Carga Cíclica reversible
- Definir zonas rígidas
- Definir elementos de la Zona del Panel

7 CALIBRACIÓN

En este capítulo se definen los parámetros para la calibración de las pruebas experimentales y definir si el modelo que se está utilizando para incluir la zona del panel en los marcos a evaluar por análisis no-lineales presenta un buen comportamiento, para ello se utiliza el software OpenSees, en el cual se crean archivos de entrada para los análisis como:

Panel.tcl – muestra la geometría de la zona del panel, las secciones propuestas, materiales, restricciones de apoyo y los tipos de análisis.

RotPanelZone2D.tcl - crea un resorte rotacional para capturar las distorsiones de corte de la zona del panel.

Gupta *et al.* (1999), desarrollan los modelos matemáticos para el comportamiento de la zona del panel en términos de relaciones de distorsión y fuerza cortante, propuestos por muchos investigadores [*e.g.*, Krawinkler (1971,1978), Lu *et al.* (1988), Tsai and Popov (1988), y Kim y Englehardt (1995)], en base a observaciones experimentales o modificaciones a modelos preexistentes. Los modelos difieren en términos de la representación del comportamiento inelástico, pero concuerdan bien en la representación de la rigidez al corte elástico, K_e , y el límite elástico de corte, V_y . La relación de distorsión de corte-fuerza cortante monotónica propuesta por Krawinkler se muestra en la Figura 7.1. Este modelo ha sido adoptado para la representación del comportamiento de corte de la zona del panel en este proyecto. Los valores de control para el modelo se calculan con las ecuaciones 7.1, 7.2, 7.3 y 7.4:

$$V_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} A_{eff} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} (0.95d_c t_p) \approx 0.55F_y d_c t_p \quad (7.1)$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3} \times G} \quad (7.2)$$

$$K_e = \frac{V_y}{\gamma_y} = 0.95d_c t_p G \quad (7.3)$$

$$V_p = V_y \left(1 + \frac{3K_p}{K_e} \right) \approx 0.55F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (7.4)$$

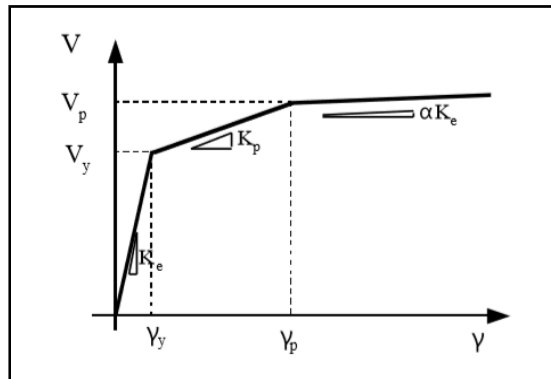


Figura 7.1 Modelo trilineal para zona de panel de Krawinkler - 1978. Adaptado de Gupta *et al.*, (1999)

K_p se asume válida hasta una deformación de 4γ donde después se considera un endurecimiento por deformación del 3% de la rigidez inicial. La rigidez al corte de la zona del panel se puede modelar proporcionando un resorte rotacional trilineal en cualquiera de las cuatro esquinas como se muestra en el Figura 7.2; de esta manera, dos resortes bilineales se superponen para modelar el comportamiento trilineal y las tres esquinas restantes se modelan como simples conexiones de nodos (Gupta y Krawinkler, 1999).

Como se entiende todo el comportamiento del panel es modelado mediante un resorte de longitud cero, dejando las otras tres esquinas como articulaciones. Los demás elementos del panel consideran efectos de segundo orden (efectos P-Delta) y se suponen rígidos axialmente y a flexión. Para modelar el resorte se utilizó un material *Hysteretic* con 3 puntos de distorsiones (γ_y , $4\gamma_y$ y $100\gamma_y$).

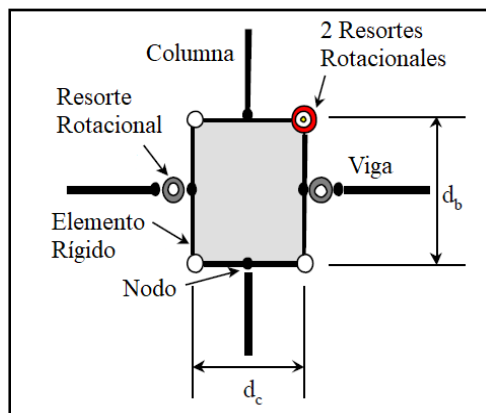


Figura 7.2 Modelo analítico para zona de panel. Adaptado de Gupta *et al.*, (1999)

ElemPanelZone2D.tcl - crea ocho elementos elásticos que forman una zona de panel rectangular.

DisplayModel2D.tcl - muestra una perspectiva 2D del modelo.

DisplayPlane.tcl - muestra un plano en el modelo.

La Figura 7.3 muestra la geometría utilizada para la creación de la zona el panel.

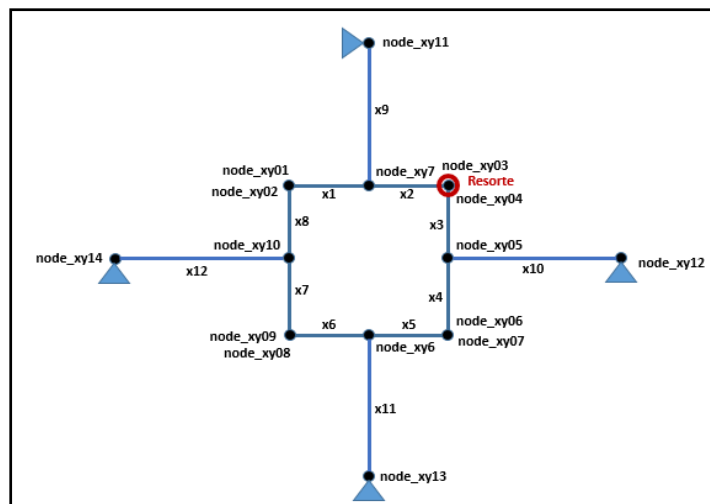


Figura 7.3 Geometría Zona del Panel

7.1 Prueba experimental

7.1.1 Prueba experimental 1

Lee *et al.* (2005), presentan los resultados de la prueba en ocho secciones con conexiones a momento de acero, utilizando conexiones atornilladas y soldadas, considerando a la zona del panel como una variable.

Una vista general de la configuración de prueba se muestra en la Figura 7.4. Se proporcionó una sujeción lateral a una distancia de 2.5 mm de la cara de la columna. Los especímenes se ensayaron estáticamente de acuerdo con el protocolo de carga estándar SAC. Los especímenes de prueba se instrumentaron con una combinación de transductores de desplazamiento y medidores de tensión para medir las respuestas globales y locales. Para la revisión del cortante en el panel utilizan la fórmula especificada en el AISC- *Seismic Provisions* (2002) ecuación 7.5.

Especimen DB700-MW W27×123 (Viga) y W17×271 (Columna)

$$V_p = 0.60F_{yc}d_c t_p \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (7.5)$$

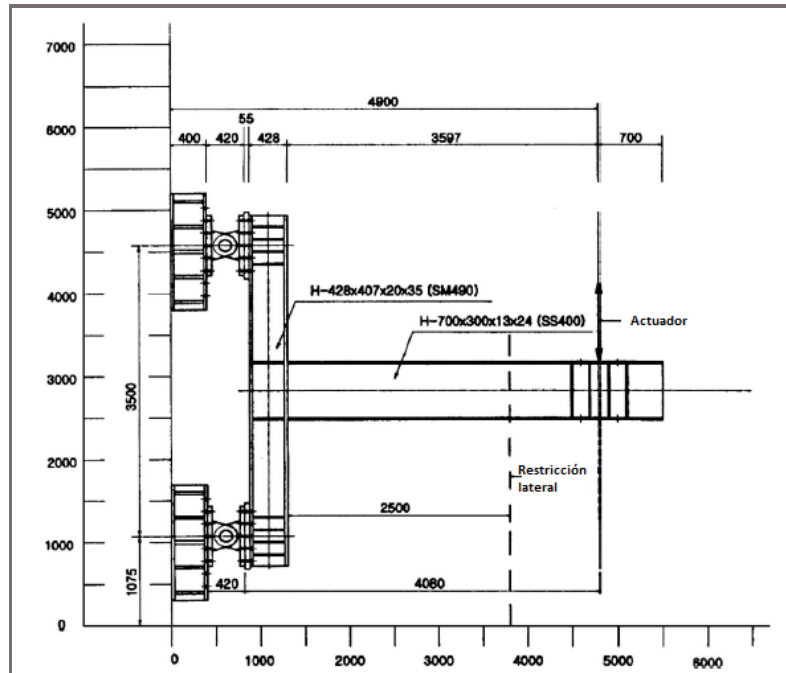
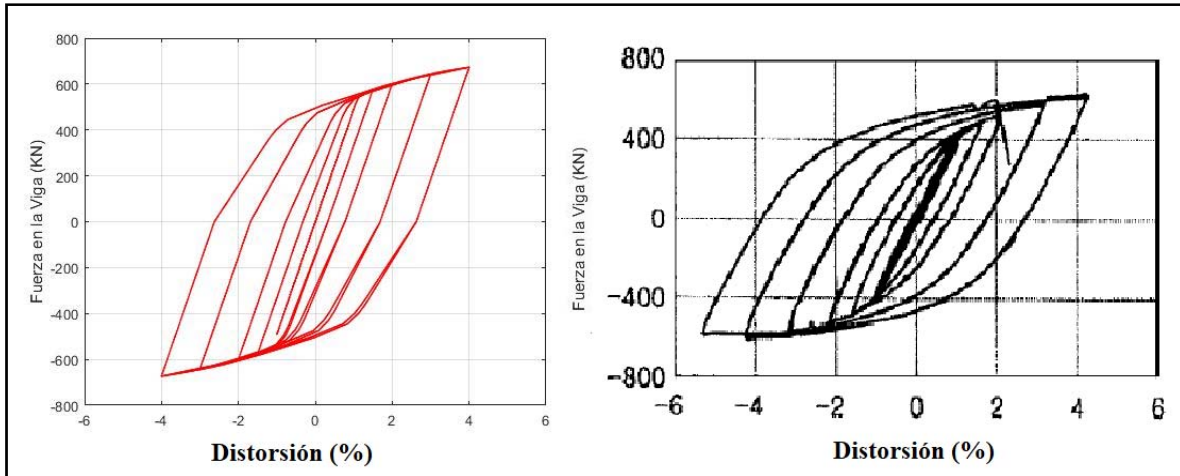


Figura 7.4 Detalle del espécimen – Prueba 1 (Lee *et al.* 2005)

Resultados Material Steel 01

La Figura 7.5a) se obtiene de la calibración en el software OpenSees y la Figura 7.5 b) es la obtenida en la prueba experimental; en la Figura 7.6 se muestra la comparativa entre las dos gráficas anteriores.



a) Prueba analítica 1

b) Prueba experimental (Lee et al. 2005)

Figura 7.5 Prueba 1

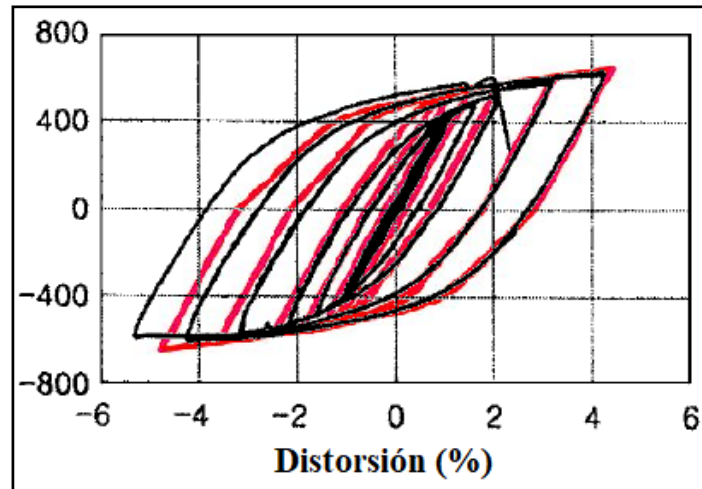


Figura 7.6 Comparación Experimento 1 – Material Steel 01

La Figura 7.6 nos permite visualizar la variación del ciclo histerético entre el obtenido en la prueba experimental y la que se obtuvo de manera analítica mediante la calibración en Opensees; se observa que el lazo de histéresis se mantiene en ambas gráficas.

Resultados Material Hysteretic

Se evalúa la prueba experimental 1, utilizando el material *Hysteretic* para comparar los resultados de las pruebas analíticas con ambos materiales y obtener una mejor predicción del comportamiento del panel, como se observa en la Figura 7.7, utilizar el material *Hysteretic* nos resulta un comportamiento diferente al requerido, debido a los parámetros que se utilizan para los modelos constitutivos de los materiales.

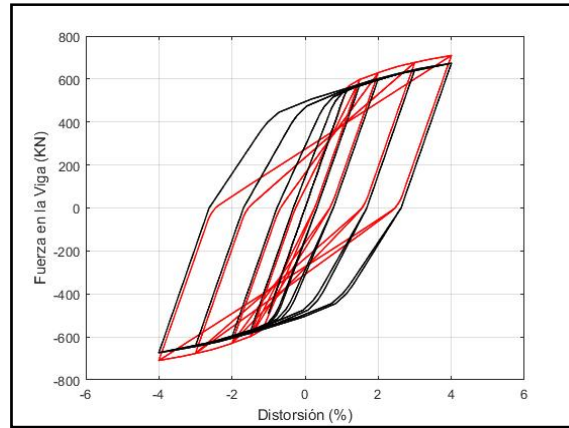


Figura 7.7 Comparación Analítica 1 – Material Hysteretic

7.1.2 Prueba experimental 2

Povov y Blondet (1996) reportan un programa de pruebas a gran escala iniciado por SAC Joint Venture para evaluar especímenes de conexiones de viga a columna; se realizaron 3 ensayos de columnas a viga a escala en la Universidad de California de Berkeley y la empresa SAC. Los especímenes eran modelos idénticos de las típicas conexiones exteriores viga-columna encontrados en edificios de acero, la configuración de esta prueba se muestra en la Figura 7.8 y la Tabla 7.1 muestra los materiales y propiedades de los especímenes.

Los especímenes PN1, PN2 y PN3, se sometieron a una carga cíclica y se realizaron bajo un control de desplazamiento, siguiendo un protocolo en ATC-24 que se indica en la Figura 7.9. Para la calibración del modelo se utilizó el espécimen PN1.

Tabla 7.1 Materiales y propiedades - Prueba 2. Adaptado de Povov y Blondet (1996)

Especímen	Sección y Acero	Esfuerzo de Fluencia	Esfuerzo ultimo
		Fy (ksi)	Fu (ksi)
Columna	W14x257 A572-Gr 50	50	65
PN1	W36x150 A572-Gr 50	50	65

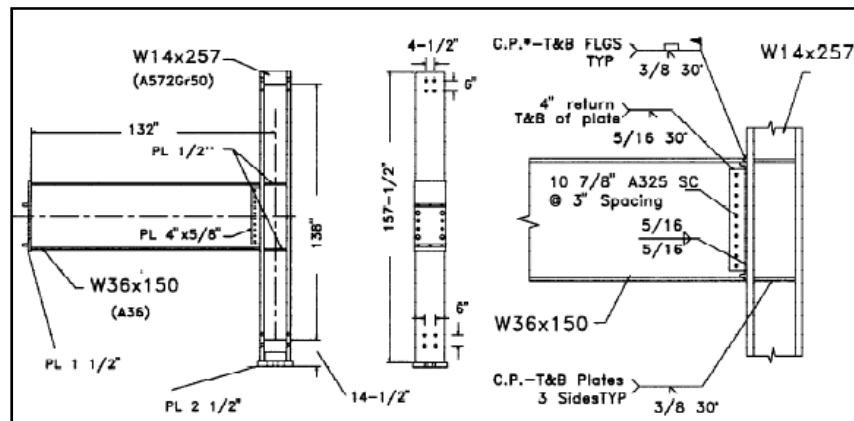


Figura 7.8 Detalle del espécimen – Prueba 2 (Povov y Blondet, 1996)

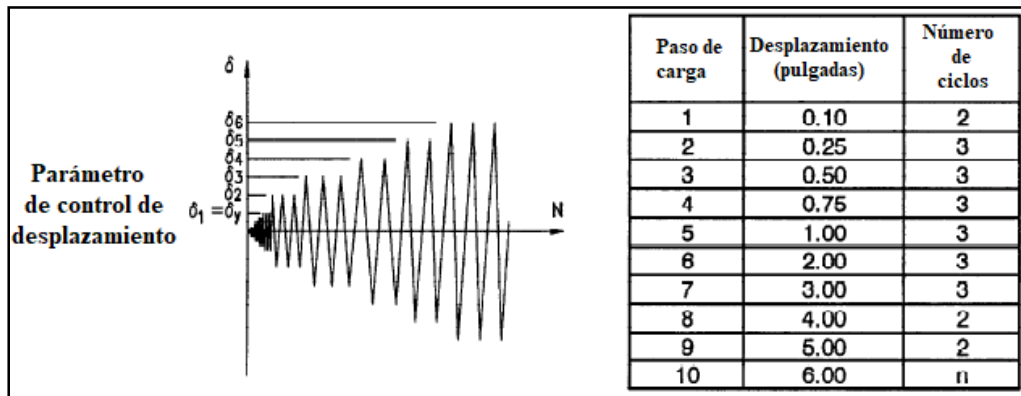


Figura 7.9 Historia de carga (Povov y Blondet, 1996)

El desplazamiento de referencia de 1 pulgada corresponde a la deflexión estimada del rendimiento final del patín, el comportamiento del espécimen PN1 fue elástico durante los ciclos de 1 pulgada. Durante los ciclos de 2 pulgadas, la pintura en blanco se extendió debido a que fluían los patines de viga, los patines de columna y la zona de panel. PN1 sostuvo el primer ciclo de carga de 3 pulgadas.

La muestra falló repentinamente durante la primera etapa del segundo ciclo de carga de 3 pulgadas. La carga de falla y el desplazamiento fueron 206 Kips y 1.62 pulgadas, respectivamente. Uno de los patines de la columna se fracturó completamente y la grieta se propagó en el alma de la columna como se muestra en la Figura 7.10.

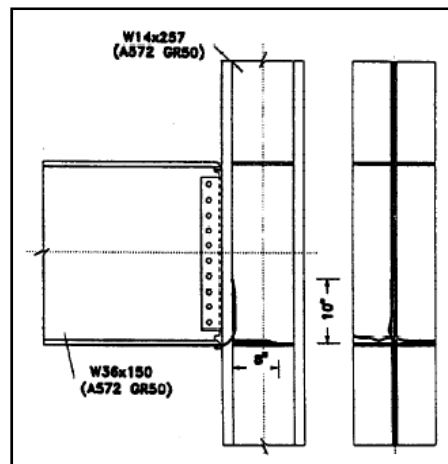


Figura 7.10 Falla del espécimen (Povov y Blondet, 1996)

La reparación del espécimen se muestra en la Figura 7.11, consiste en retirar las partes agrietadas de los patines el alma de la columna y soldar una pieza nueva de una sección de Grado 50, W14x257. Se utilizó una placa de empalme del patín de viga para volver a conectar el patín inferior de la viga al patín de la columna reparada y se proporcionaron nuevas placas de continuidad. Se soldó una placa doble en el alma de viga.

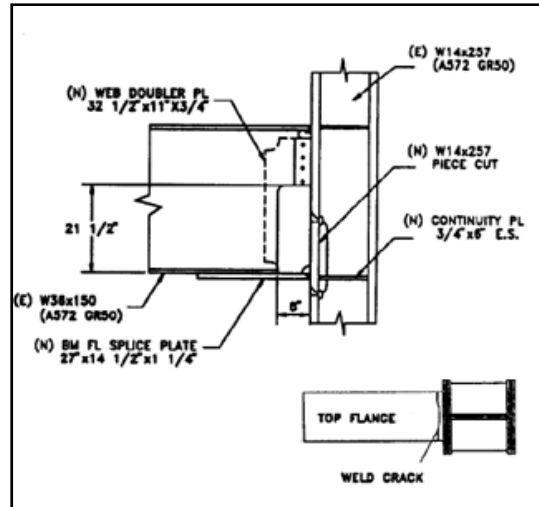


Figura 7.11 Reparación del espécimen (Povov y Blondet, 1996)

Resultados Material Steel 01

La Figura 7.12a) se obtiene de la calibración en el software OpenSees y la Figura 7.12b) es la obtenida en la prueba experimental, utilizando el Material *Steel01* en la prueba experimental 2.

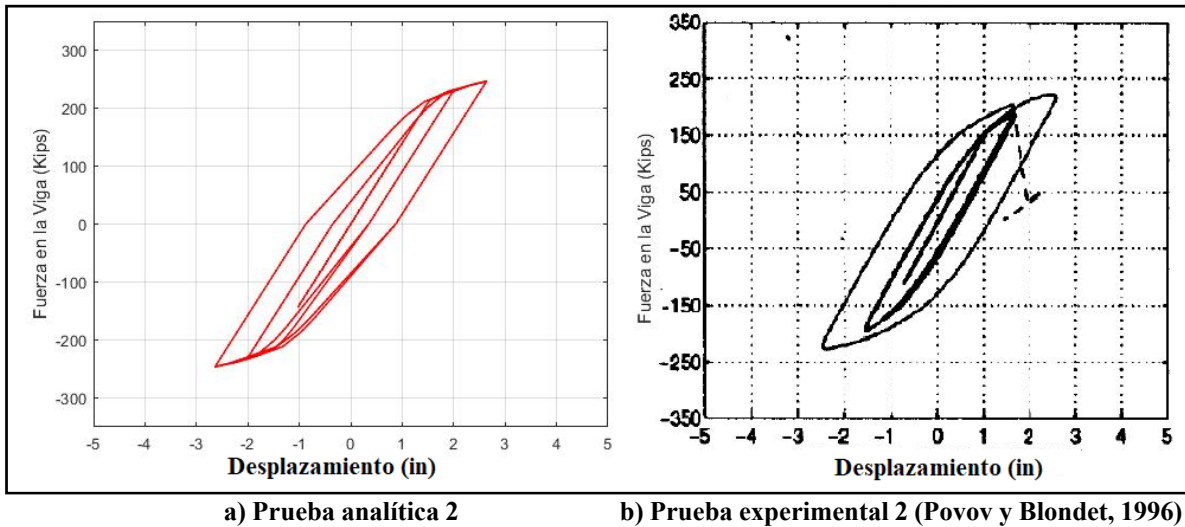


Figura 7.12 Prueba 2

En la Figura 7.13 se muestra la comparación entre la respuesta experimental y la analítica de la prueba experimental 2.

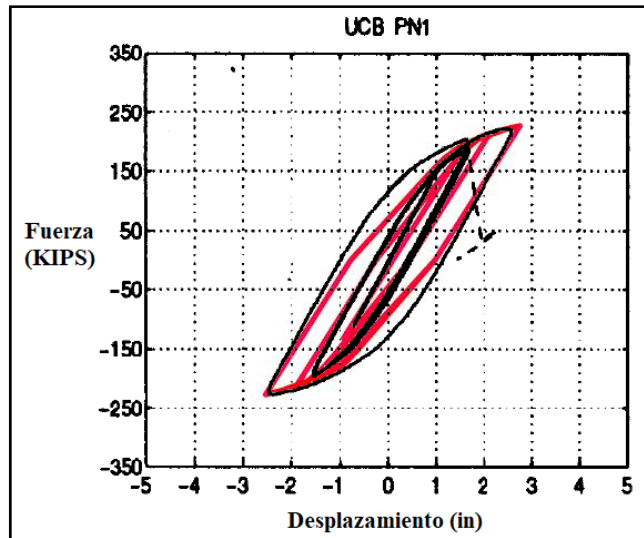


Figura 7.13 Comparación Experimento 2 – Material Steel 01

La Tabla 7.2 registra los resultados de la prueba experimental y la fuerza máxima obtenida en la prueba analítica para la prueba experimental 2.

Tabla 7.2 Comparativa de resultados Prueba 2

Especimen	Experimental		Analítico	
	Fuerza máxima (Kips)	Desplazamiento máximo (in)	Fuerza máxima (Kips)	Desplazamiento máximo (in)
PN1	223	2,57	246.1638	2.6378

Resultados Material Hysteretic

La prueba analítica 2, se realizó haciendo uso del material *Hysteretic*, la Figura 7.14 muestra la comparación entre la prueba experimental y la prueba analítica obtenida con material *Hysteretic* para la prueba experimental 2 propuesta por Povov y Blondet en 1996.

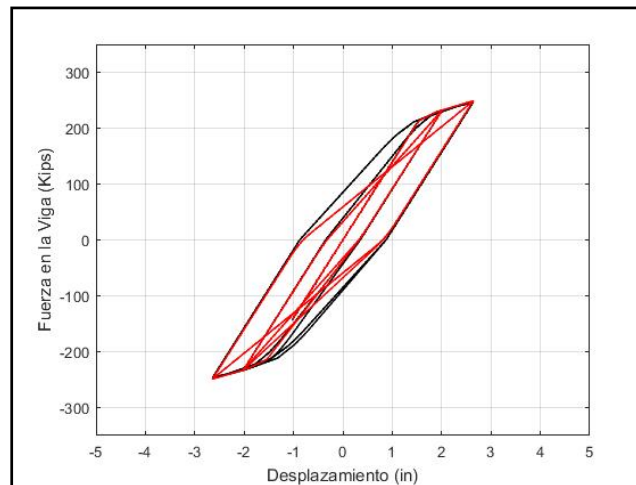


Figura 7.14 Comparación Experimento 2 – Material *Hysteretic*

8 ANÁLISIS NO-LINEALES

Como se mencionó en el capítulo 5, se tomó un marco rígido representativo del modelo general para ser utilizado en el programa OpenSees, este capítulo se enfoca en los análisis no-lineales, para comparar la respuesta del sistema estructural en marcos con ductilidad baja entre los diseñados con NTC-DS 2004 y NTC-DS 2017 y en marcos dúctiles simplemente con un diseño de NTC-DS 2017; Para ambos prototipos se realizan estos análisis variando la forma de modelar la conexión y poder evaluar la influencia de la zona del panel en el comportamiento del marco.

Un análisis no lineal es aquel que considera el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición. La linealidad o no linealidad depende del análisis realizado, todas las estructuras son no lineales, es decir no se cumple la ley de hooke (esfuerzo-deformaciones) ya que a la aplicación de las cargas tiende a crearse la degradación de la rigidez de la estructura, y al eliminar las cargas, el material no recupera completamente su forma original. Estos métodos de análisis no lineales son algo complicados ya que no solo consideran la degradación de la rigidez sino la forma como fallará la estructura (ubicación de articulaciones plásticas).

Un criterio llamado “Columna Fuerte - Viga débil” es un parámetro de diseño en diseños sismoresistentes con la finalidad de evitar fallas por inestabilidad. La metodología para el diseño de columnas es que se puede diseñar dicho elemento con mayor capacidad resistente y de disipación de energía, en comparación al de las vigas. Debido a una acción de carga, los mecanismos de falla en vigas (articulaciones plásticas) sean lo más deseables por lo siguiente:

Los mecanismos de falla se deben de formar en las vigas y no en las columnas. Por lo tanto; cuando las columnas no tienen mayor capacidad resistente y de disipación de energía que las vigas, hay una probabilidad de que las articulaciones plásticas se formen en las columnas, lo que puede llegar a conducir a daños y/o colapso de la estructura.

El estado plástico se alcanza en todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo, también llamada articulación plástica. Si en la estructura existe continuidad de los miembros y el sistema estructural es monolítico, mayor será la posibilidad de que se formen articulaciones plásticas sin que el mecanismo se vuelva inestable, lo que hace que haya una gran disipación de energía durante un sismo.

El mapeo de articulaciones plásticas nos va a permitir identificar en qué miembros se forman estas rótulas e identificar los mecanismos de falla. Las Figuras 8.1 y 8.2 son los modelos trilineales para la Zona del Panel (ZP) adoptados del modelo de Krawinkler, para los Prototipos 1 y 2, en los cuales nos basaremos para identificar el nivel de rotaciones en el panel. El eje de las abscisas contiene el nivel de rotaciones y el eje de las ordenadas contiene el momento que se genera en el resorte que representa el panel normalizado con el momento elástico, se indicaron 4 colores para identificar el comportamiento del resorte del panel ante los análisis no lineales (Azul - $4\theta_y$, Azul celeste - $8\theta_y$, Verde - $12\theta_y$ y Amarillo - $16\theta_y$).

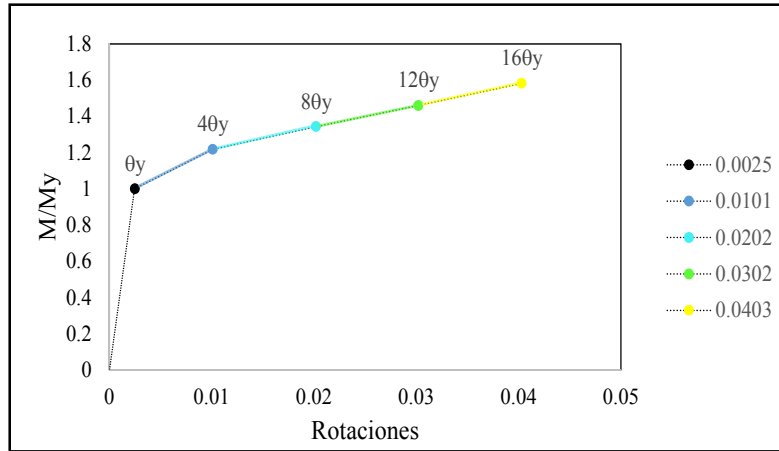


Figura 8.1 Modelo Trilineal ZP Q2

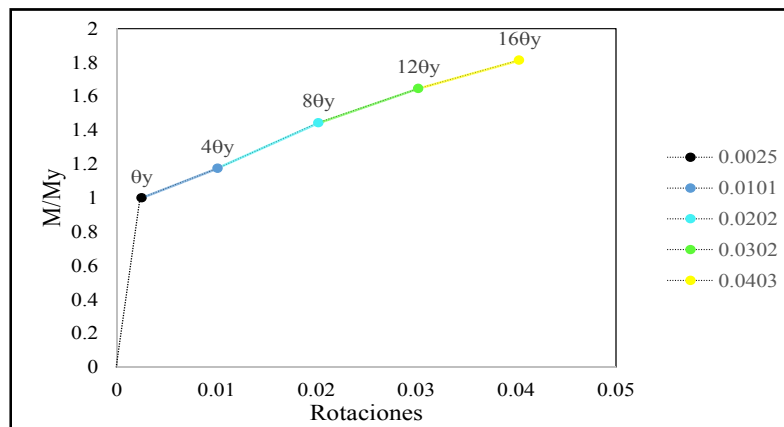


Figura 8.2 Modelo Trilineal ZP Q4

Para los elementos viga y columna se calcularon Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas como se indica en el *Ápndice F (Análisis Sísmico)*, de las NTC para diseño y construcción de estructuras de acero del 2017. Se utilizará la curva fuerza-deformación generalizada de la Figura 8.3.

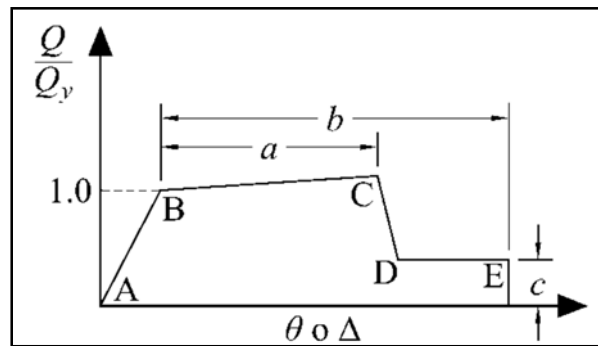


Figura 8.3 Curva fuerza-deformación generalizada para elementos de acero (NTC-DCEA, 2017)

En vigas y columnas se permite modificar la curva para incluir en ella el endurecimiento por deformación, dándole a la zona B C una pendiente del 3 por ciento de la pendiente elástica. En vigas y columnas, θ es la rotación total, suma de la elástica y la plástica, y θ_y es la rotación

en el inicio del flujo plástico. Δ y Δy tienen significados semejantes, referidos a los desplazamientos.

Vigas

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} l_b}{6EI_b} \tag{8.1}$$

Columnas

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \tag{8.2}$$

En función de los parámetros para el modelo y los criterios de aceptación para procedimientos no lineales, se revisan las relaciones de esbeltez de los elementos y de la carga axial se identifican las longitudes a, b y c de la Figura 8.3. Las Figuras 8.4, 8.5, 8.6 y 8.7 son las Curvas fuerza-deformación generalizada para elementos de acero para ambos prototipos, se indicaron 6 colores para identificar el comportamiento de las rotaciones en vigas y columnas ante los análisis no lineales (Azul - $30\theta_y$, Azul celeste - $50\theta_y$, Verde - $70\theta_y$, Amarillo - $90\theta_y$, Magenta - $100\theta_y$ y Rojo - $110\theta_y$).

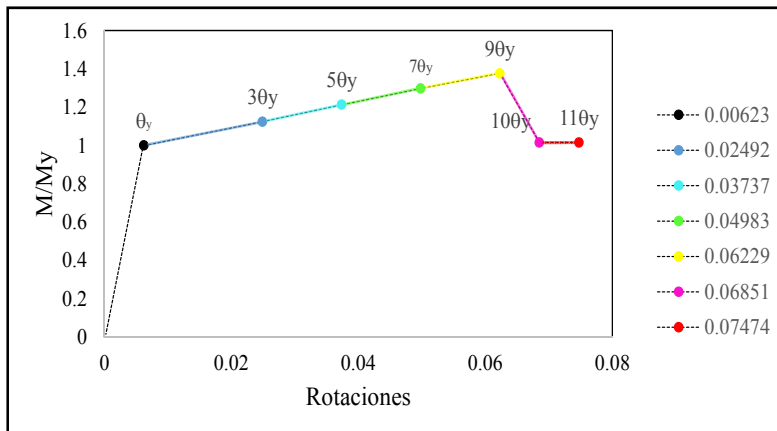


Figura 8.4 Curva generalizada – Vigas Q2

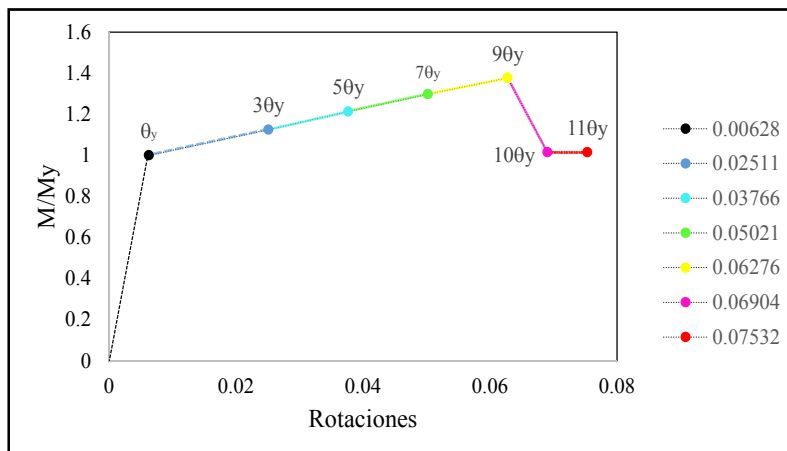


Figura 8.5 Curva generalizada – Vigas Q4

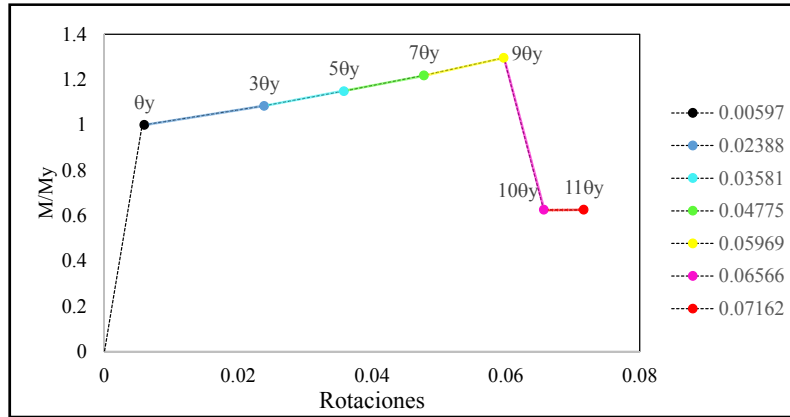


Figura 8.6 Curva generalizada – Columnas Q2

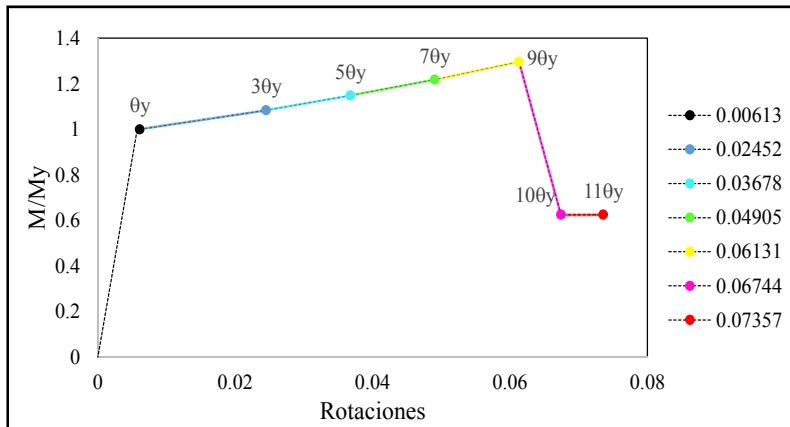


Figura 8.7 Curva generalizada – Columnas Q4

8.1 Modelos de conexión

En los análisis no-lineales del marco resistente, el criterio a evaluar es la diferente manera de modelar la conexión y cómo éste afecta el comportamiento global de la estructura, en la Figura 8.8 se muestra la varianza de modelar la conexión.

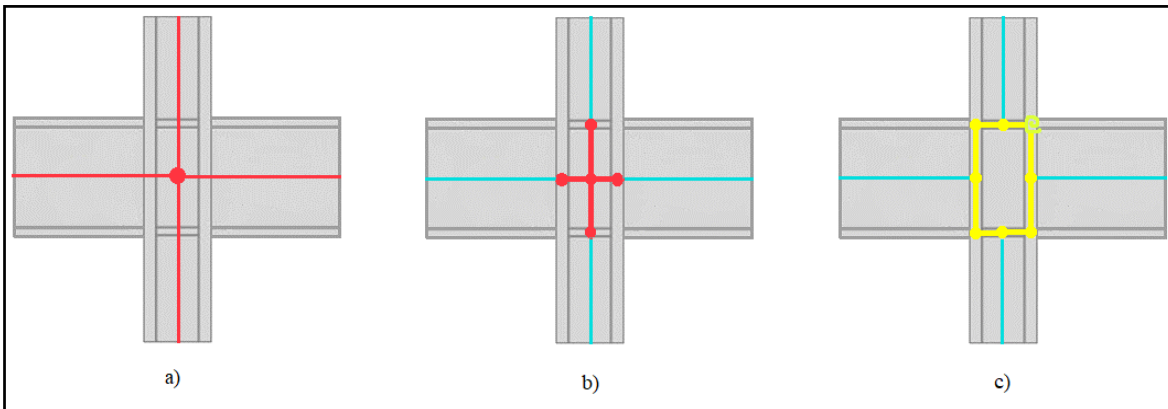


Figura 8.8 Modelos de conexión

8.1.1 Modelo SC

El no modelar la conexión representa la unión de los elementos viga y columna a un nodo de intersección. En este trabajo se realizan los análisis no lineales donde no se modela la conexión y cómo este criterio afecta la respuesta final del marco resistente. La figura 8.8-a representa el modelo sin conexión.

8.1.2 Modelo ZR

El modelar la zona del panel con 4 elementos con rigidez infinita con longitudes respectivas a la zona del panel, como se muestra en la Figura 8.8-b), es común en la práctica.

8.1.3 Modelo ZP

El marco resistente a momento es un sistema estructural que se usa ampliamente en la construcción de edificios de acero para resistir la gravedad y las cargas laterales. La historia de distorsiones en tales sistemas es causada en gran medida por las deformaciones por flexión y cortante de las vigas y las columnas, y por las deformaciones por cortante en las zonas del panel de unión de viga a columna (Rafezy *et al.* 2014).

Una opción deseable es incorporar el efecto de las deformaciones por cortante de la zona del panel directamente en el modelo analítico de los marcos resistentes a momento. Como ya se mencionó, se utilizará el procedimiento de modelado propuesto por Krawinkler, como se muestra en la Figura 8.8-c). Krawinkler ha realizado la mayor parte del trabajo pionero sobre modelado de zonas de paneles no lineales.

Antes de realizar los análisis no-lineales en el programa Opensees, se calculan los periodos fundamentales de los prototipos 1 y 2 y sus respectiva varianza en la conexión (Tabla 8.1), para comparar los obtenidos en el análisis estructural realizado en ETABS (Tabla 5.9).

Tabla 8.1 Periodos fundamentales (Opensees)

Prototipo	Varianza de conexión	T1 (s)	T2 (s)
Prototipo 1 - 2017	W2SC	0.623	0.223
	W2ZR	0.566	0.197
	W2ZP	0.616	0.205
Prototipo 1 - 2004	W2SC	0.906	0.314
	W2ZR	0.837	0.285
	W2ZP	0.940	0.306
Prototipo 2 - 2017	W4SC	0.669	0.238
	W4ZR	0.607	0.208
	W4ZP	0.666	0.220

8.2 Análisis con carga estática incremental (*Pushover*)

El análisis *Pushover* es una herramienta para la evaluación del rendimiento; la Figura 8.9 muestra los pasos principales para este análisis.

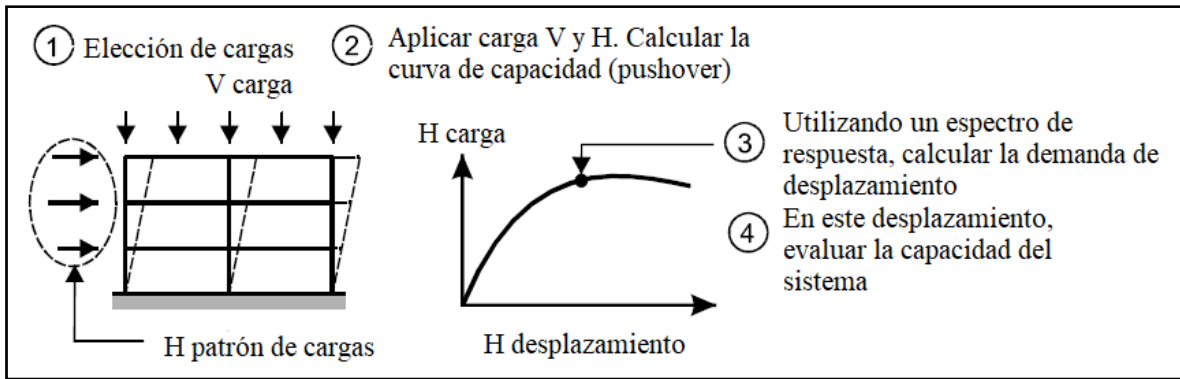


Figura 8.9 Pasos del Análisis *Pushover*. Adaptado de Powell (2006)

En la Figura 8.9, se muestran los pasos principales para el empuje estático. El paso 1, definición de cargas, el paso 2 requiere un análisis no lineal de la estructura, el paso 3 utilizando un espectro de respuesta, calcular el desplazamiento y el paso 4 requiere evaluar el desplazamiento máximo y calcular la capacidad del sistema, generalmente a nivel de miembro (Powell. 2006). Para este análisis se aplicó una distribución de fuerzas laterales de forma incremental triangular (Figura 8.10).

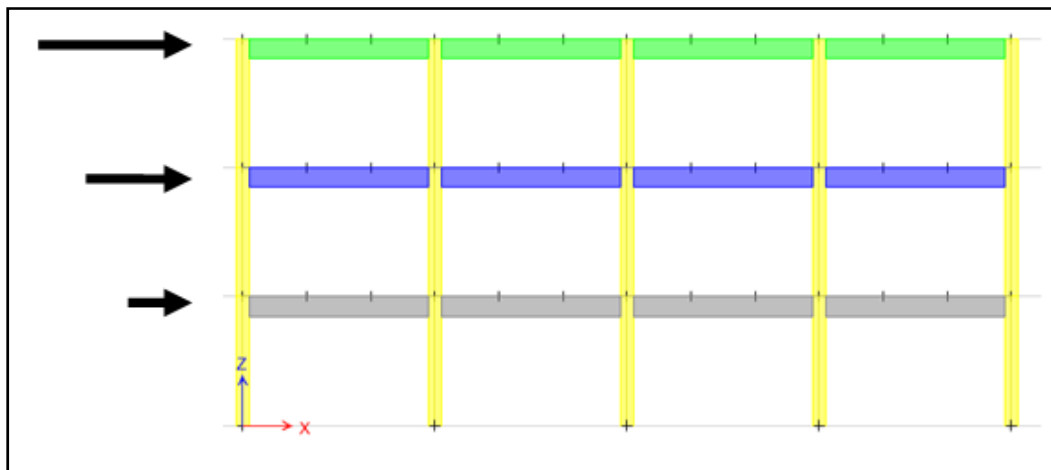


Figura 8.10 Fuerza lateral distribuida triangularmente

Un análisis *pushover* no lineal sirve para evaluar y/o calcular algunos parámetros globales como lo son el factor de sobrerresistencia R (Cortante máximo/Cortante de diseño) ecuación 8.3; también se puede utilizar para demostrar el efecto de las articulaciones en el comportamiento general de la estructura (Vrakas *et al.* 2015)

$$R = \frac{V_{\max}}{V_{\text{diseño}}} \quad (8.3)$$

En la Tabla 8.5 se muestran los factores de sobrerresistencia para los prototipos a evaluar, calculados con la ecuación 8.3.

Las curvas de capacidad para los Prototipos 1 y 2 (con su respectiva variante en la conexión y con metodología de diseño diferente) se muestran en las Figuras 8.11, 8.12 y 8.13; y en las Tablas 8.2, 8.3 y 8.4 se registran los cortantes máximos de los modelos mencionados.

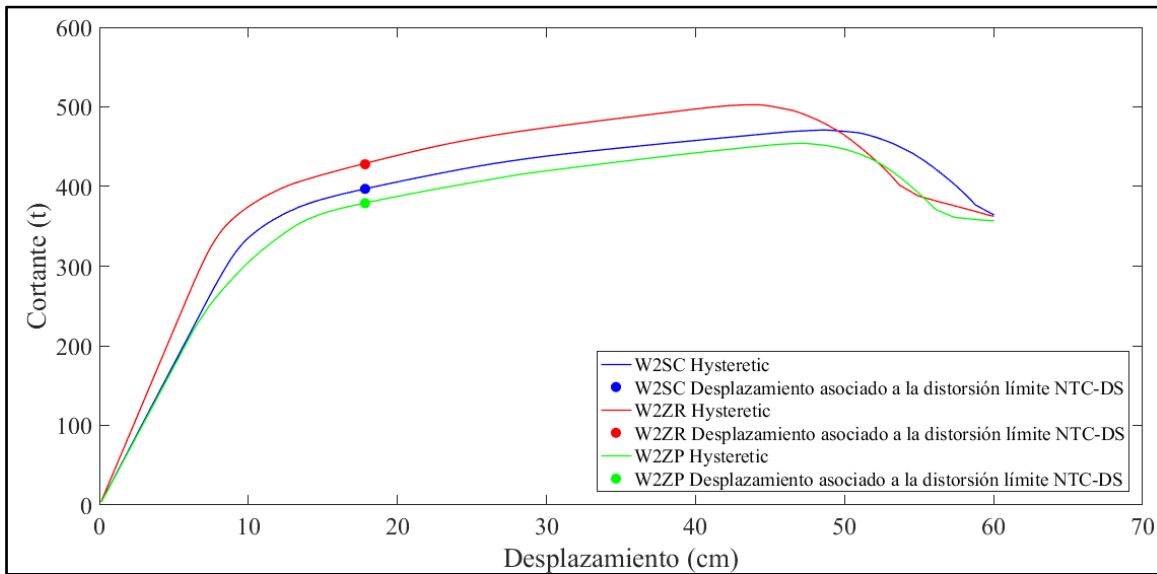


Figura 8.11 Curva de Capacidad Prototipo 1 – NTC-DS 2017

Tabla 8.2 Curva de Capacidad Prototipo 1 – NTC-DS 2017

	Cortante máximo (t)	Cortante asociado a la distorsión máxima (t)
W2SC	475	397
W2ZR	500	428
W2ZP	452	379

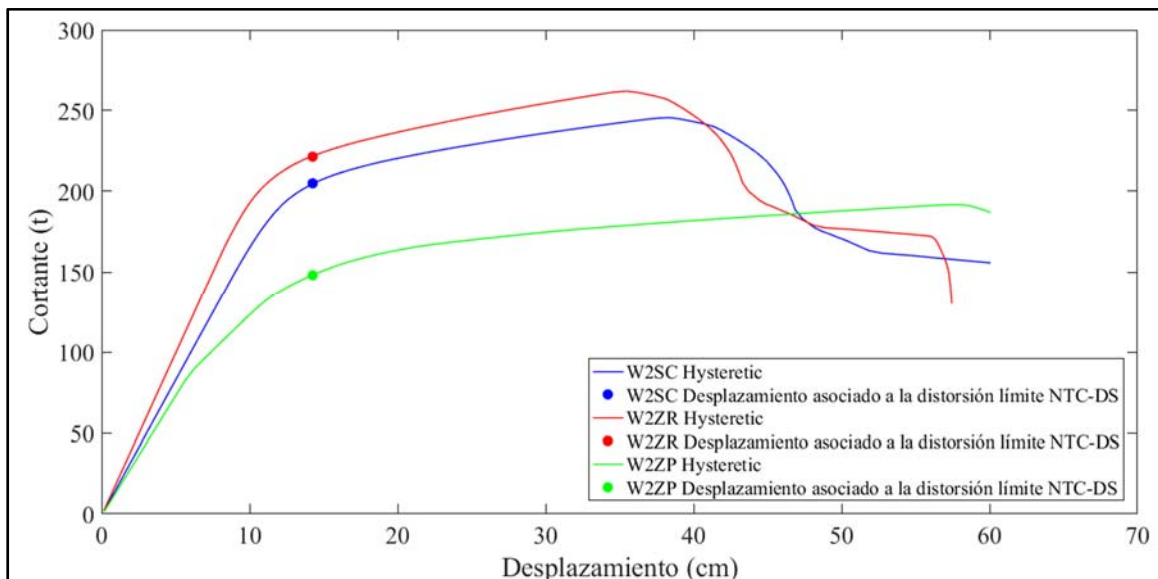


Figura 8.12 Curva de Capacidad Prototipo 1 – NTC-DS 2004

Tabla 8.3 Curva de Capacidad Prototipo 1 – NTC-DS 2004

	Cortante máximo (t)	Cortante asociado a la distorsión máxima (t)
W2SC	245.6	205.0
W2ZR	262.0	221.5
W2ZP	191.8	148.0

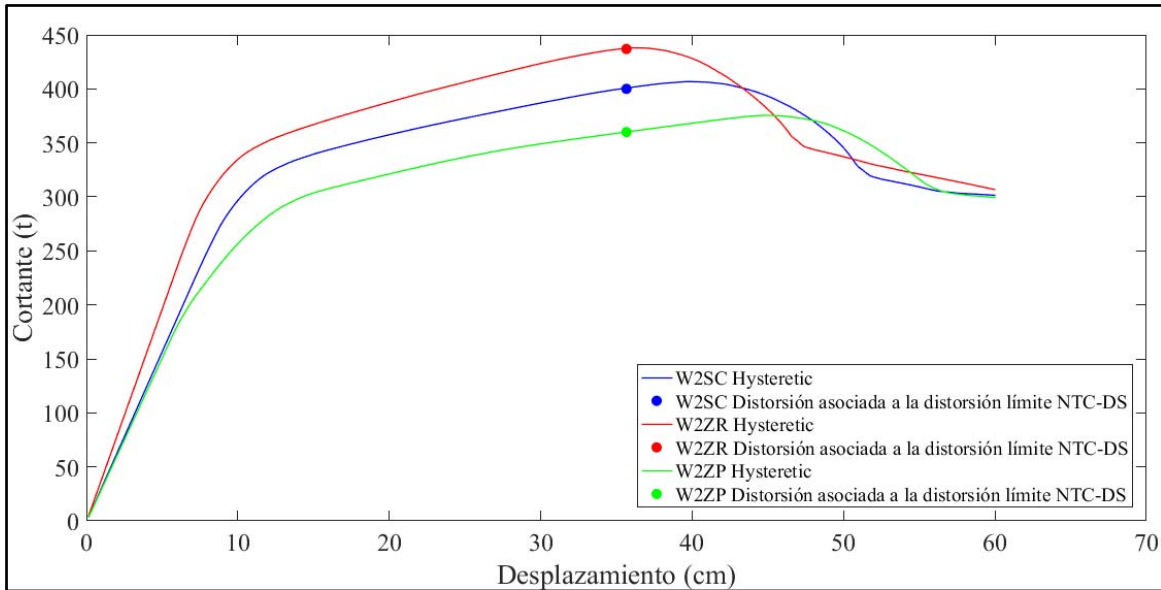


Figura 8.13 Curva de Capacidad Prototipo 2 – NTC-DS 2017

Tabla 8.4 Curva de Capacidad Prototipo 2 – NTC-DS 2017

	Cortante máximo (t)	Cortante asociado a la distorsión máxima (t)
W4SC	408	400
W4ZR	442	437
W4ZP	375	360

Tabla 8.5 Factor de sobrerresistencia

Prototipo	Varianza de conexión	Cortante de diseño (t)	Cortante máximo (t)	Factor de sobrerresistencia R
Prototipo 1 - 2017	W2SC	64.42	475	7.37
	W2ZR	64.42	500	7.76
	W2ZP	64.42	452	7.02
Prototipo 1 - 2004	W2SC	60	245.6	4.09
	W2ZR	60	262.0	4.37
	W2ZP	60	191.8	3.20
Prototipo 2 - 2017	W4SC	29	408	14.07
	W4ZR	29	442	15.24
	W4ZP	29	375	12.93

Las curvas de capacidad para todos los modelos tienen la misma tendencia en donde los marcos con modelos que incluyen la zona rígida para la junta tienen mayor resistencia, y según los resultados obtenidos, nos indican que incluir la Zona del Panel reduce la capacidad del marco e incursiona al marco al rango inelástico primero que los marcos sin conexión y con zona rígida.

Schneider (1998) concluyó que, para los marcos de acero utilizados en su estudio, los análisis que ignoran la zona del panel pueden (1) subestimar la distorsión hasta 10% y (2) sobreestimar la resistencia a corte basal hasta 30 % (Koester *et al.* 2000).

En las Figuras 8.14, 8.15 y 8.16 se indican las distorsiones de entrepiso bajo un control de desplazamiento; en las Figuras 8.17, 8.18 y 8.19 se muestran las distorsiones obtenidas de un análisis *pushover* bajo un control de carga, el cual fue el valor del Cortante de diseño; y en las Figuras 8.20, 8.21 y 8.22 se señalan las distorsiones máximas con un Cortante objetivo asociado a la distorsión máxima por Norma.

En las Tablas 8.6, 8.7 y 8.8 se registran las distorsiones de entrepiso para los modelos con un cortante objetivo. Analizar las distorsiones para los distintos modelos de unión bajo una misma carga, permite visualizar la influencia de la zona del panel, en todos los análisis bajo este criterio se subestiman las distorsiones, lo que significa que al no considerar la zona del panel en el análisis se estarían revisado los estados límite de servicio y colapso con distorsiones menores a las que realmente existen en el marco.

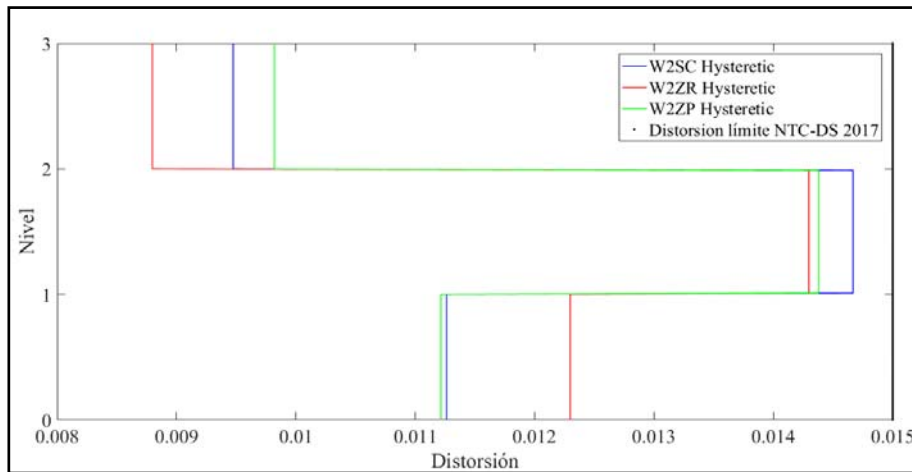


Figura 8.14 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2017 (Desplazamiento)

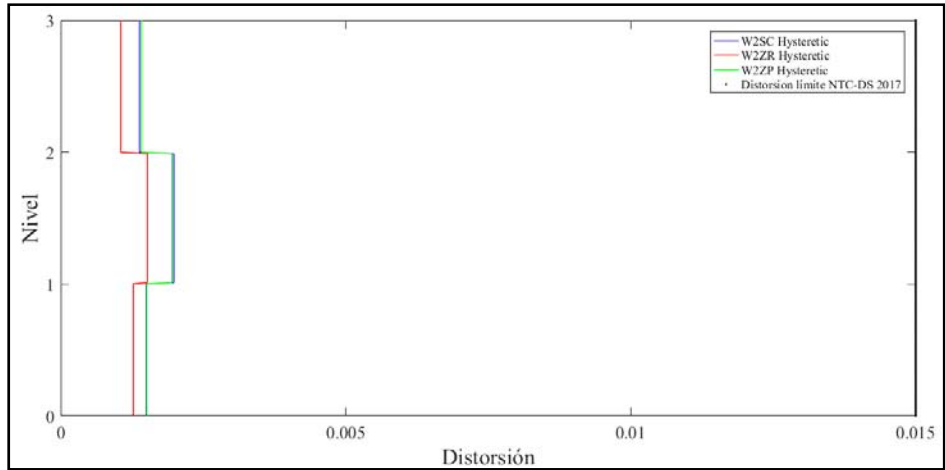


Figura 8.15 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2017 (V diseño)

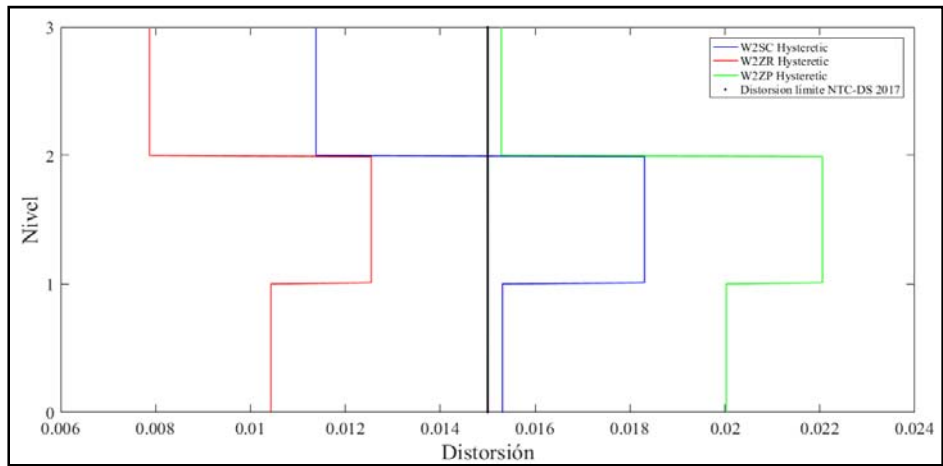


Figura 8.16 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2017 (V objetivo)

Tabla 8.6 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2017

	Nivel	Distorsión máxima
W2SC	N1	0.0153
	N2	0.0183
	N3	0.0114
W2ZR	N1	0.0104
	N2	0.0126
	N3	0.0079
W2ZP	N1	0.0200
	N2	0.0221
	N3	0.0153

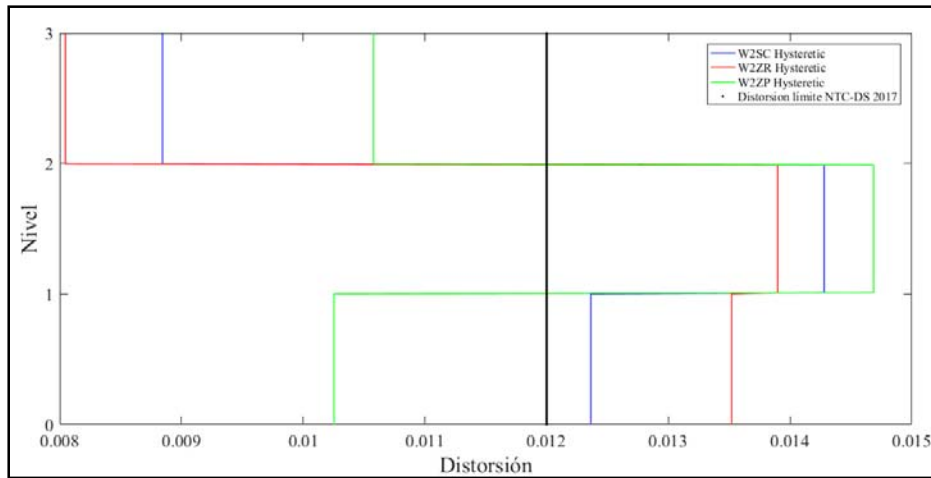


Figura 8.17 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2004 (Desplazamiento)

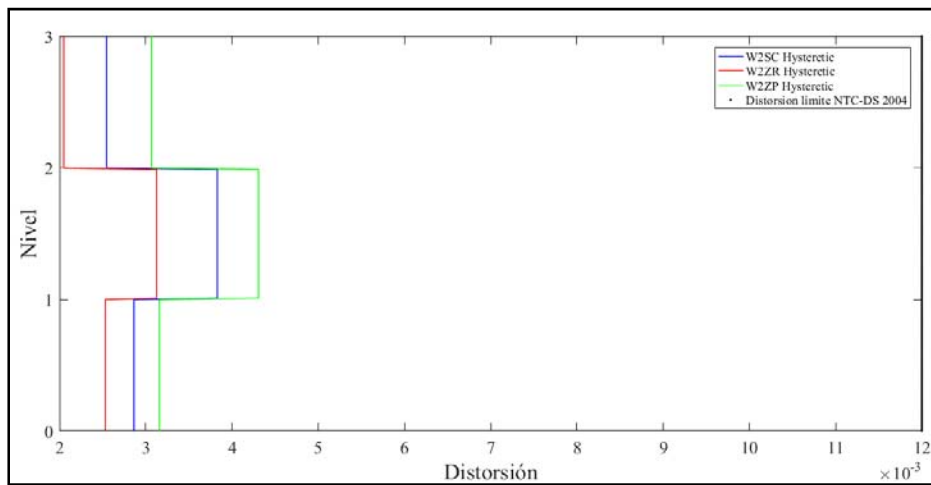


Figura 8.18 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2004 (V_{diseño})

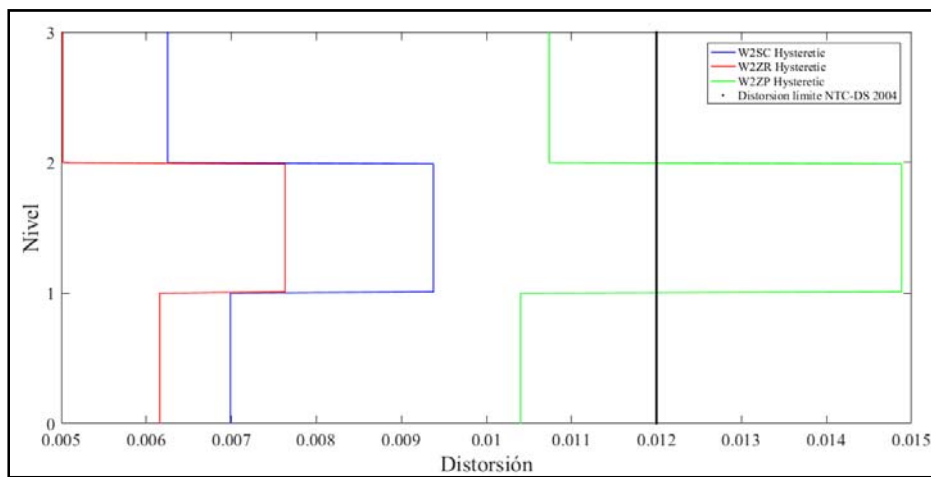


Figura 8.19 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2004 (V_{objetivo})

Tabla 8.7 Distorsiones de entrepiso Prototipo 1 – NTC-DS 2004 ($V_{objetivo}$)

	Nivel	Distorsión máxima
W2SC	N1	0.0070
	N2	0.0094
	N3	0.0063
W2ZR	N1	0.0062
	N2	0.0076
	N3	0.0050
W2ZP	N1	0.0104
	N2	0.0149
	N3	0.0107

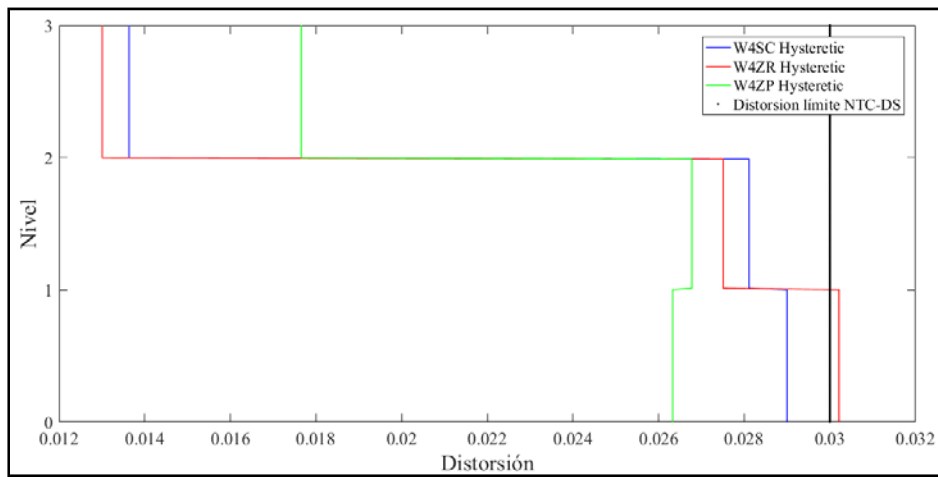


Figura 8.20 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 – NTC-DS 2017 (Desplazamiento)

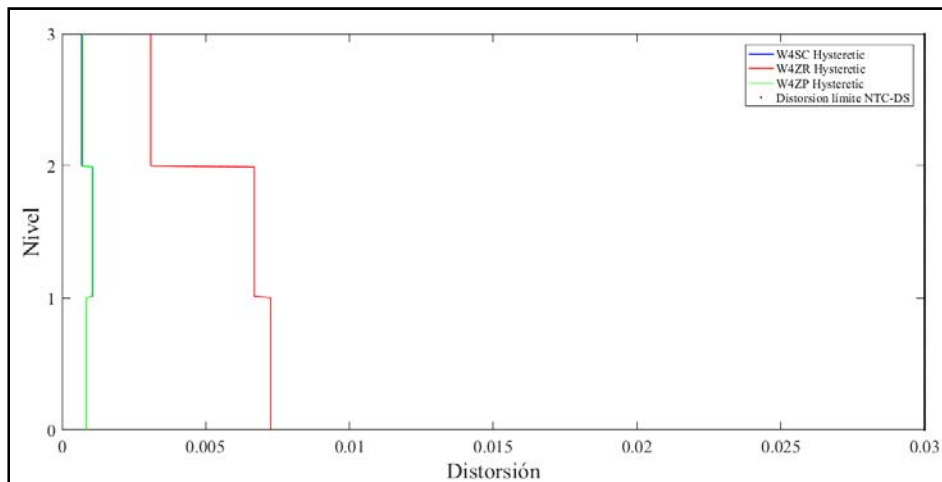


Figura 8.21 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 – NTC-DS 2017 ($V_{diseño}$)

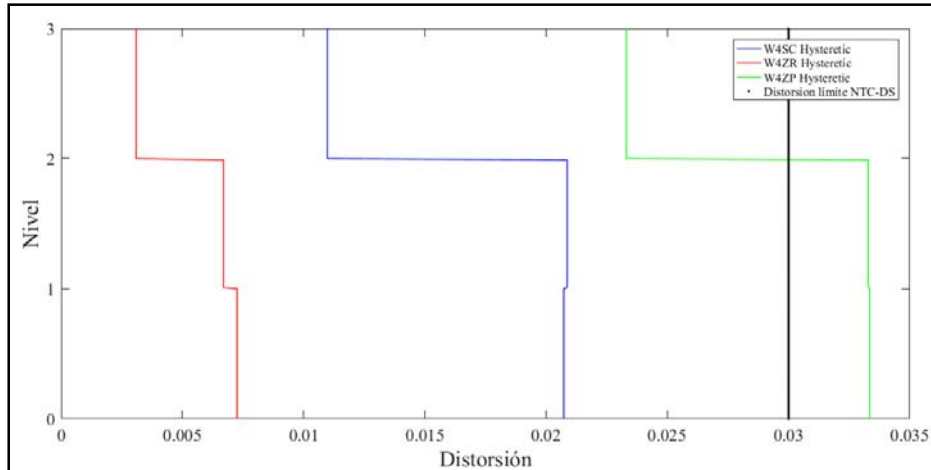


Figura 8.22 Distorsiones de entrecapso Prototipo 2 – NTC-DS 2017 ($V_{objetivo}$)

Tabla 8.8 Distorsiones de entrecapso Prototipo 2 – NTC-DS 2017

	Nivel	Distorsión máxima
W4SC	N1	0.0207
	N2	0.0209
	N3	0.0110
W4ZR	N1	0.0073
	N2	0.0067
	N3	0.0031
W4ZP	N1	0.0333
	N2	0.0331
	N3	0.0233

El mapeo de articulaciones plásticas es un análisis que nos permite visualizar los mecanismos de colapso y ubicar los elementos donde se presentan estas rótulas. En los modelos de fibra que se utilizaron, la rigidez de cada elemento se obtiene por integración a lo largo de los segmentos del elemento, en donde se conocen las características de fuerza-deformación para cada fibra y elemento; La influencia de las fibras permite mantener un valor de plasticidad a través de un segmento y a lo largo de la longitud del elemento. Para la evaluación de las articulaciones plásticas se utilizó una escala de colores para identificar el rango de rotaciones para elementos estructurales (Azul $0 - 3\theta_y$, Azul celeste $3\theta_y - 5\theta_y$, Verde $5\theta_y - 7\theta_y$, Amarillo $7\theta_y - 9\theta_y$, Magenta $9\theta_y - 10\theta_y$ y Rojo $10\theta_y - 11\theta_y$). El AISC 341-16 en el Capítulo E, indica que se espera que los marcos ordinarios a momento diseñados de acuerdo con estas disposiciones proporcionen una capacidad mínima de deformación inelástica en miembros y conexiones, considerando que permanecen en el rango elástico; En la escala este rango se limita entre $0 - \theta_y$, y el rango inelástico se considera de $\theta_y - 11\theta_y$.

De la Figura 8.23 a la 8.34, se muestra la ubicación de las articulaciones plásticas ante el último paso de la carga estática incremental.

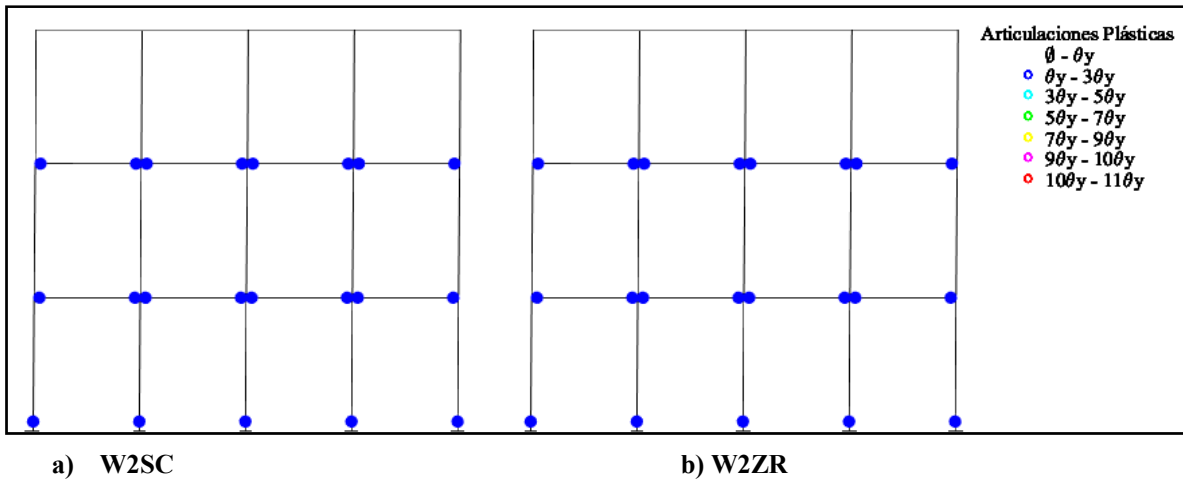


Figura 8.23 Mapeo de articulaciones plásticas Prototipo 1 – NTC-DS 2017

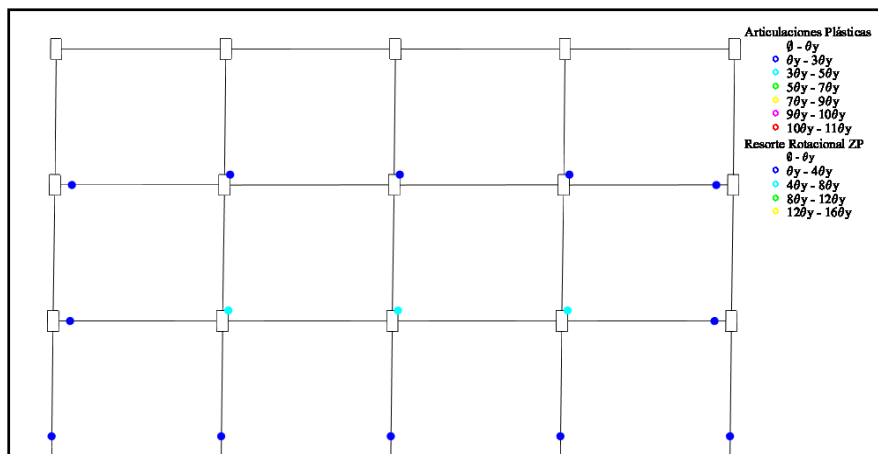


Figura 8.24 Mapeo de articulaciones plásticas W2ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017

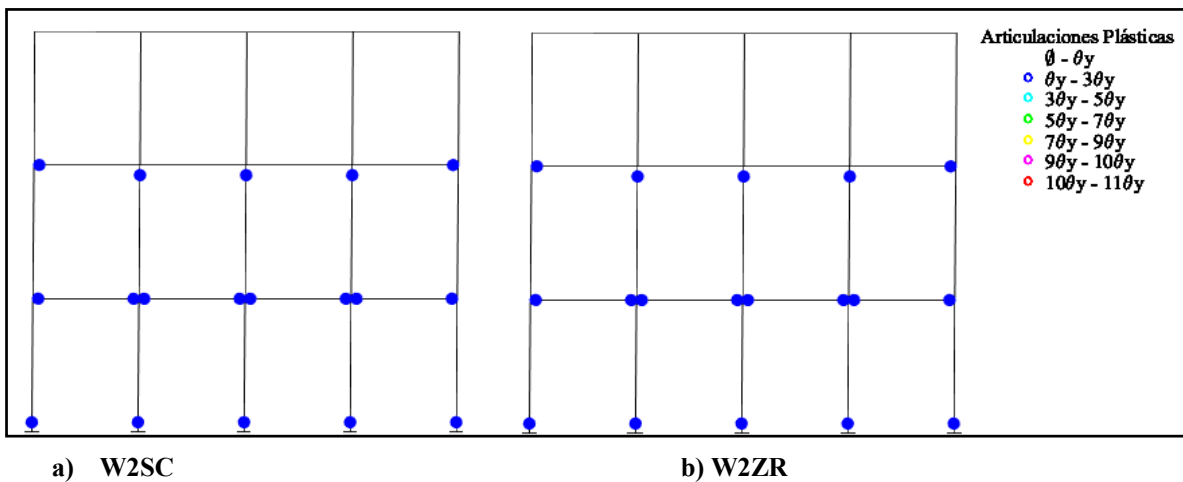


Figura 8.25 Mapeo de articulaciones plásticas Prototipo 1 – NTC-DS 2004

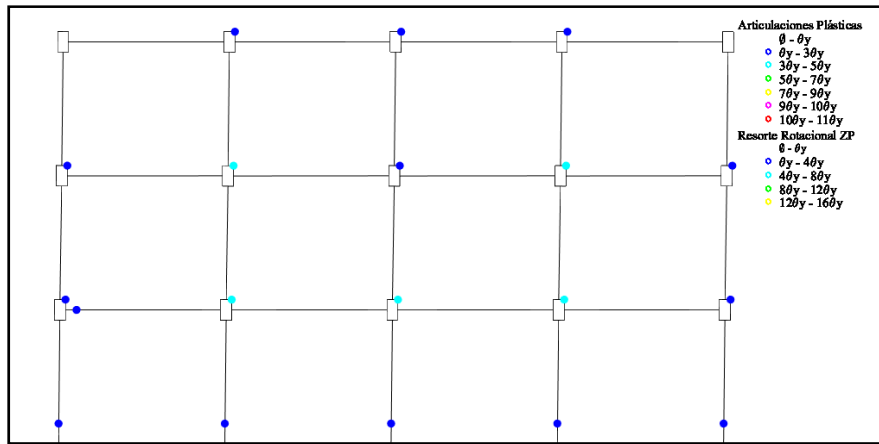
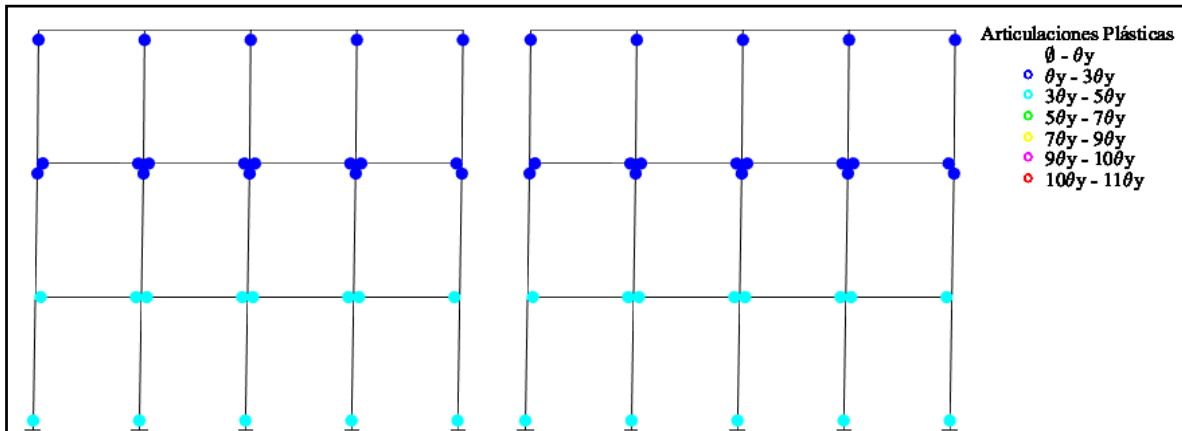


Figura 8.26 Mapeo de articulaciones plásticas W2ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004



a) W2SC

b) W2ZR

Figura 8.27 Mapeo de articulaciones plásticas Prototipo 2 – NTC-DS 2017

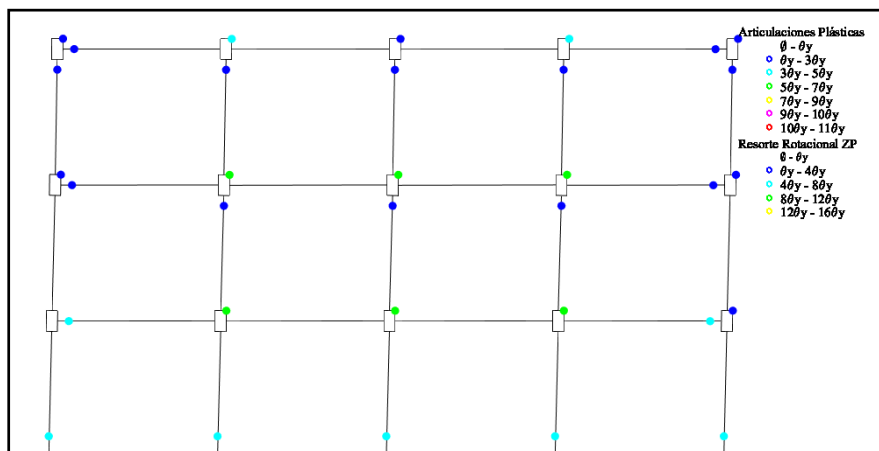


Figura 8.28 Mapeo de articulaciones plásticas W4ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017

La NTC-DCEA en la sección 12.2 Marcos rígidos de Acero, en marcos con ductilidades altas, indica que el comportamiento esperado de estos marcos se caracteriza por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de vigas y por la fluencia limitada de las zonas del panel en las columnas. En este proyecto solo se refuerza la zona del panel para el Prototipo 2 ($Q=4$). Si la resistencia a cortante del panel es inadecuada, será necesario reforzar el alma con placa doble, algunas opciones de refuerzo se ilustran en la Figura 8.29 (Comentarios AISC 341-10, E-6e).

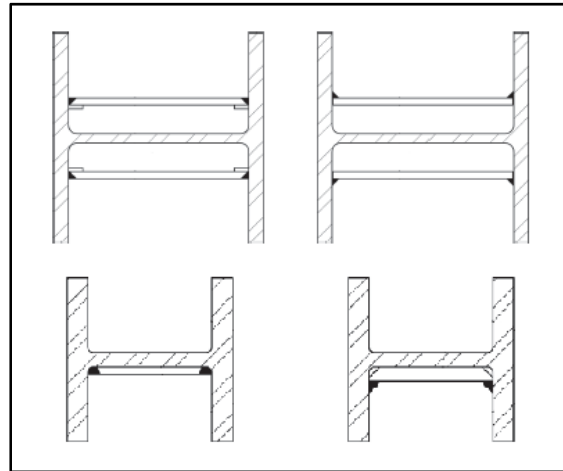


Figura 8.29 Refuerzo de la Zonal del Panel. Adaptado del AISC – 341

En este proyecto la placa doble se calcula con la ecuación (3.8), y se utilizan las tablas de diseño propuestas. El espesor de la placa doble para el refuerzo del panel es de 0.4 mm (7/16 pulgada), este refuerzo se empleó para el Prototipo 2, el cual fue un diseño con ductilidad alta. En la Figura 8.30 se muestra la comparación de las curvas de capacidad de los Modelos de la de la zona del panel considerando la placa doble y sin considerarla en el análisis y en la Tabla 8.9 se resume los cortantes máximos de la Figura 8.30.

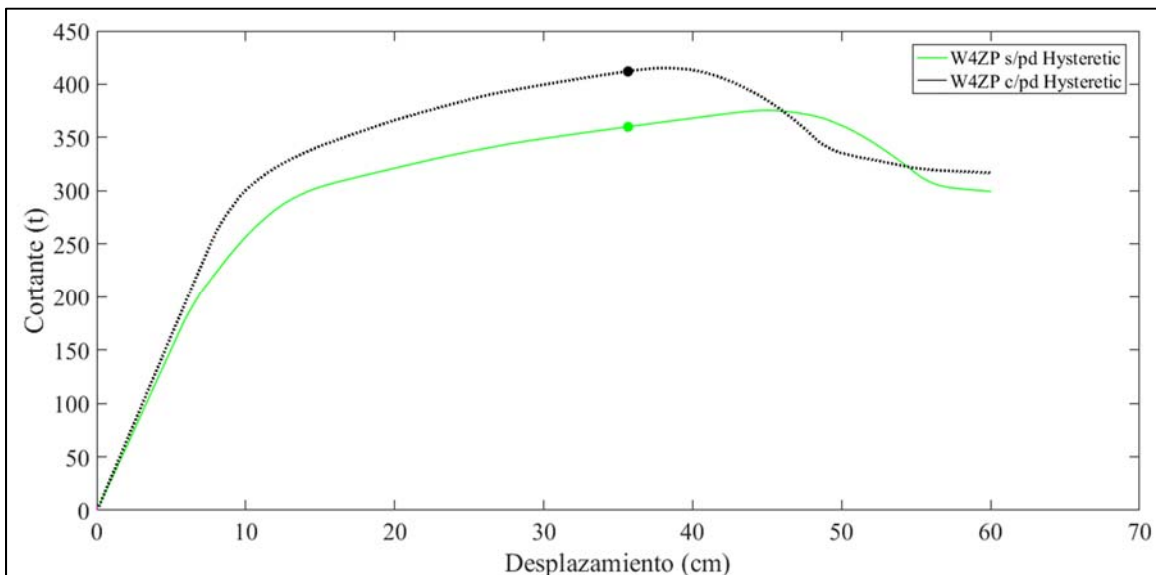


Figura 8.30 Curva de Capacidad Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017

Tabla 8.9 Curva de Capacidad Prototipo 2 con PD– NTC-DS 2017

	Cortante máximo (t)	Cortante asociado a la distorsión máxima (t)
W4ZP con PD	375	360

En la Tabla 8.10 se recopilan las distorsiones de entrepiso del prototipo 2 implementando la placa doble de refuerzo en el análisis.

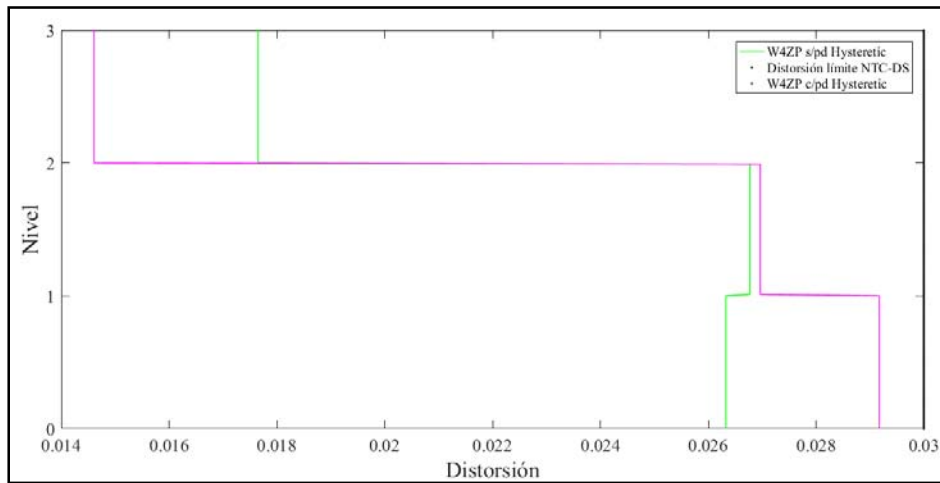


Figura 8.31 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017 (Desplazamiento)

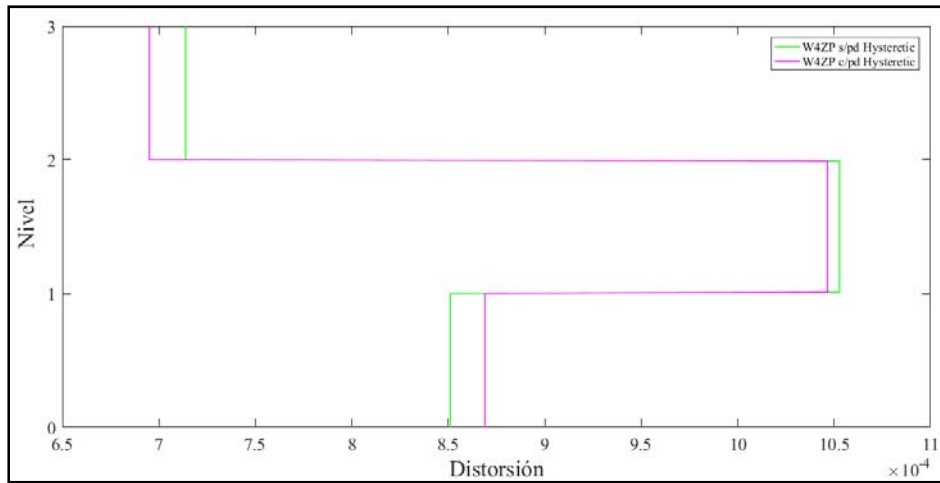


Figura 8.32 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017 ($V_{diseño}$)

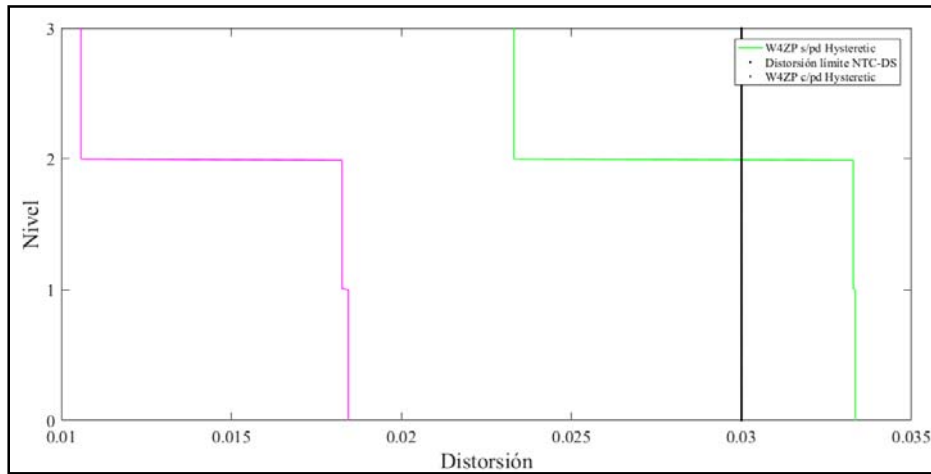


Figura 8.33 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017 (V_{objetivo})

Tabla 8.10 Distorsiones de entrepiso Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017

	Nivel	Distorsión máxima
W4ZP con PD	N1	0.0184
	N2	0.0183
	N3	0.0106

En la Figura 8.34 se indica la ubicación de las articulaciones plásticas para los distintos modelos, con un factor de comportamiento sísmico de 4 y considerando el refuerzo en el análisis, bajo un diseño establecido en las NTC-DS 2017, resultado del análisis de carga estática incremental.

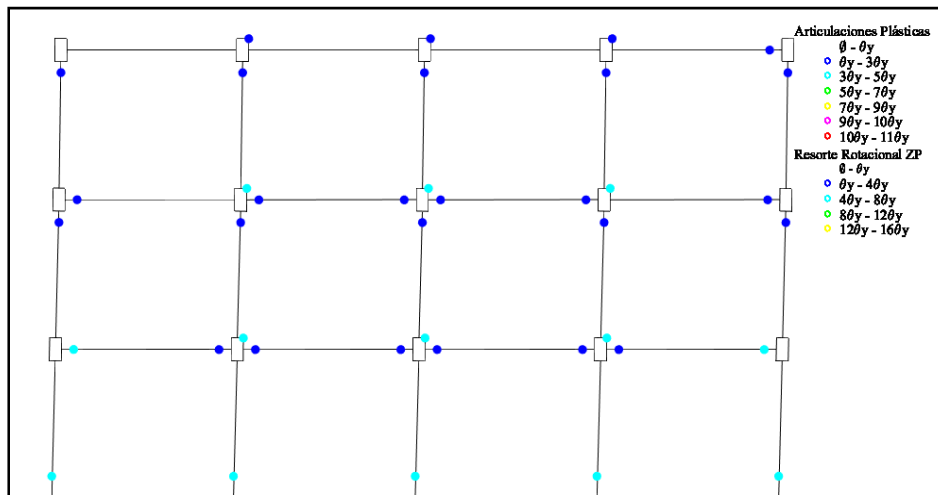


Figura 8.34 Mapeo de articulaciones plásticas W4ZP Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017

Las articulaciones se presentan de la misma forma en los marcos con zona rígida y sin conexión, pero la ubicación de estas rotulas varía según varía la metodología de diseño para el Prototipo 1 con normativa vigente, las articulaciones aparecen en las vigas del N1 y N2, junto con la base de las columnas con un rango de $\theta_y - 3\theta_y$, considerando la zona del panel, las rotaciones en las vigas centrales las toma el resorte de la zona del panel, con rotaciones de $3\theta_y - 5\theta_y$ y mantienen las rotulas en las vigas exteriores del N1 y el N2, junto con la base de las columnas en un rango de $\theta_y - 3\theta_y$.

Para el prototipo 1 diseñado con NTC-DS 2004, las rotulas se presentan en vigas exteriores del N2, en todas las vigas del N1 y en las bases de las columnas, todas en un rango de $\theta_y - 3\theta_y$. Incluyendo la zona del panel se observa que existen articulaciones en los resortes de la ZP del N3 para las juntas interiores y las rotaciones de las vigas en el N1 y N2 son tomadas por la ZP en un rango de $3\theta_y - 5\theta_y$, las articulaciones en las bases de las columnas permanecen igual que en las zonas rígidas.

En el Prototipo 2, las bases de las columnas y todas las vigas del N1, presentan rotaciones en el rango de $3\theta_y - 5\theta_y$, pero en el N2 se presentan rotaciones tanto en vigas como en columnas de $\theta_y - 3\theta_y$. En la zona del panel las mayores rotaciones se ubican en los resortes de las juntas interiores con valor de $5\theta_y - 7\theta_y$. Cuando se implementa la placa de doble, las rotaciones disminuyen a un rango de $\theta_y - 3\theta_y$, en ninguno de los casos se presentaron rotaciones mayores a $7\theta_y$. Debido a la sobrerresistencia que presentan los marcos, es difícil que ocurran rotaciones mayores a $7\theta_y$.

Uno de los enfoques de Popov establece un diseño que concentra toda la deformación inelástica en la región de la zona del panel, evitando así que las articulaciones plásticas se formen en las vigas. Krawinkler observó que las grandes distorsiones a cortante de la zona del panel dan como resultado la formación de "dobles" localizados en las esquinas de la zona del panel que pueden conducir a la aparición de fracturas en las proximidades de las soldaduras del patín de la viga al patín de la columna. Sin embargo, muchas pruebas han demostrado que pueden lograrse rotaciones de articulaciones superiores a ± 0.04 rad antes de la aparición de la fractura (Krawinkler, 1978; Engelhardt *et al.*, 2000; Lee *et al.*, 2005b; Shin y Engelhardt, 2013) (AISC, 342-16).

8.3 Análisis con carga cíclica reversible

La degradación en fuerza y rigidez puede ocurrir bajo carga cíclica. Generalmente la degradación de la resistencia se presenta en las curvas principales utilizadas para los componentes inelásticos. Esto luego afecta la forma de la curva de empuje. La degradación de la rigidez se tiene en cuenta, de manera más directa, al considerar la forma del ciclo de histéresis para un comportamiento inelástico. Los marcos se analizaron estáticamente de acuerdo con el protocolo de carga estándar SAC como se muestra en la Figura 8.35.

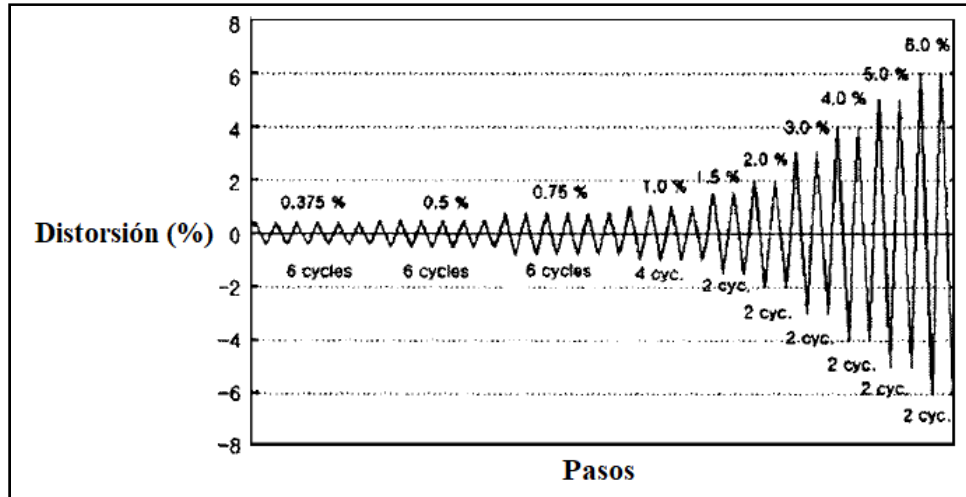


Figura 8.35 protocolo de carga estándar SAC (2000)

Para estudiar la respuesta inelástica de un sistema, se utiliza en este proyecto una secuencia progresiva de cargas y descargas, la línea que une a los puntos pico de la curva carga-distorsión de cada secuencia de carga se le denomina curva de histéresis, esta curva se afecta significativamente por los materiales y la geometría.

En las Figuras 8.36, 8.37 y 8.38, se muestra el comportamiento histérico de los prototipos evaluados, en las Figuras 8.39, 8.40 y 8.41, se indica el comportamiento de cada entrepiso ante una carga cíclica para cada modelo de junta y prototipo correspondiente.

Un parámetro de gran interés para este proyecto es cómo se comporta el panel ante este análisis, en las Figuras 8.42, 8.43, 8.44 y 8.45, se muestra el Momento-Rotación del resorte de la zona del panel.

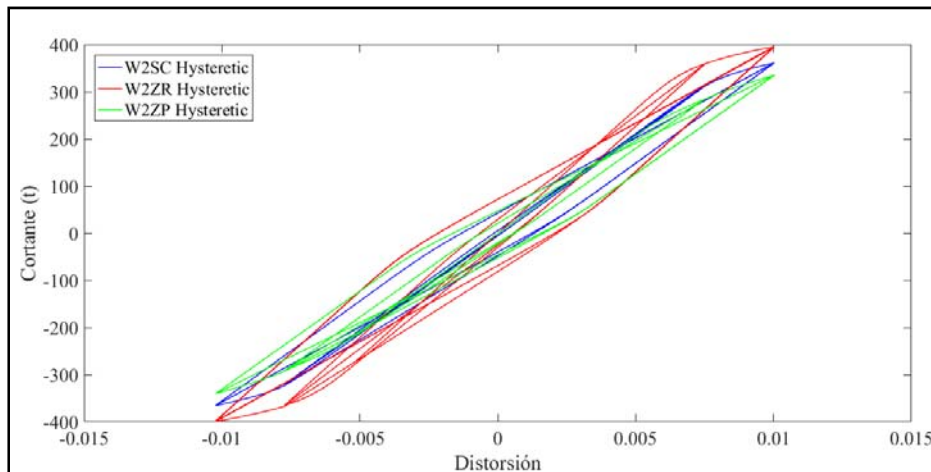


Figura 8.36 Comportamiento histérico Prototipo 1 – NTC-DS 2017

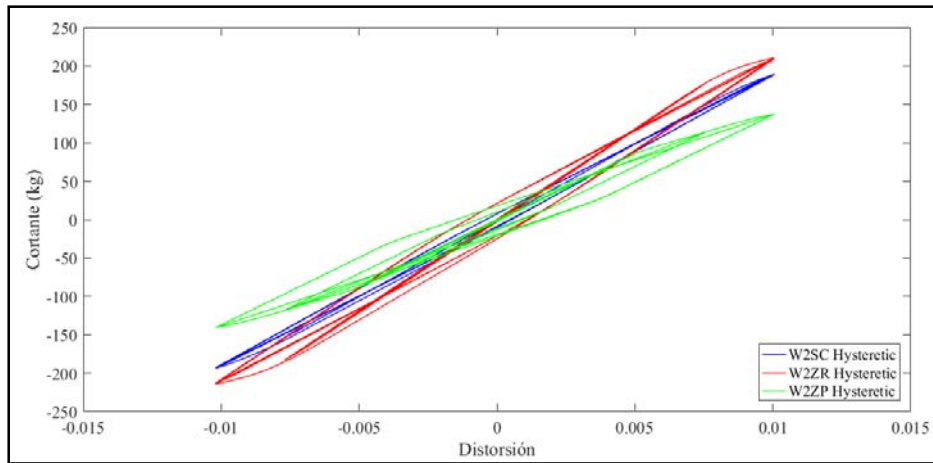


Figura 8.37 Comportamiento histerético Prototipo 1 – NTC-DS 2004

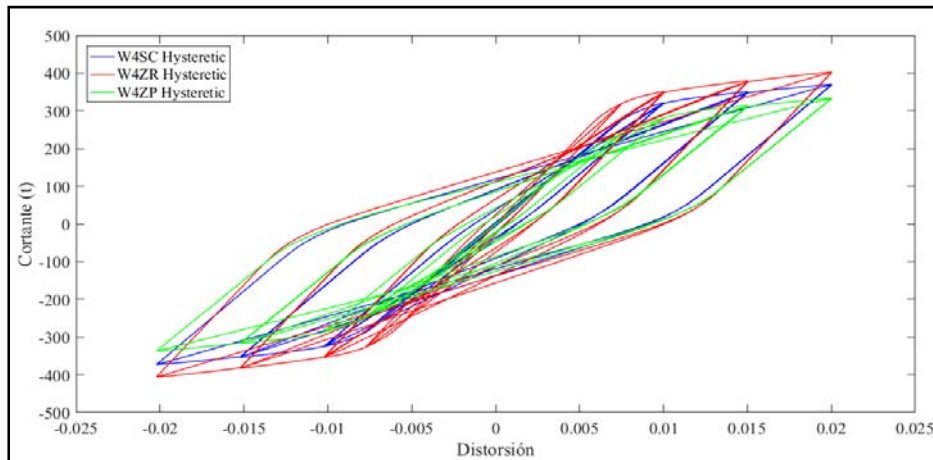


Figura 8.38 Comportamiento histerético Prototipo 2 – NTC-DS 2017

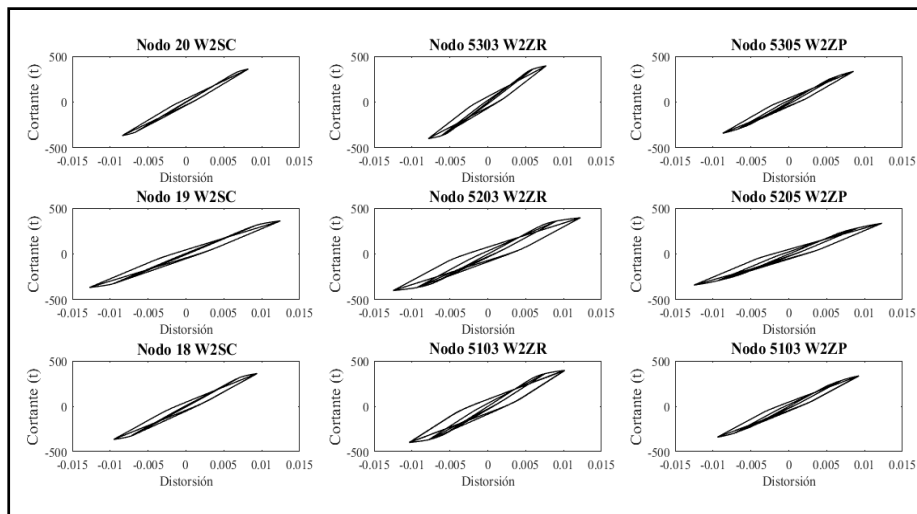


Figura 8.39 Comportamiento histerético W2SC, W2ZR y W2ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017

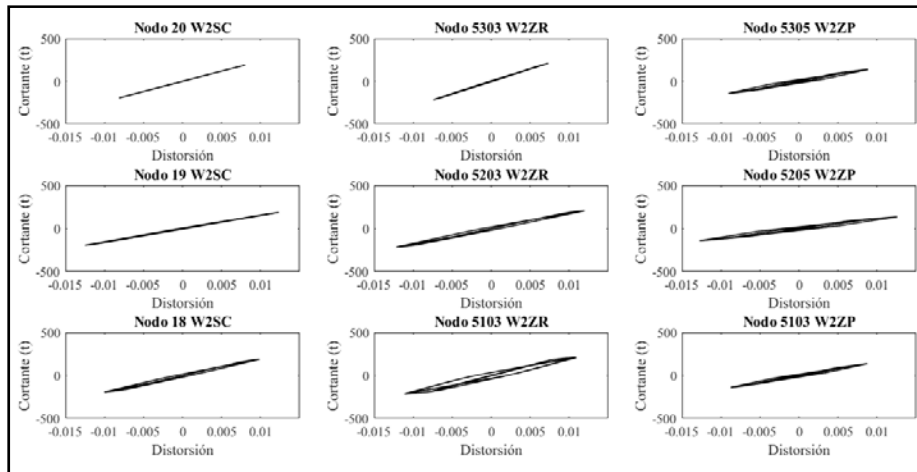


Figura 8.40 Comportamiento histerético W2SC, W2ZR y W2ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004

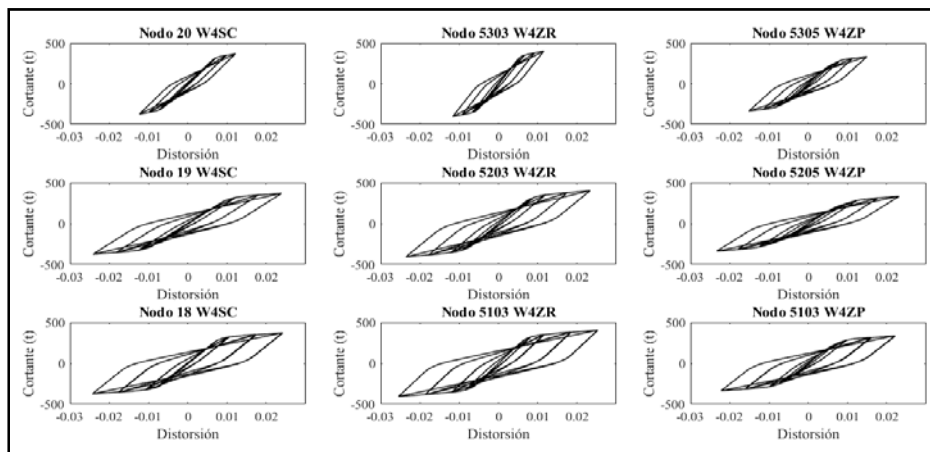


Figura 8.41 Comportamiento histerético W4SC, W4ZR y W4ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017

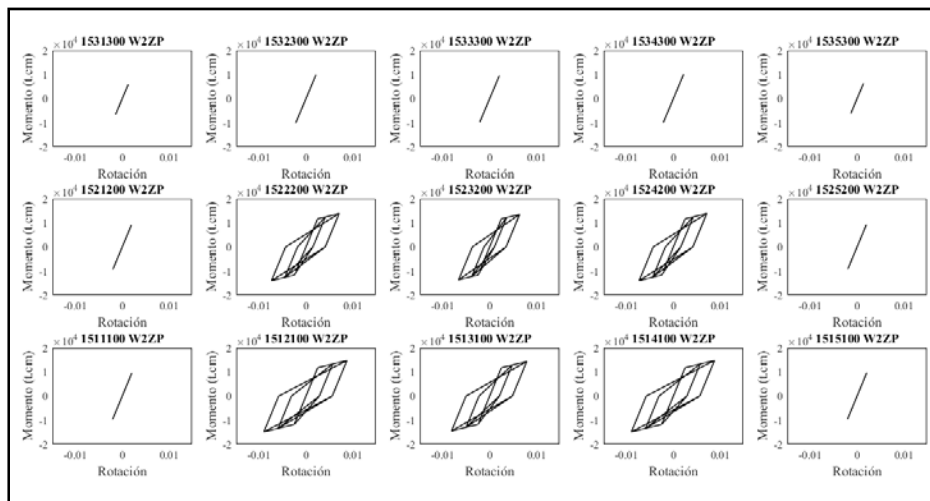


Figura 8.42 Comportamiento histerético Resorte ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017

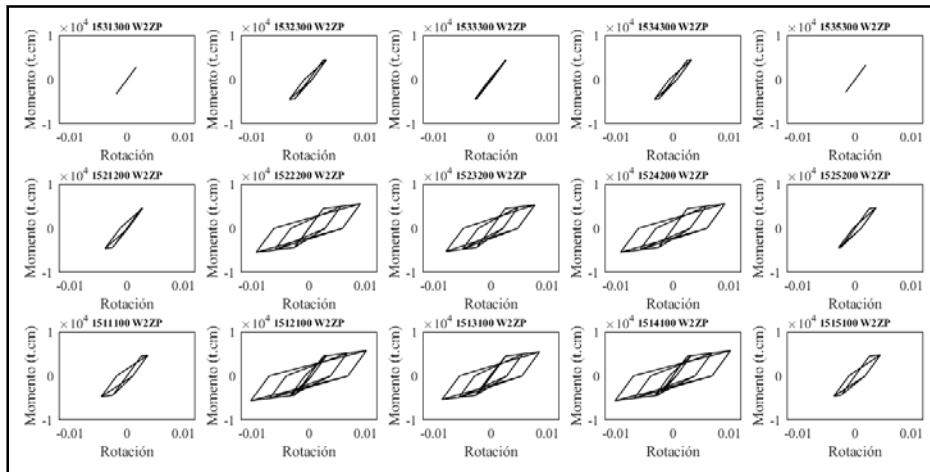


Figura 8.43 Comportamiento histerético Resorte ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004

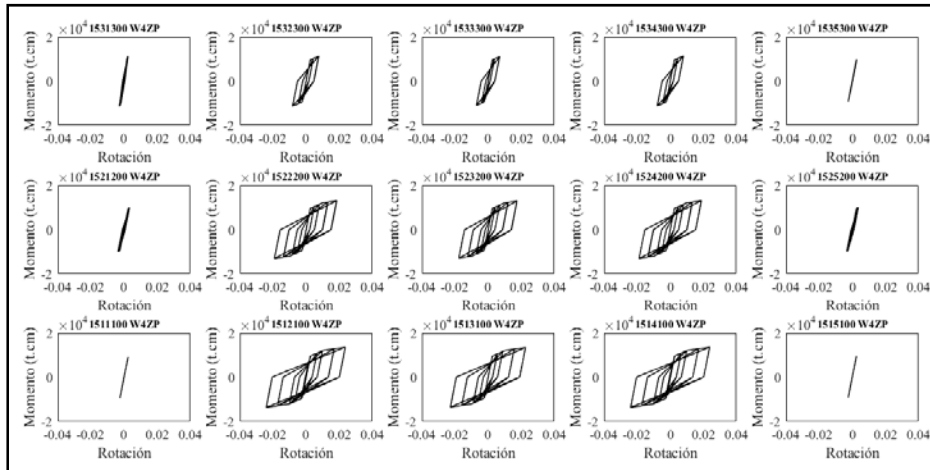


Figura 8.44 Comportamiento histerético Resorte ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017

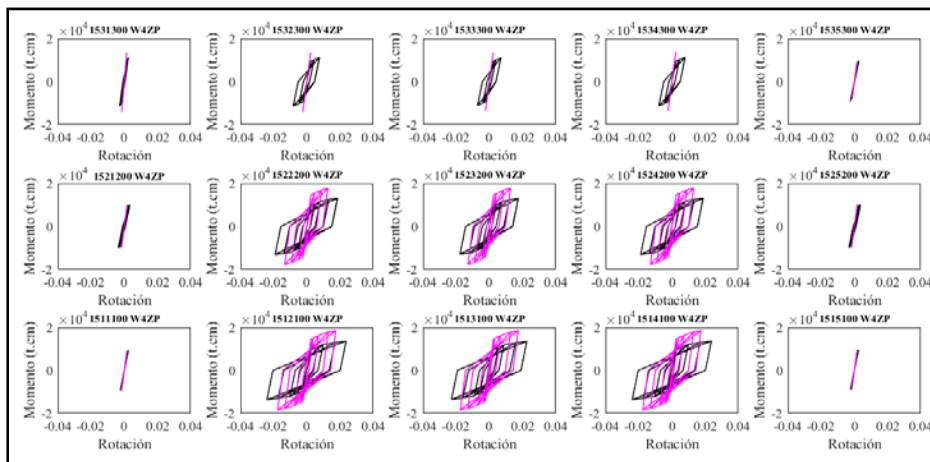


Figura 8.45 Comportamiento histerético Resorte ZP Prototipo 2 con PD – NTC-DS 2017

Para el Prototipo 1 – NTC-DS 2017, los paneles interiores del N1 y N2 se comportaron no linealmente pero no incursionaron en el intervalo inelástico, la especificación AISC 341-16, establece que los OMF (*Ordinary Moment Frames*), tienen capacidad mínima de deformación inelástica en miembros y conexiones, lo que significa que deben permanecer elásticos.

Para el Prototipo 1 – NTC-DS 20014, solo los resortes superiores de esquina tienen comportamiento lineal y para el Prototipo 2 – NTC-DS 2017, los paneles interiores del N1 y N2 incursionaron en el intervalo inelástico.

Como se entiende, los paneles interiores están sometidos a mayores fuerzas cortantes, esto es debido a que al panel llegan dos vigas mientras que en los exteriores solamente una.

8.4 Análisis dinámico con aceleraciones en la base

El registro sísmico representativo para el análisis de la estructura en estudio en la zona de influencia propuesta, es resultado del sismo que se presentó el 19 de septiembre del 2017 en la CDMX, a continuación, se presentan datos representativos del acelerograma.

Datos de la estación:

Nombre de la estación: JARDÍN DE NIÑOS "XOCHIMILCO"

Localización de la estación: Del. Xochimilco, Barrio la Concepción Tlacopa, Club España de Remo y Callejón Chicoco.

Nombre del archivo: XO3620170919181440

Datos del sismo:

Fecha del sismo (GMT): 19/SEP/17

Magnitud(es): /Mc=7.1

Datos de este registro:

Exactitud del tiempo (s): 0.01

Duración del registro (s), C1-C6: 521.6

Acel. max. (Gal), C1-C6: 173.55737

Unidades de los datos: Gal (cm/s/s)

El método analítico más utilizado para sistemas inelásticos es el análisis paso a paso, en el dominio del tiempo. En un análisis dinámico inelástico se asumen diversas simplificaciones para evitar complicadas y costosas soluciones, siempre que se asegure una relativa representación realista del problema. Las siguientes suposiciones se realizaron para el análisis:

1. La estructura es idealizada como un ensamblaje plano de elementos discretos.
2. El análisis es mediante el método de rigidez directa.
3. Cada nudo posee hasta tres grados de libertad de desplazamiento, como en un análisis típico de marco plano.
4. Se asume que la masa de la estructura está concentrada en los nudos, así que la matriz de masa es diagonal.
5. El movimiento sísmico está definido mediante la historia en el tiempo de la aceleración del terreno.
6. Se asume que todos los puntos de apoyo se mueven en fase.
7. Se aplicaron cargas estáticas (cargas de gravedad) antes de las cargas dinámicas
8. Se utilizaron los siguientes elementos estructurales: Elementos viga-columna
9. La respuesta dinámica es determinada mediante la integración paso a paso.
10. Se utiliza para cada paso la rigidez tangente de la estructura y se asume un comportamiento lineal de la estructura durante el paso (Flores, 2003).

En las Figuras 8.46, 8.47, 8.48, 8.49, 8.50 y 8.51, se muestran los desplazamientos y cortantes que se presentan en el sistema estructural en la historia del tiempo; En las Tablas 8.11, 8.12, 8.13, 8.14, 8.15 y 8.16 se recopilan los cortantes y desplazamientos máximos obtenidos en este análisis.

En las Figuras 8.52, 8.53 y 8.54, se muestran las distorsiones máximas absolutas de entrepiso para los distintos modelos de conexión y sus respectivos Prototipos. En las Figuras 8.55, 8.56, 8.57 y 8.58, se muestra un parámetro importante para la evaluación del comportamiento del panel, se presentan los diagramas de Momento-Rotación, datos registrados en las Tablas 8.17, 8.18, 8.19 y 8.20.

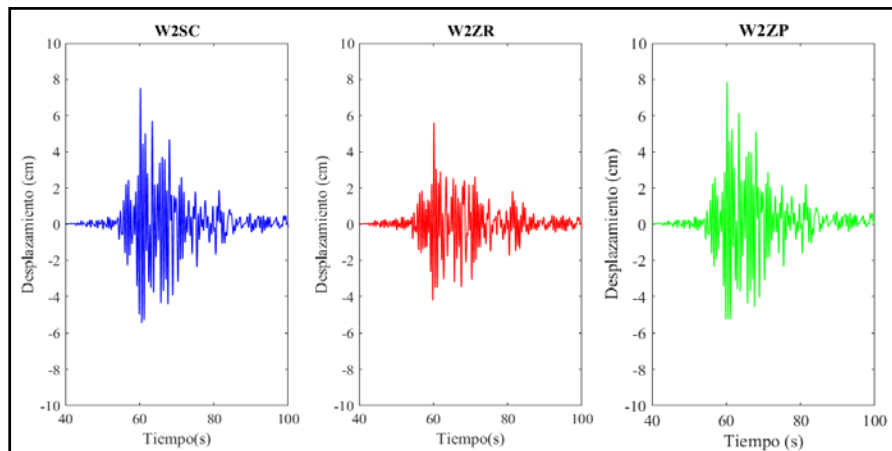


Figura 8.46 Respuesta del Sistema Prototipo 1 – NTC-DS 2017

Tabla 8.11 Respuesta del Sistema Prototipo 1 – NTC-DS 2017

	Desplazamiento (cm)	Tiempo (s)
W2SC	7.523	60.24
W2ZR	5.626	60.18
W2ZP	7.863	60.23

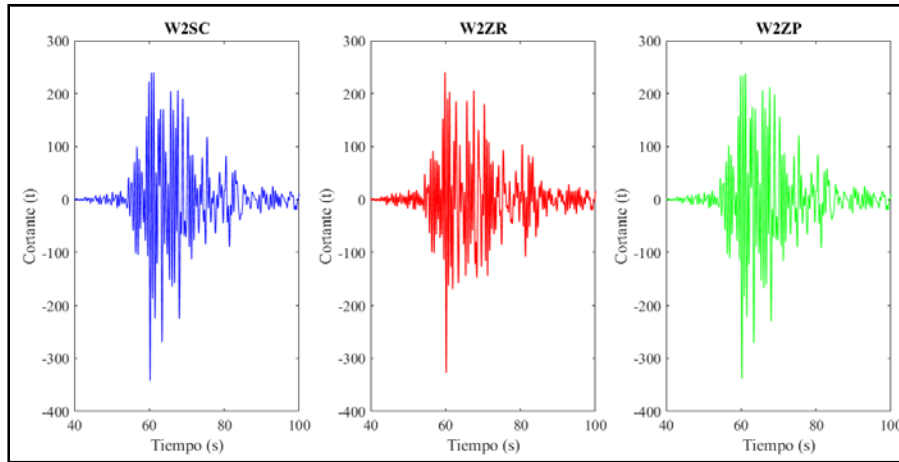


Figura 8.47 Cortante Basal Prototipo 1 – NTC-DS 2017

Tabla 8.12 Cortante Basal Prototipo 1 – NTC-DS 2017

	Cortante (t)	Tiempo (s)
W2SC	342.8	60.24
W2ZR	327.7	60.18
W2ZP	338.3	60.24

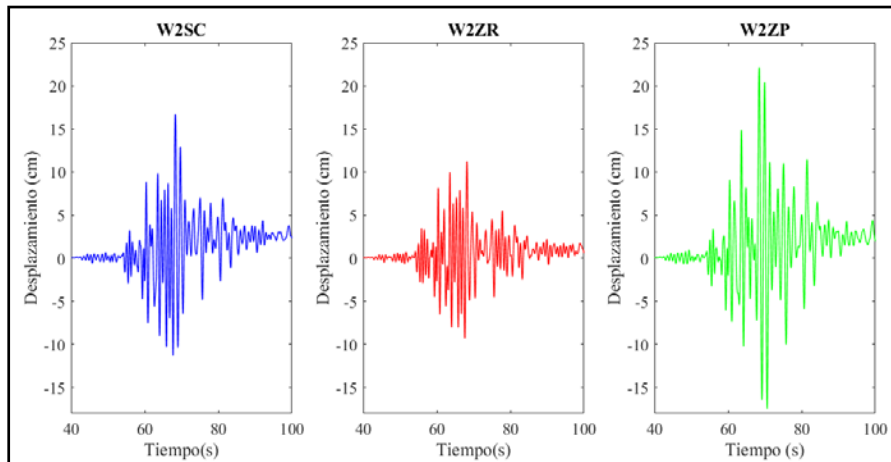


Figura 8.48 Respuesta del Sistema Prototipo 1 – NTC-DS 2004

Tabla 8.13 Respuesta del Sistema Prototipo 1 – NTC-DS 2004

	Desplazamiento (cm)	Tiempo (s)
W2SC	16.65	68.29
W2ZR	11.19	68.19
W2ZP	22.13	68.46

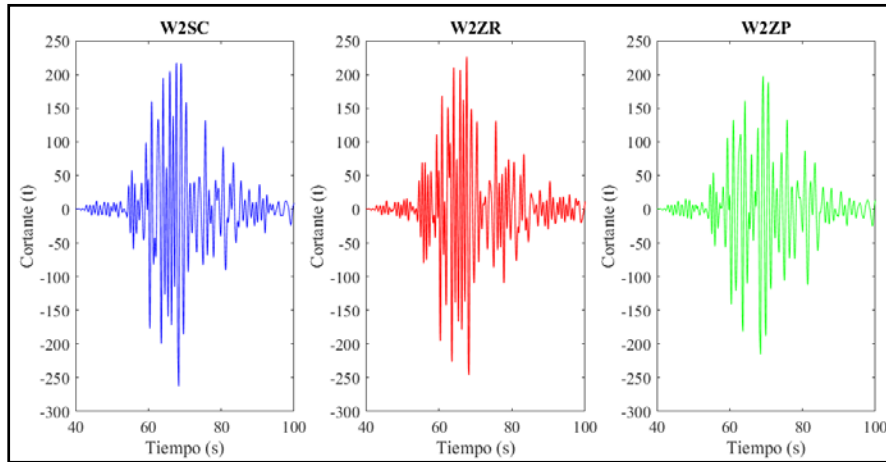


Figura 8.49 Cortante Basal Prototipo 1 – NTC-DS 2004

Tabla 8.14 Cortante Basal Prototipo 1 – NTC-DS 2004

	Cortante (t)	Tiempo (s)
W2SC	262.6	68.35
W2ZR	245.6	68.21
W2ZP	214.4	68.48

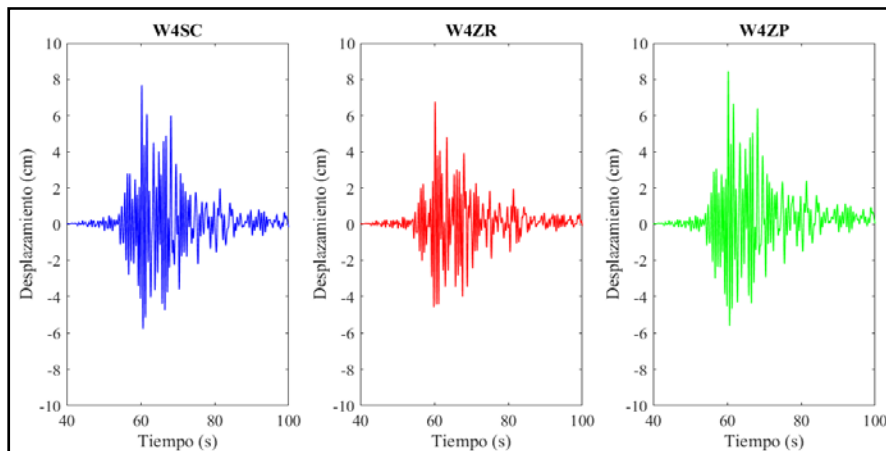


Figura 8.50 Respuesta del Sistema Prototipo 2 – NTC-DS 2017

Tabla 8.15 Respuesta del Sistema Prototipo 2 – NTC-DS 2017

	Desplazamiento (cm)	Tiempo (s)
W2SC	7.661	60.30
W2ZR	6.749	60.22
W2ZP	8.455	60.31

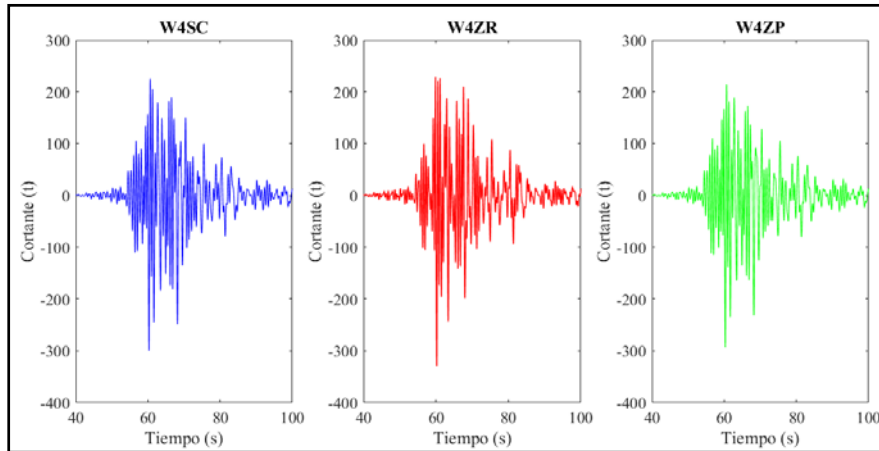


Figura 8.51 Cortante Basal Prototipo 2 – NTC-DS 2017

Tabla 8.16 Cortante Basal Prototipo 2 – NTC-DS 2017

	Cortante (t)	Tiempo (s)
W2SC	299.4	60.30
W2ZR	329.3	60.22
W2ZP	293.7	60.31

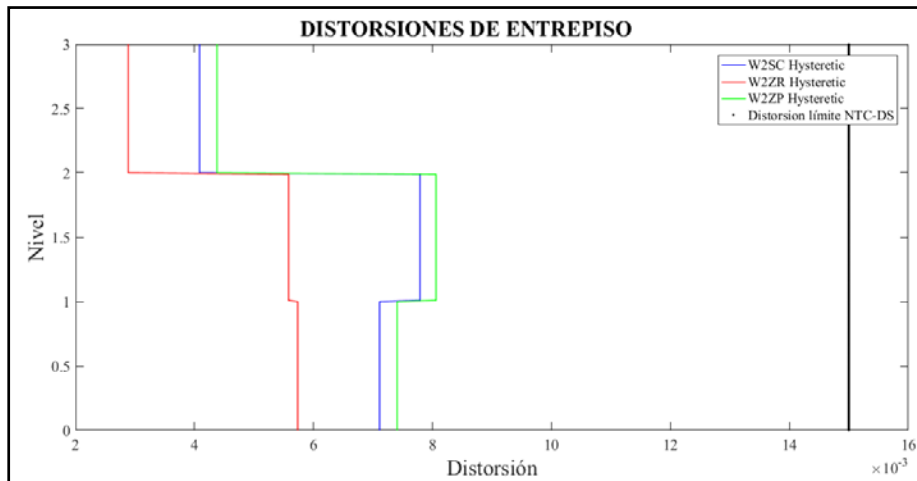


Figura 8.52 Distorsiones de entrepiso con aceleraciones en la base Prototipo 1 – NTC-DS 2017

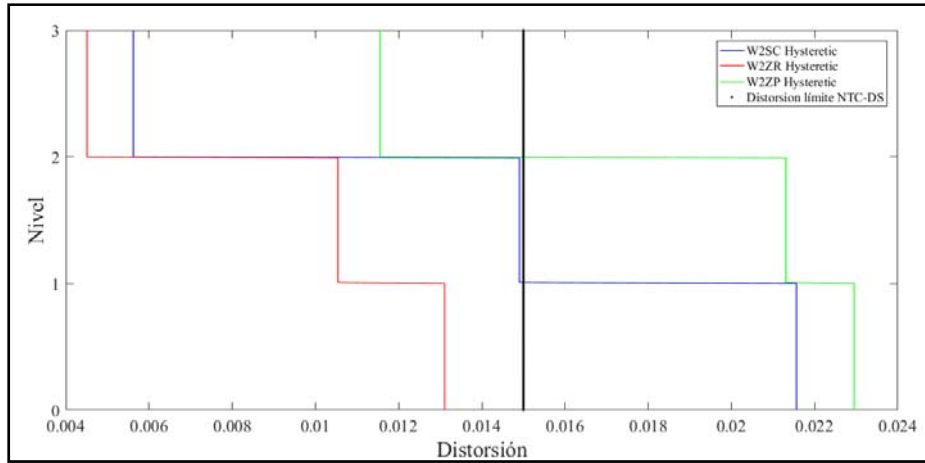


Figura 8.53 Distorsiones de entrepiso con aceleraciones en la base Prototipo 1 – NTC-DS 2004

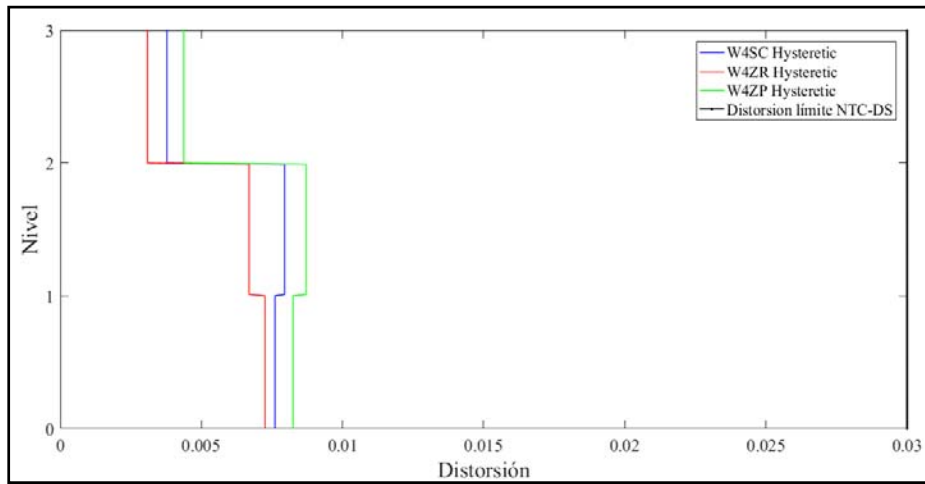


Figura 8.54 Distorsiones de entrepiso con aceleraciones en la base Prototipo 2 – NTC-DS 2017

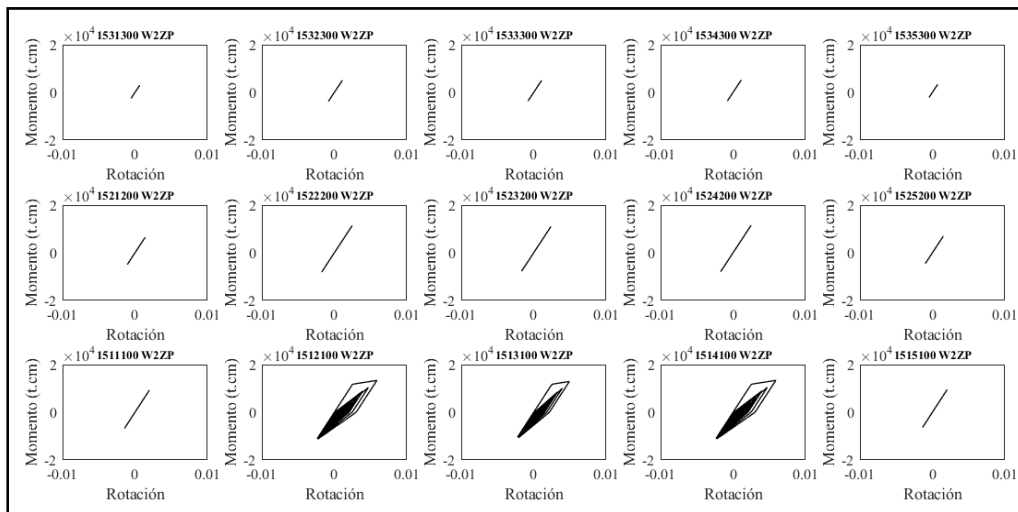


Figura 8.55 Momento - Rotación ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017

Tabla 8.17 Momento - Rotación ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2017

Resorte	Rotación (rad)	Momento 10^4 (t-cm)
1531300	0.0014	0.6758
1521200	0.0011	0.4907
1511100	0.0005	0.2140
1532300	0.0057	1.2740
1522200	0.0017	0.8072
1512100	0.0008	0.3778
1533300	0.0049	1.2920
1523200	0.0017	0.7732
1513100	0.0008	0.3611
1534300	0.0059	1.3390
1524200	0.0017	0.7914
1514100	0.0008	0.3660
1535300	0.0005	0.2130
1525200	0.0009	0.4187
1515100	0.0014	0.6551

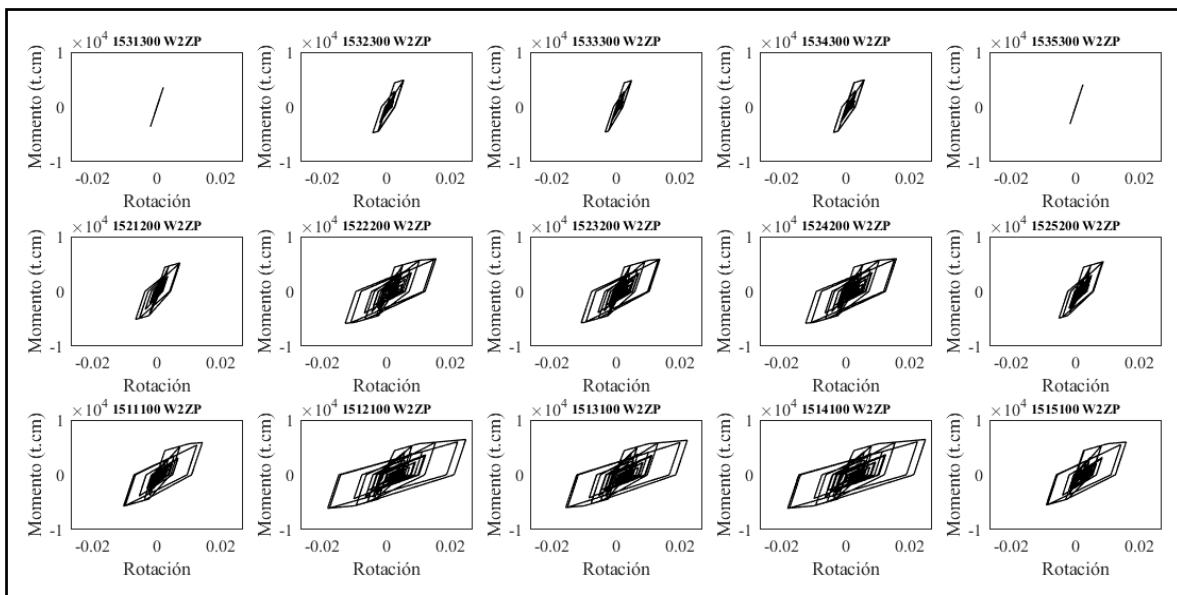


Figura 8.56 Momento - Rotación ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004

Tabla 8.18 Momento - Rotación ZP Prototipo 1 – NTC-DS 2004

Resorte	Rotación (rad)	Momento 10^4 (t-cm)
1531300	0.0021	0.3652
1521200	0.0072	0.5196
1511100	0.0142	0.5884
1532300	0.0054	0.4896
1522200	0.0155	0.5949
1512100	0.0248	0.6443
1533300	0.0048	0.4800

1523200	0.0137	0.5854
1513100	0.0223	0.6308
1534300	0.0057	0.4957
1524200	0.0158	0.5965
1514100	0.0249	0.6448
1535300	0.0023	0.4094
1525200	0.0087	0.5431
1515100	0.0159	0.5970

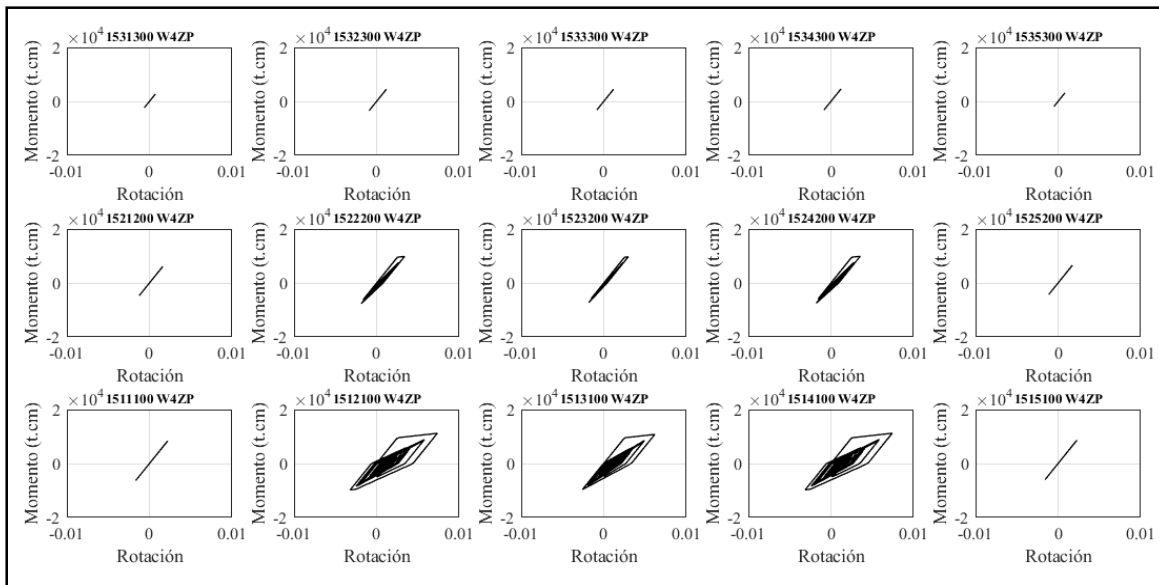


Figura 8.57 Momento - Rotación ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017

Tabla 8.19 Momento - Rotación ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017

Resorte	Rotación (rad)	Momento 10⁴ (t-cm)
1531300	0.0007	0.2731
1521200	0.0016	0.6097
1511100	0.0022	0.8394
1532300	0.0012	0.4508
1522200	0.0034	0.9847
1512100	0.0074	1.1190
1533300	0.0012	0.4411
1523200	0.0030	0.9704
1513100	0.0070	1.0400
1534300	0.0012	0.4654
1524200	0.0035	0.9899
1514100	0.0074	1.1210
1535300	0.0008	0.3157
1525200	0.0017	0.6591
1515100	0.0022	0.8443

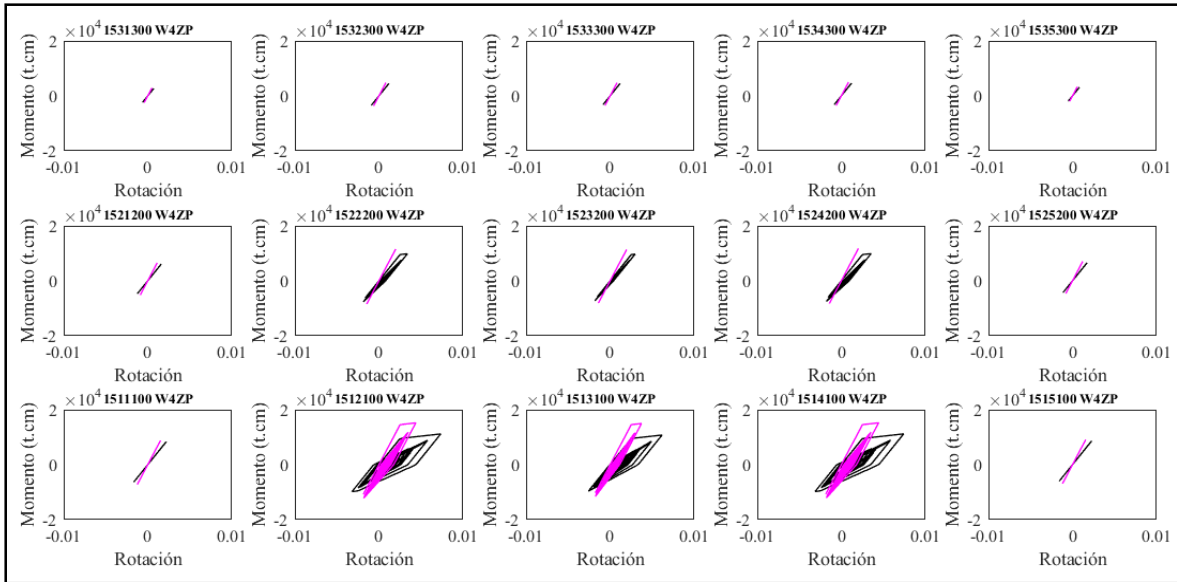


Figura 8.58 Momento - Rotación ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017

Tabla 8.20 Momento - Rotación ZP Prototipo 2 – NTC-DS 2017

Resorte	Rotación (rad)	Momento 10^4 (t-cm)
1531300	0.0004	0.2455
1521200	0.0011	0.6531
1511100	0.0015	0.8836
1532300	0.0007	0.4284
1522200	0.0020	1.1310
1512100	0.0044	1.5160
1533300	0.0008	0.4773
1523200	0.0020	1.1370
1513100	0.0037	1.4990
1534300	0.0009	0.4929
1524200	0.0019	1.1250
1514100	0.0044	1.5230
1535300	0.0005	0.3168
1525200	0.0012	0.7099
1515100	0.0016	0.9082

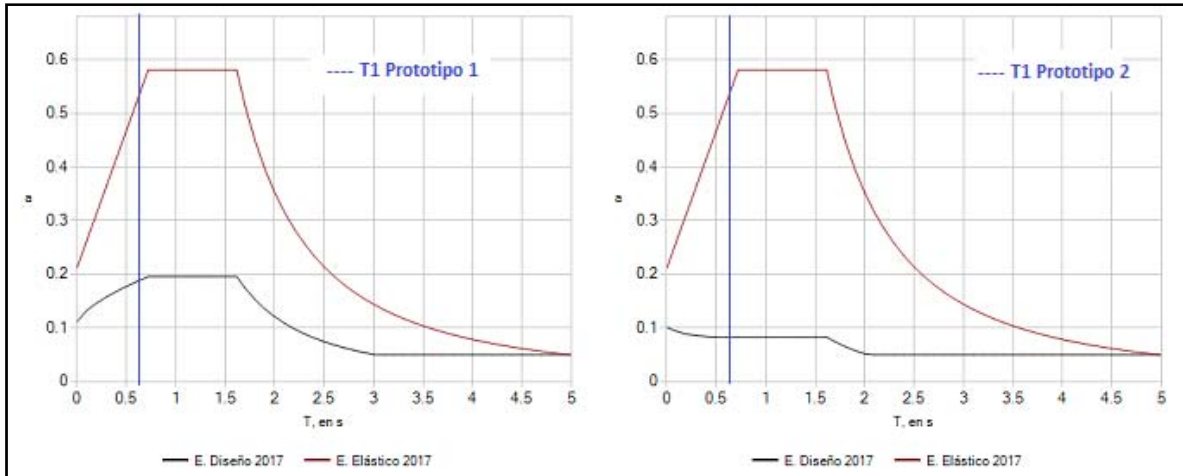


Figura 8.59 Periodo de prototipos junto a su respectivo espectro elástico de diseño

Como se observa en la Figura 8.59, el periodo fundamental de cada Prototipo queda muy cercano a la meseta de los espectros elásticos correspondientes, no se puede esperar que los marcos estén cercanos al efecto de resonancia.

La respuesta del sistema ante el acelerograma se ve reflejada en los modelos que incluyen la zona del panel y los cortantes máximos se presentan en los modelos sin conexión. Para el Prototipo 1, diseñado con la metodología de las NTC-DS 2004, se presentan distorsiones considerables, fuera de los límites establecidos por Norma; se observa que las mayores distorsiones son en presencia de la zona del panel.

En la Figura 8.56 se muestra que el registro genera mayor incursión inelástica en los paneles centrales y en la Figura 8.57, los diagramas Momento-Rotación para el prototipo con ductilidad alta, se comportan no linealmente esto sin incursionar en el rango inelástico, cuando se realiza el análisis con placa doble, los paneles centrales disminuyen en rotación, pero están sujetos a momentos mayores (Figura 8.58).

9 CONCLUSIONES

En el presente proyecto de investigación se evalúa la influencia del panel en marcos rígidos de acero, es decir, los efectos que producen los momentos de las vigas de acero en el alma de la columna cercana a la viga; En esta zona se desarrolla un estado de tensión que consiste en esfuerzos normales (principalmente originados en la columna) y esfuerzos cortantes (resultantes del momento que transfieren las vigas a la columna). Como se documenta en el trabajo, la deformación por cortante de la zona del panel es de igual importancia que la rotación de la conexión, ya que ambas pueden afectar la respuesta inelástica de un marco momento-resistente de acero por lo que, de ser posible, el análisis estructural debe incluir elementos que incorporen tales deformaciones.

Así, a partir de los resultados que se presentan en este proyecto destacan las siguientes conclusiones, observaciones y recomendaciones.

- Las consideraciones en el análisis y en el diseño de los marcos momento-resistente de acero tienen gran influencia en la respuesta requerida en las conexiones viga-columna y en las zonas de panel. Por ejemplo, el diseño de un marco de acero con las vigentes NTC-DS (2017) con ductilidad ordinaria resultan en secciones pesadas por el límite estricto de distorsión, y en donde por lo tanto es poco probable una potencial falla por un panel débil. Por consiguiente, este trabajo confirma el hecho de que no se requiere la revisión del panel en marcos rígidos de acero con ductilidad ordinaria.
- El no considerar la zona del panel en el análisis inelástico conduce a una sobreestimación de la capacidad del sistema estructural, en particular si la zona del panel se modela como una zona rígida. Así, el no modelar adecuadamente la zona del panel puede tener una gran influencia significativa en la rigidez y la capacidad de deformación del marco.
- El modelo no-lineal de la conexión y de la zona del panel influye de manera considerable en la respuesta del sistema estructural, en particular en el rango inelástico. Un modelo inadecuado de la conexión, y sobre todo de la zona del panel, conduce a sobreestimar la capacidad o resistencia lateral del sistema estructural y a subestimar las distorsiones de entrepiso del sistema.
- En este proyecto podemos observar que los resortes que calculan la respuesta del panel pueden adquirir las rotaciones incurriendo en la condición inelástica; de este modo los elementos estructurales pueden permanecer elásticos.
- Los paneles que trabajan y reciben mayor fuerza son los centrales debido a la presencia de 2 vigas que se intersectan, dichos paneles tienen un comportamiento no lineal y las rotaciones pueden incurrir en el rango inelástico.
- El tener ayudas de diseño nos va a facilitar la revisión de la zona del panel, ya que esta revisión no se lleva a cabo en la práctica común.
- Considerar la zona del panel en el análisis, aumenta las distorsiones de entrepiso debido a que el sistema tiene menor resistencia y rigidez, es necesario incluir la zona del panel en los análisis. Como se puede observar las distorsiones juegan un papel muy importante para el diseño de la estructura y si se subestiman estos valores, se estará diseñando con valores no reales, por debajo de los que realmente se tienen en la estructura.

- Considerar en la conexión elementos rígidos (zona rígida), disminuye el periodo fundamental del sistema de un 8% al 10% de los modelos donde la conexión no se modela o se incluye la zona del panel.
- Para Marcos con ductilidad baja, los análisis mostraron un comportamiento elástico, las rotaciones que se presentan en los elementos vigas y columnas y en paneles son mínimas; Podría decirse que a los elementos no se les permite incursionar en el rango inelástico, debido a que las normas con las que fueron diseñados no lo permiten.

Para marcos con ductilidad alta las rotaciones se encuentran en el rango inelástico, pero sin exceder los límites permitidos, de esta manera no se presentaron elementos que se plastificaran.

9.1 Recomendaciones para estudios futuros

La investigación realizada proporcionó una visión más clara del comportamiento de la zona del panel en marcos rígidos de acero, e indicó la necesidad de llevar a cabo investigaciones adicionales sobre el tema. Algunos temas que se sugieren evaluar en trabajos futuros son:

- Considerar la respuesta del sistema incluyendo los efectos de interacción dinámica suelo-estructura (IDSE). Los efectos de IDSE se puede relacionar con las modificaciones de la respuesta de la estructura debido a la flexibilidad del sistema suelo-cimentación.
- Evaluar la respuesta de la zona de panel con otras configuraciones de columnas de acero (*e.g.* HSS, cajón, cruciforme, etc) y de columnas compuestas (rellenas o embebidas).
- Evaluar la influencia del panel en sistemas estructurales irregulares en planta y en elevación.

10 REFERENCIAS

- AISC 360 (2016^a), “Specification for Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10”, American Institute of Steel Construction. Chicago, IL. USA.
- AISC 358 (2016^b), “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, American Institute of Steel Construction. Chicago, IL. USA.
- AISC 341 (2016^c), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction. Chicago, IL. USA.
- Castro J., Elghazouli A., Izzuddin B. (2004), “Modelling of the panel zone in steel and composite moment frames”, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, UK. pp. 1-16.
- Charney, F. y Downs W. (2004), “Modeling procedures for panel zone deformations in moment resisting frames”, Amsterdam. pp. 1-10.
- Chi, W., Deierlein, G., and Ingrassia, A. (1997). “Finite element fracture mechanics study of welded beam-column connections”, Applied Technology Council, Redwood City, CA. USA.
- Davila, F. (2007), “Panel zone behaviour in steel moment resisting frames”, European School for Advanced Studies in Reduction of seismic risk. pp. 20-82.
- Deierlein, G., Reinhorn A. y Willford M., (2010) “Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design”, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce. pp. 1-36.
- Deylami A. y Moslehi A. (2004), “Effect of column panel zone characteristics on instability of beams with RBS moment resisting connections”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada. pp. 1-10.
- El-Tawil S., Associate Member, ASCE, Vidarsson E., Mikesell T., Kunnath S., Associate Member, ASCE (1999), “Inelastic Behavior and Design of steel Panel Zones”, Journal of Structural Engineering, ASCE.
- FEMA 355C (2000), “State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking”, Department of Civil Engineering, Stanford University, CA, USA.
- Fielding, D. (1994). “Frame Response Considering Plastic Panel Hinges”, Engineering Journal, AISC.
- González-Cuevas, O. (2005), “Aspectos fundamentales del concreto reforzado”, México, Editorial Limusa, Ciudad de México. pp. 1-13.
- Kawano, A. (1984). “Inelastic behavior of low-rise steel frame based on a weak beam-to-column connection philosophy to earthquake motion”. Proceedings of the 8th World Conf. on Earthquake Engineering. Vol. IV, Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- Kim K., Engelhardt M. (2002), “Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames”, Journal of Constructional Steel Research. pp. 1-31.

- Koester B. (2000), “Panel Zone Behavior of Moment Connections Between Rectangular Concrete-Filled Steel Tubes and Wide Flange Beams”, The University of Texas at Austin, TX, USA. pp. 86-122.
- Krawinkler H., Mohasseb S. (1987), “Effects of Panel Zone Deformations on Seismic Response”, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA. USA. pp. 1-19.
- Krawinkler, A. (1978). “Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames”, Engineering Journal, AISC.
- Iskhakov, Y., Ribakov, R. (2013), “A new concept for design of fibered high strength reinforced concrete elements using ultimate limit state method”, Department of Civil Engineering, Ariel University, IL. pp. 1-95.
- Lee D., Cotton S., Dexter R., Hajjar J., Ye Y., and Ojard S. (2002), “Column stiffener detailing and panel zone behavior of steel moment frame connections”, Department of Civil Engineering, Institute of Technology, University of Minnesota, Minneapolis, MN. pp. 1-65.
- Lee Ch., Jeon S., Kim J., and Uang Ch. (2005), “Effects of panel zone strength and beam web connection method on seismic performance of reduced beam section steel moment connections”, Journal of Structural Engineering. pp. 1-13.
- Lin K., Tasai K., Kong S., y Hsieh S. (2000), “Effects of panel zone deformations on cyclic performance of welded moment connections”, Department of Civil Engineering, National Taiwan University, TAI, TW. pp. 1-9.
- Latorre, X. (2007), “Aplicación del método de elementos finitos y programas computacionales en el diseño estructural de un galpón para el taller de la Empresa PROCOPET S.A.”, Tesis, Escuela Politécnica Nacional.
- Meza, A. (2008), “Modelación y simulación del diseño de traveses y columnas de concreto reforzado para apoyo a la docencia, Tesis, Instituto Politécnico Nacional.
- Miri, M., Naghipour, M. y Kashiryfar, A. (2009), “Panel Zone Rigidity Effects on Special Steel Moment-Resisting Frames According to the Performance Based Design”, International Journal of Civil and Environmental Engineering, Vol. III. pp. 1-7.
- Mulas M.G. (2003), “A structural model for panel zones in non linear seismic analysis of steel moment-resisting frames”, Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, Piazza Leonardo da Vinci 32, Milano, IT. pp. 1-18.
- NTC-DCEA (2017), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTC (2004), Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural.
- Popov, E. (1987), “Panel zone flexibility in seismic moment joints”. J. Constr. Steel Res., Barking, ENG.

- Popov, E. y Blondet, M. (1996)., “Behavior of large steel beam-column connections”, University of California at Berkeley, Department of Civil and Environmental Engineering, CA, USA. pp. 1-8.
- Powell, G. (2006), “Static pushover methods – explanation, comparison and implementation”, Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, CA, USA. pp. 1-10.
- Quiroz, A., Ayala, A.G., y Flores, E., “Caracterización del periodo fundamental de las estructuras como una variable aleatoria”, Artículo SMIE, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, GR. pp. 1-16.
- Roeder, C., Foutch, D. (1996). “Experimental results for seismic resistant Steel moment frame construction”. Journal of Structural Engineering, ASCE. pp. 1-8.
- Rafezy B., Huynh Q. y Gallart H. (2014), “Evaluation of Steel Panel Zone Stiffness Using Equivalent End Zone (EEZ) Model”, SidePlate Systems, Mission Viejo, CA. pp. 1-10.
- Shultz, R. (1987) “Estudio sobre la sismicidad en la región centro-americana Reporte, Servicio Geológico Nacional de El Salvador, SV. pp. 135-137.
- Tapia, E. (2011), “Comportamiento de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico en suelo blando”, Tesis Doctoral, UAM, CDMX, MX. pp. 245-299.
- Tasai K. y Popov E. (1990), “Seismic panel zone design effect on elastic story drift in steel frames”, Journal of structural Engineering, Vol. CXVI. pp 1-17.
- Tuna M. (2012), “Inelastic panel zone deformation demands in steel moment resisting frames”, Tesis de maestría, Middle East Technical University. pp. 1-78.
- Vrakas, A., Papachristidis, A. y Papadrakakis, M. (2015), “Detailed finite element analysis of steel moment frames”, National Technical University of Athens, Zografou Campus, GR. pp. 1-8.
- Zerbino, R. (2003) “Criterios y alternativas para la evaluación de la tenacidad en hormigones con fibras de acero”, Artículo científico, Revista de obras públicas. pp. 1-24.

ANEXO A

Estudio paramétrico

Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235
	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	-	-	-	-	-	-
	W 14×550	-	-	-	-	-	-
	W 14×500	-	-	-	-	-	-
	W 14×455	-	-	-	-	-	-
	W 14×426	-	-	-	-	-	-
	W 14×398	-	-	-	-	-	-
	W 14×370	-	-	-	-	-	-
	W 14×342	-	-	-	-	-	-
	W 14×311	-	-	-	-	-	-
	W 14×283	-	-	-	-	-	-
	W 14×257	-	-	-	-	-	-
	W 14×233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W 14×211	-	-	-	-	-	-
	W 14×193	-	-	-	-	-	-
	W 14×176	-	-	-	-	-	-
	W 14×159	-	-	-	-	-	-
	W 14×145	-	-	-	-	-	-
	W 14×132	-	-	-	-	-	-
	W 14×120	-	-	-	-	-	-
	W 14×109	-	-	-	-	-	-
	W 14×99	-	-	-	-	-	-
	W 14×90	-	-	-	-	-	-
	W 14×82	-	-	-	-	-	-
	W 14×74	-	-	-	-	-	-
	W 14×68	-	-	-	-	-	-
	W 14×61	-	-	-	-	-	-
	W 14×53	-	-	-	-	-	-
	W 14×48	-	-	-	-	-	-
	W 14×43	-	-	-	-	-	-
	W 14×38	-	-	-	-	-	-
	W 14×34	-	-	-	-	-	-
	W 14×30	-	-	-	-	-	-
	W 14×26	-	-	-	-	-	-
	W 14×22	-	-	-	-	-	-

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	-	-	-	-	-	-
	W 14×550	-	-	-	-	-	-
	W 14×500	-	-	-	-	-	-
	W 14×455	-	-	-	-	-	-
	W 14×426	-	-	-	-	-	-
	W 14×398	-	-	-	-	-	-
	W 14×370	■	-	-	-	-	-
	W 14×342	■	■	-	-	-	-
	W 14×311	■	■	■	-	-	-
	W 14×283	■	■	■	-	-	-
	W 14×257	■	■	■	■	-	-
	W 14×233	■	■	■	■	■	-
	W 14×211	■	■	■	■	■	■
	W 14×193	■	■	■	■	■	■
	W 14×176	■	■	■	■	■	■
	W 14×159	■	■	■	■	■	■
	W 14×145	■	■	■	■	■	■
	W 14×132	■	■	■	■	■	■
	W 14×120	■	■	■	■	■	■
	W 14×109	■	■	■	■	■	■
	W 14×99	■	■	■	■	■	■
	W 14×90	■	■	■	■	■	■
	W 14×82	■	■	■	■	■	■
	W 14×74	■	■	■	■	■	■
	W 14×68	■	■	■	■	■	■
	W 14×61	■	■	■	■	■	■
	W 14×53	■	■	■	■	■	■
	W 14×48	■	■	■	■	■	■
	W 14×43	■	■	■	■	■	■
	W 14×38	■	■	■	■	■	■
W 14×34	■	■	■	■	■	■	
W 14×30	■	■	■	■	■	■	
W 14×26	■	■	■	■	■	■	
W 14×22	■	■	■	■	■	■	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. ■ $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p align="center">Tabla A</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-		-
	W 14×665	-	-	-	-		-
	W 14×605	-	-	-	-		-
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	-	-	-	-		
	W 14×342	-	-	-	-		
	W 14×311	-	-	-	-		
	W 14×283	-	-	-	-		
	W 14×257	-	-	-	-		
	W 14×233	-	-	-	-		
	W 14×211	-		-	-		
	W 14×193			-	-		
	W 14×176				-		
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W 27×336	W 27×307	W 27×281	W 27×258	W 27×235	W 27×217
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	-	-	-	-	-	-
	W 14×550	-	-	-	-	-	-
	W 14×500	EG	-	-	-	-	-
	W 14×455	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×426	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×398	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×370	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W 14×342	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×311	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×283	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×257	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×233	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×211	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×193	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×176	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×159	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×145	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×132	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×120	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×109	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×99	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×90	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×82	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×74	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×68	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×61	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×53	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×48	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×43	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W 14×38	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W 14×34	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W 14×30	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W 14×26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W 14×22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p align="center">Tabla A</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
Sección	W27x194	W27x178	W27x161	W27x146	W27x129	W27x114	
W14x730	-	-	-	-	-	-	-
W14x665	-	-	-	-	-	-	-
W14x605	-	-	-	-	-	-	-
W14x550	-	-	-	-	-	-	-
W14x500	-	-	-	-	-	-	-
W14x455	-	-	-	-	-	-	-
W14x426	-	-	-	-	-	-	-
W14x398	-	-	-	-	-	-	-
W14x370	-	-	-	-	-	-	-
W14x342	-	-	-	-	-	-	-
W14x311	EG	-	-	-	-	-	-
W14x283	EG	EG	-	-	-	-	-
W14x257	EG	EG	EG	-	-	-	-
W14x233	EG	EG	EG	EG	-	-	-
W14x211	EG	EG	EG	EG	EG	-	-
W14x193	EG	EG	EG	EG	EG	EG	-
W14x176	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x159	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x145	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x132	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x120	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x109	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x99	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x90	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x82	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x74	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x68	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x61	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x53	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x48	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x43	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x38	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x34	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x30	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W27×102	W27×94	W27×84	W24×370	W24×335	W24×306
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	-
	W14×159	-	-	-	-	-	-
	W14×145	-	-	-	-	-	-
	W14×132	-	-	-	-	-	-
	W14×120	-	-	-	-	-	-
	W14×109	-	-	-	-	-	-
	W14×99	-	-	-	-	-	-
	W14×90	-	-	-	-	-	-
	W14×82	-	-	-	-	-	-
	W14×74	-	-	-	-	-	-
	W14×68	-	-	-	-	-	-
	W14×61	-	-	-	-	-	-
	W14×53	-	-	-	-	-	-
	W14×48	-	-	-	-	-	-
	W14×43	-	-	-	-	-	-
	W14×38	-	-	-	-	-	-
W14×34	-	-	-	-	-	-	
W14×30	-	-	-	-	-	-	
W14×26	-	-	-	-	-	-	
W14×22	-	-	-	-	-	-	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver nota (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W 24x279	W 24x250	W 24x229	W 24x207	W 24x192	W 24x176
	W 14x730	-	-	-	-	-	-
	W 14x665	-	-	-	-	-	-
	W 14x605	-	-	-	-	-	-
	W 14x550	-	-	-	-	-	-
	W 14x500	-	-	-	-	-	-
	W 14x455	-	-	-	-	-	-
	W 14x426	-	-	-	-	-	-
	W 14x398	EG	-	-	-	-	-
	W 14x370	EG	EG	-	-	-	-
	W 14x342	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14x311	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14x283	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W 14x257	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x233	EG	EG	EG	EG	EG	EG
C o l u m n a	W 14x211	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x193	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x176	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x159	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x145	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x132	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x120	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x109	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x99	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x90	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x82	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x74	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x68	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x61	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x53	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x48	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x43	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x38	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x34	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14x30	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14x26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W 14x22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W24x162	W24x146	W24x131	W24x117	W24x104	W24x103
	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	-	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	-	-	-	-	-	-
	W14x233	■	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14x211	■	■	-	-	-	-
	W14x193	■	■	■	-	-	-
	W14x176	■	■	■	■	-	-
	W14x159	■	■	■	■	■	-
	W14x145	■	■	■	■	■	■
	W14x132	■	■	■	■	■	■
	W14x120	■	■	■	■	■	■
	W14x109	■	■	■	■	■	■
	W14x99	■	■	■	■	■	■
	W14x90	■	■	■	■	■	■
	W14x82	■	■	■	■	■	■
	W14x74	■	■	■	■	■	■
	W14x68	■	■	■	■	■	■
	W14x61	■	■	■	■	■	■
	W14x53	■	■	■	■	■	■
	W14x48	■	■	■	■	■	■
	W14x43	■	■	■	■	■	■
	W14x38	■	■	■	■	■	■
	W14x34	■	■	■	■	■	■
	W14x30	■	■	■	■	■	■
	W14x26	■	■	■	■	■	■
	W14x22	■	■	■	■	■	■

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. ■ $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W24x94	W24x84	W24x76	W24x68	W24x62	W24x55
C o l u m n a	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	-	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	-	-	-	-	-	-
	W14x233	-	-	-	-	-	-
	W14x211	-	-	-	-	-	-
	W14x193	-	-	-	-	-	-
	W14x176	-	-	-	-	-	-
	W14x159	-	-	-	-	-	-
	W14x145	-	-	-	-	-	-
	W14x132	EG	-	-	-	-	-
	W14x120	EG	EG	-	-	-	-
	W14x109	EG	EG	EG	-	-	-
	W14x99	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14x90	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14x82	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14x74	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14x68	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14x61	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14x53	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14x48	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14x43	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14x38	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14x34	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14x30	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14x26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14x22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	EG	-	-	-	-	-
	W14×233	EG	EG	-	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×193	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×176	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×159	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×145	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×132	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×120	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×109	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×99	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×90	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×82	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×74	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×68	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×61	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×53	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×48	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×43	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×38	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×34	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×30	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×26	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×22	EG	EG	EG	EG	EG	EG

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p align="center">Tabla A</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	-
	W14×159	-	-	-	-	-	-
	W14×145	-	-	-	-	-	-
	W14×132	-	-	-	-	-	-
	W14×120	-	-	-	-	-	-
	W14×109	-	-	-	-	-	-
	W14×99	-	-	-	-	-	-
	W14×90	-	-	-	-	-	-
	W14×82	-	-	-	-	-	-
	W14×74	-	-	-	-	-	-
	W14×68	-	-	-	-	-	-
	W14×61	-	-	-	-	-	-
	W14×53	-	-	-	-	-	-
	W14×48	-	-	-	-	-	-
	W14×43	-	-	-	-	-	-
	W14×38	-	-	-	-	-	-
W14×34	-	-	-	-	-	-	
W14×30	-	-	-	-	-	-	
W14×26	-	-	-	-	-	-	
W14×22	-	-	-	-	-	-	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W21×62	W21×55	W21×48	W21×57	W21×50	W21×44
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	-
	W14×159	-	-	-	-	-	-
	W14×145	-	-	-	-	-	-
	W14×132	-	-	-	-	-	-
	W14×120	-	-	-	-	-	-
	W14×109	-	-	-	-	-	-
	W14×99	-	-	-	-	-	-
	W14×90	-	-	-	-	-	-
	W14×82	EG	-	-	-	-	-
	W14×74	EG	EG	-	-	-	-
	W14×68	EG	EG	-	-	-	-
	W14×61	EG	EG	EG	-	-	-
W14×53	EG	EG	EG	EG	-	-	
W14×48	EG	EG	EG	EG	EG	-	
W14×43	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×38	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×34	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×30	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W18x311	W18x283	W18x258	W18x234	W18x211	W18x192
	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	◻	-	-	-	-	-
	W14x342	◻	◻	-	-	-	-
	W14x311	◻	◻	◻	-	-	-
	W14x283	◻	◻	◻	◻	-	-
	W14x257	◻	◻	◻	◻	◻	-
	W14x233	◻	◻	◻	◻	◻	◻
C o l u m n a	W14x211	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x193	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x176	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x159	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x145	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x132	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x120	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x109	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x99	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x90	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x82	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x74	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x68	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x61	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x53	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x48	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x43	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x38	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x34	◻	◻	◻	◻	◻	◻
	W14x30	◻	◻	◻	◻	◻	◻
W14x26	◻	◻	◻	◻	◻	◻	
W14x22	◻	◻	◻	◻	◻	◻	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ◻ = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. ◻ $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver nota (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p align="center">Tabla A</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W18x175	W18x158	W18x143	W18x130	W18x119	W18x106
	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	-	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	-	-	-	-	-	-
	W14x233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14x211	■	-	-	-	-	-
	W14x193	■	■	-	-	-	-
	W14x176	■	■	■	-	-	-
	W14x159	■	■	■	■	-	-
	W14x145	■	■	■	■	■	-
	W14x132	■	■	■	■	■	-
	W14x120	■	■	■	■	■	■
	W14x109	■	■	■	■	■	■
	W14x99	■	■	■	■	■	■
	W14x90	■	■	■	■	■	■
	W14x82	■	■	■	■	■	■
	W14x74	■	■	■	■	■	■
	W14x68	■	■	■	■	■	■
	W14x61	■	■	■	■	■	■
	W14x53	■	■	■	■	■	■
	W14x48	■	■	■	■	■	■
	W14x43	■	■	■	■	■	■
	W14x38	■	■	■	■	■	■
	W14x34	■	■	■	■	■	■
	W14x30	■	■	■	■	■	■
W14x26	■	■	■	■	■	■	
W14x22	■	■	■	■	■	■	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. ■ $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W18x175	W18x158	W18x143	W18x130	W18x119	W18x106
	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	-	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	-	-	-	-	-	-
	W14x233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14x211		-	-	-	-	-
	W14x193			-	-	-	-
	W14x176				-	-	-
	W14x159					-	-
	W14x145						-
	W14x132						-
	W14x120						
	W14x109						
	W14x99						
	W14x90						
	W14x82						
	W14x74						
	W14x68						
	W14x61						
	W14x53						
	W14x48						
	W14x43						
	W14x38						
	W14x34						
	W14x30						
W14x26							
W14x22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W18x97	W18x86	W18x76	W18x71	W18x65	W18x60
C o l u m n a	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	-	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	-	-	-	-	-	-
	W14x233	-	-	-	-	-	-
	W14x211	-	-	-	-	-	-
	W14x193	-	-	-	-	-	-
	W14x176	-	-	-	-	-	-
	W14x159	-	-	-	-	-	-
	W14x145	-	-	-	-	-	-
	W14x132	-	-	-	-	-	-
	W14x120	-	-	-	-	-	-
	W14x109	-	-	-	-	-	-
	W14x99	-	-	-	-	-	-
	W14x90	-	-	-	-	-	-
	W14x82	-	-	-	-	-	-
	W14x74	-	-	-	-	-	-
	W14x68	-	-	-	-	-	-
	W14x61	-	-	-	-	-	-
	W14x53	-	-	-	-	-	-
	W14x48	-	-	-	-	-	-
W14x43	-	-	-	-	-	-	
W14x38	-	-	-	-	-	-	
W14x34	-	-	-	-	-	-	
W14x30	-	-	-	-	-	-	
W14x26	-	-	-	-	-	-	
W14x22	-	-	-	-	-	-	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W18x55	W18x50	W18x46	W18x40	W18x35	W16x100
C o l u m n a	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	-	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	-	-	-	-	-	-
	W14x233	-	-	-	-	-	-
	W14x211	-	-	-	-	-	-
	W14x193	-	-	-	-	-	-
	W14x176	-	-	-	-	-	-
	W14x159	-	-	-	-	-	-
	W14x145	-	-	-	-	-	-
	W14x132	-	-	-	-	-	-
	W14x120	-	-	-	-	-	-
	W14x109	-	-	-	-	-	-
	W14x99	-	-	-	-	-	-
	W14x90	-	-	-	-	-	-
	W14x82	-	-	-	-	-	-
	W14x74	-	-	-	-	-	-
	W14x68	-	-	-	-	-	-
	W14x61	-	-	-	-	-	-
	W14x53	-	-	-	-	-	-
	W14x48	-	-	-	-	-	-
W14x43	-	-	-	-	3/8	-	
W14x38	-	-	-	-	-	-	
W14x34	-	-	-	-	-	-	
W14x30	-	-	-	-	-	-	
W14x26	-	-	-	-	-	-	
W14x22	-	-	-	-	-	-	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
	Sección	W16x89	W16x77	W16x67	W16x57	W16x50	W16x45
C o l u m n a	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	-	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	-	-	-	-	-	-
	W14x233	-	-	-	-	-	-
	W14x211	-	-	-	-	-	-
	W14x193	-	-	-	-	-	-
	W14x176	-	-	-	-	-	-
	W14x159	-	-	-	-	-	-
	W14x145	-	-	-	-	-	-
	W14x132	-	-	-	-	-	-
	W14x120	-	-	-	-	-	-
	W14x109	-	-	-	-	-	-
	W14x99	EG	-	-	-	-	-
	W14x90	EG	-	-	-	-	-
	W14x82	EG	-	-	-	-	-
	W14x74	EG	-	-	-	-	-
	W14x68	EG	-	-	-	-	-
	W14x61	EG	-	-	-	-	-
	W14x53	EG	-	-	-	-	-
	W14x48	EG	-	-	-	-	-
W14x43	EG	-	-	-	-	-	
W14x38	EG	-	-	-	-	-	
W14x34	EG	-	-	-	-	-	
W14x30	EG	-	-	-	-	-	
W14x26	EG	-	-	-	-	-	
W14x22	EG	-	-	-	-	-	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p align="center">Tabla A</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>								
Viga								
Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235		
C o l u m n a	HP18×204							
	HP18×181							
	HP18×157							
	HP18×135							
	HP16×183							
	HP16×162							
	HP16×141							
	HP16×121							
	HP16×101							
	HP16×88							
	HP14×117							
	HP14×102							
	HP14×89							
	HP14×73							
		W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124	
	HP18×204							-
	HP18×181							
	HP18×157							
	HP18×135							
	HP16×183							
	HP16×162							
	HP16×141							
	HP16×121							
	HP16×101							
	HP16×88							
HP14×117								
HP14×102								
HP14×89								
HP14×73								

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368	
HP18×204	-	-	-	-			
HP18×181	-	-	-	-			
HP18×157			-	-			
HP18×135							
HP16×183		-	-	-			
HP16×162				-			
HP16×141							
HP16×121							
HP16×101							
HP16×88							
HP14×117							
HP14×102							
HP14×89							
HP14×73							
C o l u m n a							
		W 27×336	W 27×307	W 27×281	W 27×258	W 27×235	W 27×217
	HP18×204						
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
Columna	Sección	W27x194	W27x178	W27x161	W27x146	W27x129	W27x114
		HP18x204					-
	HP18x181						-
	HP18x157						
	HP18x135						
	HP16x183						-
	HP16x162						
	HP16x141						
	HP16x121						
	HP16x101						
	HP16x88						
	HP14x117						
	HP14x102						
	HP14x89						
	HP14x73						
		W27x102	W27x94	W27x84	W24x370	W24x335	W24x306
	HP18x204	-	-	-			
	HP18x181	-	-	-			
	HP18x157	-	-	-			
	HP18x135		-	-			
	HP16x183	-	-	-			
	HP16x162	-	-	-			
	HP16x141			-			
	HP16x121						
	HP16x101						
	HP16x88						
	HP14x117						
	HP14x102						
	HP14x89						
	HP14x73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
Columna	Sección	W 24x279	W 24x250	W 24x229	W 24x207	W 24x192	W 24x176
		HP18x204					
	HP18x181						
	HP18x157						
	HP18x135						
	HP16x183						
	HP16x162						
	HP16x141						
	HP16x121						
	HP16x101						
	HP16x88						
	HP14x117						
	HP14x102						
	HP14x89						
	HP14x73						
		W 24x162	W 24x146	W 24x131	W 24x117	W 24x104	W 24x103
	HP18x204		-	-	-	-	-
	HP18x181			-	-	-	-
	HP18x157					-	-
	HP18x135						-
	HP16x183				-	-	-
	HP16x162					-	-
	HP16x141						
	HP16x121						
	HP16x101						
	HP16x88						
	HP14x117						
	HP14x102						
	HP14x89						
	HP14x73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55	
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	-	-	-	-	-	-
	HP16×121		-	-	-	-	-
	HP16×101				-	-	-
	HP16×88					-	-
	HP14×117				-	-	-
	HP14×102					-	-
	HP14×89						-
	HP14×73						
C o l u m n a							
		W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	HP18×204			-	-	-	-
	HP18×181				-	-	-
	HP18×157						-
	HP18×135						
	HP16×183				-	-	-
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p align="center">Tabla A</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
		HP18×204	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	■	-	-	-	-	-
	HP16×121	-	■	-	-	-	-
	HP16×101	-	-	■	■	-	-
	HP16×88	-	-	-	-	■	-
	HP14×117	-	-	-	-	-	-
	HP14×102	-	-	-	-	■	-
	HP14×89	-	-	-	-	■	■
	HP14×73	-	-	-	-	■	■
		W30×211	W30×191	W30×173	W30×148	W30×132	W30×124
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	-	-	-	-	-	-
	HP16×121	-	-	-	-	-	-
	HP16×101	-	-	-	-	-	-
	HP16×88	-	-	-	-	-	-
	HP14×117	-	-	-	-	-	-
	HP14×102	-	-	-	-	-	-
	HP14×89	-	-	-	-	-	-
	HP14×73	■	■	-	■	-	-

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. ■ $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
Columna	Sección	W18x311	W18x283	W18x258	W18x234	W18x211	W18x192
		HP18x204					
	HP18x181						
	HP18x157						
	HP18x135						
	HP16x183						
	HP16x162						
	HP16x141						
	HP16x121						
	HP16x101						
	HP16x88						
	HP14x117						
	HP14x102						
	HP14x89						
	HP14x73						
		W18x175	W18x158	W18x143	W18x130	W18x119	W18x106
	HP18x204	-	-	-	-	-	-
	HP18x181		-	-	-	-	-
	HP18x157			-	-	-	-
	HP18x135					-	-
	HP16x183			-	-	-	-
	HP16x162				-	-	-
	HP16x141					-	-
	HP16x121						
	HP16x101						
	HP16x88						
	HP14x117						
	HP14x102						
	HP14x89						
	HP14x73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p style="text-align: center;">Tabla A</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>								
Viga								
Columna	Sección	W18x97	W18x86	W18x76	W18x71	W18x65	W18x60	
	HP18x204	-	-	-	-	-	-	
	HP18x181	-	-	-	-	-	-	
	HP18x157	-	-	-	-	-	-	
	HP18x135	-	-	-	-	-	-	
	HP16x183	-	-	-	-	-	-	
	HP16x162	-	-	-	-	-	-	
	HP16x141	-	-	-	-	-	-	
	HP16x121	-	-	-	-	-	-	
	HP16x101	EG	-	-	-	-	-	
	HP16x88	-	EG	EG	-	-	-	
	HP14x117	-	-	-	-	-	-	
	HP14x102	-	EG	-	-	-	-	
	HP14x89	-	-	EG	EG	-	-	
	HP14x73	-	-	-	-	EG	EG	
			W18x55	W18x50	W18x46	W18x40	W18x35	W16x100
	HP18x204	-	-	-	-	-	-	-
	HP18x181	-	-	-	-	-	-	-
	HP18x157	-	-	-	-	-	-	-
HP18x135	-	-	-	-	-	-	-	
HP16x183	-	-	-	-	-	-	-	
HP16x162	-	-	-	-	-	-	-	
HP16x141	-	-	-	-	-	-	-	
HP16x121	-	-	-	-	-	-	-	
HP16x101	-	-	-	-	-	-	EG	
HP16x88	-	-	-	-	-	-	EG	
HP14x117	-	-	-	-	-	-	EG	
HP14x102	-	-	-	-	-	-	EG	
HP14x89	-	-	-	-	-	-	EG	
HP14x73	-	-	-	-	-	-	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

<p align="center">Tabla A</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por espesor mínimo para minimizar pandeo por cortante en la zona del panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W16×89	W16×77	W16×67	W16×57	W16×50	W16×45
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	-	-	-	-	-	-
	HP16×121	-	-	-	-	-	-
	HP16×101	-	-	-	-	-	-
	HP16×88	-	-	-	-	-	-
	HP14×117	-	-	-	-	-	-
	HP14×102	-	-	-	-	-	-
	HP14×89	-	-	-	-	-	-
	HP14×73	-	-	-	-	-	-
		W16×40	W16×36	W16×31	W16×26		
	HP18×204	-	-	-	-		
	HP18×181	-	-	-	-		
	HP18×157	-	-	-	-		
	HP18×135	-	-	-	-		
HP16×183	-	-	-	-			
HP16×162	-	-	-	-			
HP16×141	-	-	-	-			
HP16×121	-	-	-	-			
HP16×101	-	-	-	-			
HP16×88	-	-	-	-			
HP14×117	-	-	-	-			
HP14×102	-	-	-	-			
HP14×89	-	-	-	-			
HP14×73	-	-	-	-			

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2) y (3) de la Tabla A.

- (1) La zona del panel consiste en una conexión interna con dos vigas de igual sección.
- (2) La intensidad de la carga axial última en las columnas no es alta.
- (3) El espesor mínimo requerido en esta tabla minimiza el pandeo por cortante en la zona del panel cuando esté sujeta a deformaciones inelásticas.

ANEXO B
Estudio paramétrico
Diseño por capacidad

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235
C o l u m n a	W 14×730	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×665	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×605			EG	EG	EG	EG
	W 14×550				EG	EG	EG
	W 14×500					EG	EG
	W 14×455						EG
	W 14×426						EG
	W 14×398						
	W 14×370						
	W 14×342						
	W 14×311						
	W 14×283						
	W 14×257						
	W 14×233						
	W 14×211						
	W 14×193						
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124	
W 14×730	EG	EG	EG	-	-	-	
W 14×665	EG	EG	EG	-	-	-	
W 14×605	EG	EG	EG	-	-	-	
W 14×550	EG	EG	EG	EG	-	-	
W 14×500	EG	EG	EG	EG	-	-	
W 14×455	EG	EG	EG	EG	EG	-	
W 14×426	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W 14×398	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W 14×370		EG	EG	EG	EG	EG	
W 14×342			EG	EG	EG	EG	
W 14×311				EG	EG	EG	
W 14×283				EG	EG	EG	
W 14×257					EG	EG	
W 14×233						EG	
W 14×211							
W 14×193							
W 14×176							
W 14×159							
W 14×145							
W 14×132							
W 14×120							
W 14×109							
W 14×99							
W 14×90							
W 14×82							
W 14×74							
W 14×68							
W 14×61							
W 14×53							
W 14×48							
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

C
o
l
u
m
n
a

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-		EG
	W 14×665	-	-	-	-		EG
	W 14×605	-	-	-	-		EG
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	EG	-	-	-		
	W 14×342	EG	-	-	-		
	W 14×311	EG	EG	-	-		
	W 14×283	EG	EG	-	-		
	W 14×257	EG	EG	EG	-		
	W 14×233	EG	EG	EG	-		
	W 14×211	EG	EG	EG	EG		
	W 14×193		EG	EG	EG		
	W 14×176			EG	EG		
	W 14×159				EG		
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W27×336	W27×307	W27×281	W27×258	W27×235	W27×217	
W14×730	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14×665	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14×605	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14×550	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14×500		EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14×455				EG	EG	EG	EG
W14×426				EG	EG	EG	EG
W14×398					EG	EG	EG
W14×370						EG	EG
W14×342							EG
W14×311							
W14×283							
W14×257							
W14×233							
W14×211							
W14×193							
W14×176							
W14×159							
W14×145							
W14×132							
W14×120							
W14×109							
W14×99							
W14×90							
W14×82							
W14×74							
W14×68							
W14×61							
W14×53							
W14×48							
W14×43							
W14×38							
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W 27×194	W 27×178	W 27×161	W 27×146	W 27×129	W 27×114	
C o l u m n a	W 14×730	EG	EG	-	-	-	-
	W 14×665	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×605	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×550	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×500	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×455	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W 14×426	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W 14×398	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W 14×370	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×342	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×311		EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×283			EG	EG	EG	EG
	W 14×257				EG	EG	EG
	W 14×233					EG	EG
	W 14×211						EG
	W 14×193						EG
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W 27×102	W 27×94	W 27×84	W 24×370	W 24×335	W 24×306
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×665	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×605	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×550	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×500	-	-	-		EG	EG
	W 14×455	-	-	-			EG
	W 14×426	-	-	-			
	W 14×398	-	-	-			
	W 14×370	-	-	-			
	W 14×342	-	-	-			
	W 14×311	-	-	-			
	W 14×283	EG	-	-			
	W 14×257	EG	-	-			
	W 14×233	EG	EG	-			
	W 14×211	EG	EG	-			
	W 14×193	EG	EG	EG			
	W 14×176	EG	EG	EG			
	W 14×159		EG	EG			
	W 14×145			EG			
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W 24×279	W 24×250	W 24×229	W 24×207	W 24×192	W 24×176	W 24×176
W 14×730	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×665	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×605	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×550	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×500	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×455	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×426	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×398		EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×370			EG	EG	EG	EG	EG
W 14×342				EG	EG	EG	EG
W 14×311					EG	EG	EG
W 14×283						EG	EG
W 14×257							EG
W 14×233							
W 14×211							
W 14×193							
W 14×176							
W 14×159							
W 14×145							
W 14×132							
W 14×120							
W 14×109							
W 14×99							
W 14×90							
W 14×82							
W 14×74							
W 14×68							
W 14×61							
W 14×53							
W 14×48							
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W 24×162	W 24×146	W 24×131	W 24×117	W 24×104	W 24×103	
	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	EG	-	-	-	-	-
	W 14×605	EG	-	-	-	-	-
	W 14×550	EG	EG	-	-	-	-
	W 14×500	EG	EG	-	-	-	-
	W 14×455	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×426	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×398	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×370	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×342	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×311	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W 14×283	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×257	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×233		EG	EG	EG	EG	EG
C o l u m n a	W 14×211			EG	EG	EG	EG
	W 14×193				EG	EG	EG
	W 14×176					EG	EG
	W 14×159						EG
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	EG	-	-	-	-	-
	W14×211	EG	-	-	-	-	-
	W14×193	EG	EG	-	-	-	-
	W14×176	EG	EG	-	-	-	-
	W14×159	EG	EG	-	-	-	-
	W14×145	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×132		EG	EG	-	-	-
	W14×120			EG	-	-	-
	W14×109				-	-	-
	W14×99					-	-
	W14×90					-	-
	W14×82						-
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
C o l u m n a	W14×730	EG	EG	-	-	-	-
	W14×665	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×605	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×550	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×500	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×455	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×426	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×398	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×370	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×342	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×311	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×283	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×257		EG	EG	EG	EG	EG
	W14×233			EG	EG	EG	EG
	W14×211				EG	EG	EG
	W14×193					EG	EG
	W14×176						EG
	W14×159						
	W14×145						
	W14×132						
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	EG	-	-	-	-	-
	W14×311	EG	-	-	-	-	-
	W14×283	EG	EG	-	-	-	-
	W14×257	EG	EG	-	-	-	-
	W14×233	EG	EG	EG	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×193	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×176	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×159	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×145		EG	EG	EG	-	-
	W14×132			EG	EG	-	-
	W14×120				EG	EG	-
	W14×109					EG	-
	W14×99					EG	EG
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p style="text-align: center;">Tabla B.1</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W21×62	W21×55	W21×48	W21×57	W21×50	W21×44	
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	-
	W14×159	-	-	-	-	-	-
	W14×145	-	-	-	-	-	-
	W14×132	-	-	-	-	-	-
	W14×120	-	-	-	-	-	-
	W14×109	-	-	-	-	-	-
	W14×99	-	-	-	-	-	-
	W14×90	-	-	-	-	-	-
	W14×82		-	-	-	-	-
	W14×74			-		-	-
	W14×68			-		-	-
	W14×61			-			-
	W14×53						
	W14×48						
W14×43							
W14×38							
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W 18×311	W 18×283	W 18×258	W 18×234	W 18×211	W 18×192
	W 14×730	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×665	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×605	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×550	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×500	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×455	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×426	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×398	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×370		EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×342			EG	EG	EG	EG
	W 14×311				EG	EG	EG
	W 14×283					EG	EG
	W 14×257						EG
	W 14×233						
C o l u m n a	W 14×211						
	W 14×193						
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W18×175	W18×158	W18×143	W18×130	W18×119	W18×106
	W14×730	EG	-	-	-	-	-
	W14×665	EG	-	-	-	-	-
	W14×605	EG	EG	-	-	-	-
	W14×550	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×500	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×455	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×426	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×398	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×370	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×342	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×311	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×283	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×257	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×233	EG	EG	EG	EG	EG	EG
C o l u m n a	W14×211		EG	EG	EG	EG	EG
	W14×193			EG	EG	EG	EG
	W14×176				EG	EG	EG
	W14×159					EG	EG
	W14×145						EG
	W14×132						EG
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p style="text-align: center;">Tabla B.1</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W18×97	W18×86	W18×76	W18×71	W18×65	W18×60
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	EG	-	-	-	-	-
	W14×233	EG	-	-	-	-	-
	W14×211	EG	-	-	-	-	-
	W14×193	EG	EG	-	-	-	-
	W14×176	EG	EG	-	-	-	-
	W14×159	EG	EG	-	-	-	-
	W14×145	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×132	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×120	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×109		EG	EG	EG	EG	-
	W14×99			EG	EG	EG	-
	W14×90				EG	EG	-
	W14×82					-	-
	W14×74						-
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p style="text-align: center;">Tabla B.1</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W18×55	W18×50	W18×46	W18×40	W18×35	W16×100
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	EG
	W14×257	-	-	-	-	-	EG
	W14×233	-	-	-	-	-	EG
	W14×211	-	-	-	-	-	EG
	W14×193	-	-	-	-	-	EG
	W14×176	-	-	-	-	-	EG
	W14×159	-	-	-	-	-	EG
	W14×145	-	-	-	-	-	EG
	W14×132	-	-	-	-	-	EG
	W14×120	-	-	-	-	-	EG
	W14×109	-	-	-	-	-	
	W14×99	-	-	-	-	-	
	W14×90	-	-	-	-	-	
	W14×82	-	-	-	-	-	
	W14×74	-	-	-	-	-	
	W14×68	-	-	-	-	-	
	W14×61		-	-	-	-	
	W14×53				-	-	
	W14×48					-	
	W14×43					-	
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W16×89	W16×77	W16×67	W16×57	W16×50	W16×45
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	EG	-	-	-	-	-
	W14×193	EG	-	-	-	-	-
	W14×176	EG	-	-	-	-	-
	W14×159	EG	-	-	-	-	-
	W14×145	EG	EG	-	-	-	-
	W14×132	EG	EG	-	-	-	-
	W14×120	EG	EG	-	-	-	-
	W14×109	EG	EG	-	-	-	-
	W14×99		EG	-	-	-	-
	W14×90		EG	EG	-	-	-
	W14×82			-	-	-	-
	W14×74				-	-	-
	W14×68				-	-	-
	W14×61					-	-
	W14×53						-
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p style="text-align: center;">Tabla B.1</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>						
Viga						
Sección	W16×40	W16×36	W16×31	W16×26		
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	
	W14×665	-	-	-	-	
	W14×605	-	-	-	-	
	W14×550	-	-	-	-	
	W14×500	-	-	-	-	
	W14×455	-	-	-	-	
	W14×426	-	-	-	-	
	W14×398	-	-	-	-	
	W14×370	-	-	-	-	
	W14×342	-	-	-	-	
	W14×311	-	-	-	-	
	W14×283	-	-	-	-	
	W14×257	-	-	-	-	
	W14×233	-	-	-	-	
	W14×211	-	-	-	-	
	W14×193	-	-	-	-	
	W14×176	-	-	-	-	
	W14×159	-	-	-	-	
	W14×145	-	-	-	-	
	W14×132	-	-	-	-	
	W14×120	-	-	-	-	
	W14×109	-	-	-	-	
	W14×99	-	-	-	-	
	W14×90	-	-	-	-	
	W14×82	-	-	-	-	
	W14×74	-	-	-	-	
	W14×68	-	-	-	-	
	W14×61	-	-	-	-	
	W14×53	-	-	-	-	
	W14×48	-	-	-	-	
	W14×43		-	-	-	
	W14×38			-	-	
W14×34			-	-		
W14×30				-		
W14×26						
W14×22						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>								
Viga								
Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235		
C	HP18×204							
	HP18×181							
	HP18×157							
	HP18×135							
	HP16×183							
	HP16×162							
	HP16×141							
	HP16×121							
	HP16×101							
	HP16×88							
	HP14×117							
	HP14×102							
	HP14×89							
	HP14×73							
	o							
l								
u								
m								
n								
a	HP18×204						EG	
	HP18×181							
	HP18×157							
	HP18×135							
	HP16×183							
	HP16×162							
	HP16×141							
	HP16×121							
	HP16×101							
	HP16×88							
	HP14×117							
	HP14×102							
	HP14×89							
	HP14×73							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368	
HP18×204	EG	-	-	-			
HP18×181	EG	EG	-	-			
HP18×157			-	-			
HP18×135							
HP16×183		EG	EG	-			
HP16×162				-			
HP16×141							
HP16×121							
HP16×101							
HP16×88							
HP14×117							
HP14×102							
HP14×89							
HP14×73							
Columna							
	W 27×336	W 27×307	W 27×281	W 27×258	W 27×235	W 27×217	
HP18×204							
HP18×181							
HP18×157							
HP18×135							
HP16×183							
HP16×162							
HP16×141							
HP16×121							
HP16×101							
HP16×88							
HP14×117							
HP14×102							
HP14×89							
HP14×73							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 27×194	W 27×178	W 27×161	W 27×146	W 27×129	W 27×114
		HP18×204					EG
	HP18×181						EG
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						EG
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 27×102	W 27×94	W 27×84	W 24×370	W 24×335	W 24×306
	HP18×204	-	-	-			
	HP18×181	-	-	-			
	HP18×157	EG	-	-			
	HP18×135		EG	-			
	HP16×183	EG	-	-			
	HP16×162	EG	EG	-			
	HP16×141			-			
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 24×279	W 24×250	W 24×229	W 24×207	W 24×192	W 24×176
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 24×162	W 24×146	W 24×131	W 24×117	W 24×104	W 24×103
	HP18×204		EG	EG	EG	-	-
	HP18×181			EG	EG	-	-
	HP18×157					EG	EG
	HP18×135						EG
	HP16×183				EG	EG	EG
	HP16×162					EG	EG
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

Tabla B.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
Columna	Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55
		HP18×204	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	EG	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	EG	-	-	-	-	-
	HP16×141	EG	-	-	-	-	-
	HP16×121		EG	-	-	-	-
	HP16×101				-	-	-
	HP16×88					-	-
	HP14×117				-	-	-
	HP14×102					-	-
	HP14×89						-
	HP14×73						
		W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	HP18×204			EG	EG	EG	EG
	HP18×181				EG	EG	EG
	HP18×157						EG
	HP18×135						
	HP16×183					EG	EG
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
C o l u m n a	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
		HP18×204	-	-	-	-	-
	HP18×181	EG	-	-	-	-	-
	HP18×157	EG	EG	-	-	-	-
	HP18×135	EG	EG	-	-	-	-
	HP16×183	EG	EG	-	-	-	-
	HP16×162	EG	EG	EG	-	-	-
	HP16×141		EG	EG	-	-	-
	HP16×121			EG	EG	-	-
	HP16×101					-	-
	HP16×88						-
	HP14×117					-	-
	HP14×102						-
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	-	-	-	-	-	-
	HP16×121	-	-	-	-	-	-
	HP16×101	-	-	-	-	-	-
	HP16×88	-	-	-	-	-	-
	HP14×117	-	-	-	-	-	-
	HP14×102	-	-	-	-	-	-
	HP14×89	-	-	-	-	-	-
	HP14×73			-		-	-

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 18×311	W 18×283	W 18×258	W 18×234	W 18×211	W 18×192
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 18×175	W 18×158	W 18×143	W 18×130	W 18×119	W 18×106
	HP18×204	EG	EG	EG	EG	EG	-
	HP18×181		EG	EG	EG	EG	EG
	HP18×157			EG	EG	EG	EG
	HP18×135					EG	EG
	HP16×183			EG	EG	EG	EG
	HP16×162				EG	EG	EG
	HP16×141					EG	EG
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p style="text-align: center;">Tabla B.1</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Columna	Sección	W18×97	W18×86	W18×76	W18×71	W18×65	W18×60
		HP18×204	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	EG	-	-	-	-	-
	HP16×183	EG	-	-	-	-	-
	HP16×162	EG	-	-	-	-	-
	HP16×141	EG	-	-	-	-	-
	HP16×121	EG	EG	-	-	-	-
	HP16×101		EG	-	-	-	-
	HP16×88				-	-	-
	HP14×117		EG	-	-	-	-
	HP14×102			EG	-	-	-
	HP14×89					-	-
	HP14×73						
		W18×55	W18×50	W18×46	W18×40	W18×35	W16×100
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	EG
	HP18×135	-	-	-	-	-	EG
	HP16×183	-	-	-	-	-	EG
	HP16×162	-	-	-	-	-	EG
	HP16×141	-	-	-	-	-	EG
	HP16×121	-	-	-	-	-	EG
	HP16×101	-	-	-	-	-	
	HP16×88	-	-	-	-	-	
	HP14×117	-	-	-	-	-	
	HP14×102	-	-	-	-	-	
	HP14×89	-	-	-	-	-	
	HP14×73	-	-	-	-	-	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

<p align="center">Tabla B.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W16×89	W16×77	W16×67	W16×57	W16×50	W16×45
		HP18×204	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	EG	-	-	-	-	-
	HP16×121	EG	-	-	-	-	-
	HP16×101	EG	EG	-	-	-	-
	HP16×88		EG	-	-	-	-
	HP14×117	EG	-	-	-	-	-
	HP14×102		EG	-	-	-	-
	HP14×89			-	-	-	-
	HP14×73			-	-	-	-
		W16×40	W16×36	W16×31	W16×26		
	HP18×204	-	-	-	-		
	HP18×181	-	-	-	-		
	HP18×157	-	-	-	-		
	HP18×135	-	-	-	-		
	HP16×183	-	-	-	-		
	HP16×162	-	-	-	-		
	HP16×141	-	-	-	-		
	HP16×121	-	-	-	-		
	HP16×101	-	-	-	-		
	HP16×88	-	-	-	-		
	HP14×117	-	-	-	-		
	HP14×102	-	-	-	-		
	HP14×89	-	-	-	-		
	HP14×73	-	-	-	-		

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.1.

- (1) La zona del panel consiste en una conexión interna con dos vigas de igual sección.
- (2) La intensidad de la carga axial última en las columnas no es alta.
- (3) La deformación inelástica de la zona del panel sobre la estabilidad del marco no se considera en el análisis.
- (4) El espesor mínimo requerido en esta tabla garantiza que la zona del panel tiene una resistencia nominal elástica mayor que la capacidad máxima esperada de las vigas que se conectan al panel.

<p style="text-align: center;">Tabla B.2</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235
	W 14×730	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×665	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×605			EG	EG	EG	EG
	W 14×550				EG	EG	EG
	W 14×500					EG	EG
	W 14×455						EG
	W 14×426						EG
	W 14×398						
	W 14×370						
	W 14×342						
	W 14×311						
	W 14×283						
	W 14×257						
	W 14×233						
C o l u m n a	W 14×211						
	W 14×193						
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
	W 14×26						
	W 14×22						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

Tabla B.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	EG	-	-	-	-	-
	W 14×550	EG	EG	-	-	-	-
	W 14×500	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×455	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×426	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×398	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×370		EG	EG	EG	-	-
	W 14×342			EG	EG	EG	-
	W 14×311				EG	EG	EG
	W 14×283				EG	EG	EG
	W 14×257					EG	EG
	W 14×233						EG
C o l u m n a	W 14×211						
	W 14×193						
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p style="text-align: center;">Tabla B.2</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-		EG
	W 14×665	-	-	-	-		EG
	W 14×605	-	-	-	-		EG
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	-	-	-	-		
	W 14×342	-	-	-	-		
	W 14×311	-	-	-	-		
	W 14×283	EG	-	-	-		
	W 14×257	EG	EG	-	-		
	W 14×233	EG	EG	-	-		
	W 14×211	EG	EG	EG	-		
	W 14×193		EG	EG	-		
	W 14×176			EG	EG		
	W 14×159				EG		
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W27×336	W27×307	W27×281	W27×258	W27×235	W27×217	
W14×730	EG	EG	EG	EG	-	-	
W14×665	EG	EG	EG	EG	EG	-	
W14×605	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×550	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×500	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×455	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×426	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×398	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×370	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×342	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×311	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×283	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×257	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×233	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×211	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×193	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×176	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×159	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×145	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×132	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×120	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×109	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×99	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×90	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×82	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×74	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×68	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×61	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×53	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×48	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×43	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×38	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×34	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×30	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

Tabla B.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W 27×194	W 27×178	W 27×161	W 27×146	W 27×129	W 27×114
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	-	-	-	-	-	-
	W 14×550	EG	-	-	-	-	-
	W 14×500	EG	EG	-	-	-	-
	W 14×455	EG	EG	-	-	-	-
	W 14×426	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×398	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×370	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×342	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×311		EG	EG	EG	EG	-
	W 14×283			EG	EG	EG	-
	W 14×257				EG	EG	EG
	W 14×233					EG	EG
	W 14×211						EG
	W 14×193						EG
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

Tabla B.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel						Fy = 50 ksi	
Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W 27×102	W 27×94	W 27×84	W 24×370	W 24×335	W 24×306
	W 14×730	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×665	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×605	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×550	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×500	-	-	-		EG	EG
	W 14×455	-	-	-			EG
	W 14×426	-	-	-			
	W 14×398	-	-	-			
	W 14×370	-	-	-			
	W 14×342	-	-	-			
	W 14×311	-	-	-			
	W 14×283	-	-	-			
	W 14×257	-	-	-			
	W 14×233	EG	-	-			
C o l u m n a	W 14×211	EG	-	-			
	W 14×193	EG	EG	-			
	W 14×176	EG	EG	-			
	W 14×159		EG	EG			
	W 14×145			EG			
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
W 14×82							
W 14×74							
W 14×68							
W 14×61							
W 14×53							
W 14×48							
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">Fy = 50 ksi</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W 24×279	W 24×250	W 24×229	W 24×207	W 24×192	W 24×176	
W 14×730	EG	EG	-	-	-	-	-
W 14×665	EG	EG	EG	-	-	-	-
W 14×605	EG	EG	EG	-	-	-	-
W 14×550	EG	EG	EG	EG	EG	EG	-
W 14×500	EG	EG	EG	EG	EG	EG	-
W 14×455	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×426	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×398		EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×370			EG	EG	EG	EG	EG
W 14×342				EG	EG	EG	EG
W 14×311					EG	EG	EG
W 14×283						EG	EG
W 14×257							
W 14×233							
W 14×211							
W 14×193							
W 14×176							
W 14×159							
W 14×145							
W 14×132							
W 14×120							
W 14×109							
W 14×99							
W 14×90							
W 14×82							
W 14×74							
W 14×68							
W 14×61							
W 14×53							
W 14×48							
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

C
o
l
u
m
n
a

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

Tabla B.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W 24×162	W 24×146	W 24×131	W 24×117	W 24×104	W 24×103
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	-	-	-	-	-	-
	W 14×550	-	-	-	-	-	-
	W 14×500	-	-	-	-	-	-
	W 14×455	-	-	-	-	-	-
	W 14×426	EG	-	-	-	-	-
	W 14×398	EG	-	-	-	-	-
	W 14×370	EG	EG	-	-	-	-
	W 14×342	EG	EG	-	-	-	-
	W 14×311	EG	EG	EG	-	-	-
	W 14×283	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×257	EG	EG	EG	EG	-	-
	W 14×233		EG	EG	EG	EG	EG
	W 14×211			EG	EG	EG	EG
	W 14×193				EG	EG	EG
	W 14×176					EG	EG
	W 14×159						EG
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55	
W14×730	-	-	-	-	-	-	-
W14×665	-	-	-	-	-	-	-
W14×605	-	-	-	-	-	-	-
W14×550	-	-	-	-	-	-	-
W14×500	-	-	-	-	-	-	-
W14×455	-	-	-	-	-	-	-
W14×426	-	-	-	-	-	-	-
W14×398	-	-	-	-	-	-	-
W14×370	-	-	-	-	-	-	-
W14×342	-	-	-	-	-	-	-
W14×311	-	-	-	-	-	-	-
W14×283	-	-	-	-	-	-	-
W14×257	-	-	-	-	-	-	-
W14×233	-	-	-	-	-	-	-
W14×211	-	-	-	-	-	-	-
W14×193	EG	-	-	-	-	-	-
W14×176	EG	-	-	-	-	-	-
W14×159	EG	EG	-	-	-	-	-
W14×145	EG	EG	-	-	-	-	-
W14×132		EG	-	-	-	-	-
W14×120			EG	-	-	-	-
W14×109				-	-	-	-
W14×99					-	-	-
W14×90					-	-	-
W14×82						-	-
W14×74							-
W14×68							
W14×61							
W14×53							
W14×48							
W14×43							
W14×38							
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p style="text-align: center;">Tabla B.2</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	EG	-	-	-	-	-
	W14×500	EG	EG	-	-	-	-
	W14×455	EG	EG	-	-	-	-
	W14×426	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×398	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×370	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×342	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×311	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×283	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×257	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×233	EG	EG	EG	EG	EG	EG
C o l u m n a	W14×211	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×193	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×176	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×159	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×145	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×132	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×120	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×109	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×99	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×90	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×82	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×74	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×68	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×61	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×53	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×48	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×43	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×38	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×34	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×30	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14×26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	EG	-	-	-	-	-
	W14×233	EG	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	EG	EG	-	-	-	-
	W14×193	EG	EG	-	-	-	-
	W14×176	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×159	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×145		EG	EG	EG	-	-
	W14×132			EG	EG	-	-
	W14×120				EG	-	-
	W14×109					EG	-
	W14×99					EG	-
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
W14×43							
W14×38							
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W21×62	W21×55	W21×48	W21×57	W21×50	W21×44
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	-
	W14×159	-	-	-	-	-	-
	W14×145	-	-	-	-	-	-
	W14×132	-	-	-	-	-	-
	W14×120	-	-	-	-	-	-
	W14×109	-	-	-	-	-	-
	W14×99	-	-	-	-	-	-
	W14×90	-	-	-	-	-	-
	W14×82	EG	-	-	-	-	-
	W14×74	EG	EG	-	-	-	-
	W14×68	EG	EG	-	-	-	-
	W14×61	EG	EG	EG	-	-	-
	W14×53	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14×48	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×43	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×38	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14×34	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×30	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

Tabla B.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel						$F_y = 50 \text{ ksi}$	
Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W 18×311	W 18×283	W 18×258	W 18×234	W 18×211	W 18×192	
W 14×730	EG	EG	-	-	-	-	-
W 14×665	EG	EG	EG	-	-	-	-
W 14×605	EG	EG	EG	EG	-	-	-
W 14×550	EG	EG	EG	EG	EG	-	-
W 14×500	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×455	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×426	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×398	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×370	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×342	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×311	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×283	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×257	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×233	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×211	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×193	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×176	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×159	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×145	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×132	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×120	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×109	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×99	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×90	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×82	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×74	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×68	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×61	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×53	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×48	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×43	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×38	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×34	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×30	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W 14×22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	EG

C
o
l
u
m
n
a

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

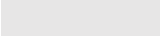
Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W18x175	W18x158	W18x143	W18x130	W18x119	W18x106
	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	EG	-	-	-	-	-
	W14x426	EG	-	-	-	-	-
	W14x398	EG	EG	-	-	-	-
	W14x370	EG	EG	-	-	-	-
	W14x342	EG	EG	EG	-	-	-
	W14x311	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14x283	EG	EG	EG	EG	-	-
	W14x257	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14x233	EG	EG	EG	EG	EG	EG
C o l u m n a	W14x211		EG	EG	EG	EG	EG
	W14x193			EG	EG	EG	EG
	W14x176				EG	EG	EG
	W14x159					EG	EG
	W14x145						EG
	W14x132						EG
	W14x120						
	W14x109						
	W14x99						
	W14x90						
	W14x82						
	W14x74						
	W14x68						
	W14x61						
	W14x53						
	W14x48						
W14x43							
W14x38							
W14x34							
W14x30							
W14x26							
W14x22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W18×97	W18×86	W18×76	W18×71	W18×65	W18×60
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	EG	-	-	-	-	-
	W14×176	EG	-	-	-	-	-
	W14×159	EG	EG	-	-	-	-
	W14×145	EG	EG	-	-	-	-
	W14×132	EG	EG	-	-	-	-
	W14×120	EG	EG	-	-	-	-
	W14×109		EG	EG	-	-	-
	W14×99			EG	EG	-	-
	W14×90				EG	-	-
	W14×82					-	-
	W14×74						-
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in.  $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W18x55	W18x50	W18x46	W18x40	W18x35	W16x100
C o l u m n a	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	-	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	-	-	-	-	-	-
	W14x233	-	-	-	-	-	-
	W14x211	-	-	-	-	-	-
	W14x193	-	-	-	-	-	EG
	W14x176	-	-	-	-	-	EG
	W14x159	-	-	-	-	-	EG
	W14x145	-	-	-	-	-	EG
	W14x132	-	-	-	-	-	EG
	W14x120	-	-	-	-	-	EG
	W14x109	-	-	-	-	-	
	W14x99	-	-	-	-	-	
	W14x90	-	-	-	-	-	
	W14x82	-	-	-	-	-	
	W14x74	-	-	-	-	-	
	W14x68	-	-	-	-	-	
	W14x61		-	-	-	-	
	W14x53			-	-	-	
	W14x48				-	-	
	W14x43	-	-		-	-	
	W14x38	-	-	-	-		
W14x34	-	-	-	-			
W14x30	-	-	-	-			
W14x26	-	-	-	-			
W14x22	-	-	-	-			

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

Tabla B.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W16×89	W16×77	W16×67	W16×57	W16×50	W16×45
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	-
	W14×159	EG	-	-	-	-	-
	W14×145	EG	-	-	-	-	-
	W14×132	EG	-	-	-	-	-
	W14×120	EG	EG	-	-	-	-
	W14×109	EG	EG	-	-	-	-
	W14×99		EG	-	-	-	-
	W14×90		EG	-	-	-	-
	W14×82			-	-	-	-
	W14×74				-	-	-
	W14×68				-	-	-
	W14×61					-	-
	W14×53						-
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>						
Viga						
Sección	W16×40	W16×36	W16×31	W16×26		
W14×730	-	-	-	-		
W14×665	-	-	-	-		
W14×605	-	-	-	-		
W14×550	-	-	-	-		
W14×500	-	-	-	-		
W14×455	-	-	-	-		
W14×426	-	-	-	-		
W14×398	-	-	-	-		
W14×370	-	-	-	-		
W14×342	-	-	-	-		
W14×311	-	-	-	-		
W14×283	-	-	-	-		
W14×257	-	-	-	-		
W14×233	-	-	-	-		
W14×211	-	-	-	-		
W14×193	-	-	-	-		
W14×176	-	-	-	-		
W14×159	-	-	-	-		
W14×145	-	-	-	-		
W14×132	-	-	-	-		
W14×120	-	-	-	-		
W14×109	-	-	-	-		
W14×99	-	-	-	-		
W14×90	-	-	-	-		
W14×82	-	-	-	-		
W14×74	-	-	-	-		
W14×68	-	-	-	-		
W14×61	-	-	-	-		
W14×53	-	-	-	-		
W14×48	-	-	-	-		
W14×43	EG	-	-	-		
W14×38	-	EG	-	-		
W14×34	-	-	-	-		
W14×30	-	-	EG	-		
W14×26	-	-	-	EG		
W14×22	-	-	-	-		

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
	HP18×204						EG
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368	
HP18×204	EG	-	-	-			
HP18×181	EG	-	-	-			
HP18×157			-	-			
HP18×135							
HP16×183		EG	-	-			
HP16×162				-			
HP16×141							
HP16×121							
HP16×101							
HP16×88							
HP14×117							
HP14×102							
HP14×89							
HP14×73							
C o l u m n a							
		W 27×336	W 27×307	W 27×281	W 27×258	W 27×235	W 27×217
	HP18×204						
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 27×194	W 27×178	W 27×161	W 27×146	W 27×129	W 27×114
		HP18×204					EG
	HP18×181						EG
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						EG
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 27×102	W 27×94	W 27×84	W 24×370	W 24×335	W 24×306
	HP18×204	-	-	-			
	HP18×181	-	-	-			
	HP18×157	EG	-	-			
	HP18×135		-	-			
	HP16×183	EG	-	-			
	HP16×162	EG	-	-			
	HP16×141			-			
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 24×279	W 24×250	W 24×229	W 24×207	W 24×192	W 24×176
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 24×162	W 24×146	W 24×131	W 24×117	W 24×104	W 24×103
	HP18×204		EG	EG	EG	-	-
	HP18×181			EG	EG	-	-
	HP18×157					EG	EG
	HP18×135						EG
	HP16×183				EG	EG	EG
	HP16×162					EG	EG
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

Tabla B.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel						Fy = 50 ksi	
Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55	
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	EG	-	-	-	-	-
	HP16×121		EG	-	-	-	-
	HP16×101				-	-	-
	HP16×88					-	-
	HP14×117				-	-	-
	HP14×102					-	-
	HP14×89						-
	HP14×73						
C o l u m n a							
		W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	HP18×204			EG	EG	EG	EG
	HP18×181				EG	EG	EG
	HP18×157						EG
	HP18×135						
	HP16×183				EG	EG	
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
		HP18×204	-	-	-	-	-
	HP18×181	EG	-	-	-	-	-
	HP18×157	EG	-	-	-	-	-
	HP18×135	EG	EG	-	-	-	-
	HP16×183	EG	-	-	-	-	-
	HP16×162	EG	EG	-	-	-	-
	HP16×141		EG	EG	-	-	-
	HP16×121			EG	-	-	-
	HP16×101					-	-
	HP16×88					-	-
	HP14×117					-	-
	HP14×102						-
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	-	-	-	-	-	-
	HP16×121	-	-	-	-	-	-
	HP16×101	-	-	-	-	-	-
	HP16×88	-	-	-	-	-	-
	HP14×117	-	-	-	-	-	-
	HP14×102	-	-	-	-	-	-
	HP14×89	-	-	-	-	-	-
	HP14×73			-		-	-

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 18×311	W 18×283	W 18×258	W 18×234	W 18×211	W 18×192
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 18×175	W 18×158	W 18×143	W 18×130	W 18×119	W 18×106
	HP18×204	EG	EG	EG	EG	EG	-
	HP18×181		EG	EG	EG	EG	-
	HP18×157			EG	EG	EG	EG
	HP18×135					EG	EG
	HP16×183			EG	EG	EG	EG
	HP16×162				EG	EG	EG
	HP16×141					EG	EG
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

<p align="center">Tabla B.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Capacidad – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W16×89	W16×77	W16×67	W16×57	W16×50	W16×45	
HP18×204	-	-	-	-	-	-	
HP18×181	-	-	-	-	-	-	
HP18×157	-	-	-	-	-	-	
HP18×135	-	-	-	-	-	-	
HP16×183	-	-	-	-	-	-	
HP16×162	-	-	-	-	-	-	
HP16×141	-	-	-	-	-	-	
HP16×121	EG	-	-	-	-	-	
HP16×101	EG	-	-	-	-	-	
HP16×88		EG	-	-	-	-	
HP14×117	EG	-	-	-	-	-	
HP14×102		EG	-	-	-	-	
HP14×89			-	-	-	-	
HP14×73			-	-	-	-	
C o l u m n a							
		W16×40	W16×36	W16×31	W16×26		
	HP18×204	-	-	-	-		
	HP18×181	-	-	-	-		
	HP18×157	-	-	-	-		
	HP18×135	-	-	-	-		
	HP16×183	-	-	-	-		
	HP16×162	-	-	-	-		
	HP16×141	-	-	-	-		
	HP16×121	-	-	-	-		
	HP16×101	-	-	-	-		
	HP16×88	-	-	-	-		
	HP14×117	-	-	-	-		
	HP14×102	-	-	-	-		
	HP14×89	-	-	-	-		
	HP14×73	-	-	-	-		

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla B.2.

- (1) La zona del panel consiste en una conexión interna con dos vigas de igual sección.
- (2) La intensidad de la carga axial última en las columnas no es alta.
- (3) La deformación inelástica de la zona del panel sobre la estabilidad del marco se considera en el análisis.
- (4) El espesor mínimo requerido en esta tabla garantiza que la zona del panel tiene una resistencia nominal inelástica mayor que la capacidad máxima esperada de las vigas que se conectan al panel.

ANEXO C
Estudio paramétrico
Diseño por Resistencia

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235
C o l u m n a	W 14×730	EG	EG	3 1/2 °	2 3/4 *	2 *	1 3/8
	W 14×665	EG	EG	EG	3 *	2 1/4 *	1 3/4
	W 14×605			EG	3 1/4 *	-	2 *
	W 14×550				3 1/2 °	-	2 1/4 *
	W 14×500					-	2 1/2 *
	W 14×455						2 3/4 *
	W 14×426						3 *
	W 14×398						
	W 14×370						
	W 14×342						
	W 14×311						
	W 14×283						
	W 14×257						
	W 14×233						
	W 14×211						
	W 14×193						
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124	
W 14×730	13/16	-	-	-	-	-	-
W 14×665	1 1/8	11/16	-	-	-	-	-
W 14×605	-	-	9/16	-	-	-	-
W 14×550	1 3/4	1 1/4	-	-	-	-	-
W 14×500	2 *	1 1/2	-	3/8	-	-	-
W 14×455	2 1/8 *	1 3/4	-	-	-	-	-
W 14×426	-	1 7/8	1 1/2	3/4	3/8	-	-
W 14×398	2 1/2 *	2 *	1 5/8	-	-	-	-
W 14×370		2 1/8 *	1 3/4	-	11/16	1/2	
W 14×342			1 7/8	1 1/4	13/16	-	
W 14×311				1 3/8	1	13/16	
W 14×283				1 1/2	1 1/8	1	
W 14×257					1 1/4	1 1/8	
W 14×233						1 1/4	
W 14×211							
W 14×193							
W 14×176							
W 14×159							
W 14×145							
W 14×132							
W 14×120							
W 14×109							
W 14×99							
W 14×90							
W 14×82							
W 14×74							
W 14×68							
W 14×61							
W 14×53							
W 14×48							
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

C
o
l
u
m
n
a

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	-		EG
	W 14×665	-	-	-	-		EG
	W 14×605	-	-	-	-		EG
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	5/16	-	-	-		
	W 14×342	-	-	-	-		
	W 14×311	5/8	7/16	-	-		
	W 14×283	13/16	-	3/8	3/16		
	W 14×257	-	-	1/2	5/16		
	W 14×233	-	7/8	-	-		
	W 14×211	-	1	3/4	-		
	W 14×193		1 1/8	7/8	11/16		
	W 14×176			-	-		
	W 14×159				7/8		
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W27×336	W27×307	W27×281	W27×258	W27×235	W27×217	
W14×730	EG	-	2 1/2 *	2 *	-	-	
W14×665	EG	3 1/2 °	2 3/4 *	2 1/4 *	1 3/4	1 3/8	
W14×605	EG	EG	-	2 1/2 *	2 *	1 5/8	
W14×550	EG	EG	3 1/2 °	-	-	1 7/8	
W14×500		EG	EG	3 *	2 1/2 *	2 1/8 *	
W14×455				3 1/4 *	2 3/4 *	-	
W14×426				3 1/2 °	3 *	2 1/2 *	
W14×398					3 *	2 3/4 *	
W14×370						-	
W14×342							
W14×311							
W14×283							
W14×257							
W14×233							
W14×211							
W14×193							
W14×176							
W14×159							
W14×145							
W14×132							
W14×120							
W14×109							
W14×99							
W14×90							
W14×82							
W14×74							
W14×68							
W14×61							
W14×53							
W14×48							
W14×43							
W14×38							
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

C
o
l
u
m
n
a

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p style="text-align: center;">Tabla C.1</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W27×194	W27×178	W27×161	W27×146	W27×129	W27×114
C o l u m n a	W14×730	1/2	-	-	-	-	-
	W14×665	13/16	-	-	-	-	-
	W14×605	1 1/8	11/16	5/16	-	-	-
	W14×550	1 3/8	1	-	1/4	-	-
	W14×500	1 5/8	1 1/4	13/16	1/2	-	-
	W14×455	1 7/8	-	-	-	-	-
	W14×426	2 *	1 5/8	1 1/4	7/8	3/8	-
	W14×398	2 1/8 *	1 3/4	1 3/8	1	-	-
	W14×370	2 1/4 *	1 7/8	1 1/2	-	11/16	5/16
	W14×342	2 1/2 *	2 1/8 *	-	1 3/8	13/16	-
	W14×311		2 1/4 *	1 7/8	1 1/2	1	5/8
	W14×283			2 *	1 5/8	1 1/8	13/16
	W14×257				1 3/4	1 1/4	-
	W14×233					-	-
	W14×211						-
	W14×193						-
	W14×176						
	W14×159						
	W14×145						
	W14×132						
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 27×102	W 27×94	W 27×84	W 24×370	W 24×335	W 24×306
C o l u m n a	W 14×730	-	-	-	EG	EG	3 *
	W 14×665	-	-	-	EG	EG	-
	W 14×605	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×550	-	-	-	EG	EG	EG
	W 14×500	-	-	-		EG	EG
	W 14×455	-	-	-			EG
	W 14×426	-	-	-			
	W 14×398	-	-	-			
	W 14×370	-	-	-			
	W 14×342	-	-	-			
	W 14×311	3/8	3/16	-			
	W 14×283	-	-	-			
	W 14×257	-	-	-			
	W 14×233	13/16	5/8	-			
	W 14×211	-	3/4	1/2			
	W 14×193	-	7/8	5/8			
	W 14×176	1 1/8	-	11/16			
	W 14×159		-	13/16			
	W 14×145			7/8			
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 24×279	W 24×250	W 24×229	W 24×207	W 24×192	W 24×176
	W14×730	2 1/2 *	1 3/4	-	-	7/16	-
	W14×665	2 3/4 *	2 1/8 *	1 5/8	1 1/8	3/4	-
	W14×605	3 *	-	1 7/8	1 3/8	-	11/16
	W14×550	3 1/4 *	2 3/4 *	2 1/4 *	-	-	1
	W14×500	3 1/2 °	3 *	-	1 7/8	-	1 1/4
	W14×455	EG	3 1/4 *	-	2 1/8 *	1 3/4	-
	W14×426	EG	3 1/4 *	2 3/4 *	2 1/4 *	2 *	1 5/8
	W14×398		3 1/2 °	3 *	2 1/2 *	2 1/8 *	1 3/4
	W14×370			-	-	2 1/4 *	1 7/8
	W14×342				2 3/4 *	-	2 1/8 *
	W14×311					2 1/2 *	2 1/4 *
	W14×283						-
	W14×257						
	W14×233						
C o l u m n a	W14×211						
	W14×193						
	W14×176						
	W14×159						
	W14×145						
	W14×132						
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
Sección	W 24×162	W 24×146	W 24×131	W 24×117	W 24×104	W 24×103	
W 14×730	-	-	-	-	-	-	-
W 14×665	-	-	-	-	-	-	-
W 14×605	3/8	-	-	-	-	-	-
W 14×550	-	-	-	-	-	-	-
W 14×500	7/8	1/2	-	-	-	-	-
W 14×455	1 1/8	3/4	3/8	-	-	-	-
W 14×426	1 1/4	7/8	-	-	-	-	-
W 14×398	-	-	11/16	-	-	-	-
W 14×370	1 5/8	-	13/16	1/2	-	-	-
W 14×342	1 3/4	1 3/8	1	-	-	-	-
W 14×311	1 7/8	1 1/2	1 1/8	13/16	-	-	7/16
W 14×283	2 *	-	-	1	11/16	-	-
W 14×257	2 1/8 *	-	-	1 1/8	13/16	-	-
W 14×233		2 *	1 5/8	1 1/4	-	-	7/8
W 14×211			1 3/4	1 3/8	-	-	1
W 14×193				1 1/2	-	-	1 1/8
W 14×176					1 1/4	-	-
W 14×159						-	1 1/4
W 14×145							
W 14×132							
W 14×120							
W 14×109							
W 14×99							
W 14×90							
W 14×82							
W 14×74							
W 14×68							
W 14×61							
W 14×53							
W 14×48							
W 14×43							
W 14×38							
W 14×34							
W 14×30							
W 14×26							
W 14×22							

C
o
l
u
m
n
a

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	11/16	7/16	1/4	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	-	9/16	-	3/16	-	-
	W14×193	7/8	-	-	-	-	-
	W14×176	1	3/4	9/16	3/8	-	-
	W14×159	-	-	-	-	-	-
	W14×145	-	-	3/4	9/16	3/8	-
	W14×132		1	-	5/8	-	-
	W14×120			7/8	11/16	1/2	-
	W14×109				3/4	9/16	-
	W14×99					5/8	-
	W14×90					11/16	-
	W14×82						7/16
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	7/8	1/2	-	-	-
	W14×550	1 5/8	-	13/16	-	-	-
	W14×500	1 7/8	1 3/8	1	-	-	-
	W14×455	2 1/8 *	1 5/8	1 1/4	3/4	7/16	3/16
	W14×426	2 1/4 *	1 3/4	1 3/8	-	-	-
	W14×398	-	2 *	-	-	3/4	1/2
	W14×370	2 1/2 *	2 1/8 *	1 3/4	1 1/4	7/8	-
	W14×342	2 3/4 *	2 1/4 *	1 7/8	1 3/8	-	13/16
	W14×311	-	-	2 *	1 1/2	-	1
	W14×283	3 *	-	2 1/4 *	1 3/4	1 3/8	1 1/8
	W14×257		2 3/4 *	-	1 7/8	1 1/2	1 1/4
	W14×233			2 1/2 *	2 *	1 5/8	-
C o l u m n a	W14×211				2 1/8 *	1 3/4	1 1/2
	W14×193					1 7/8	1 5/8
	W14×176						1 3/4
	W14×159						
	W14×145						
	W14×132						
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	9/16	-	-	-	-	-
	W14×311	3/4	1/2	-	-	-	-
	W14×283	7/8	-	-	-	-	-
	W14×257	1	13/16	1/2	-	-	-
	W14×233	-	-	5/8	-	-	-
	W14×211	-	-	3/4	-	-	-
	W14×193	1 3/8	-	7/8	-	7/16	-
	W14×176	1 1/2	1 1/4	-	3/4	-	-
	W14×159	1 5/8	1 3/8	-	13/16	5/8	1/2
	W14×145		-	1 1/8	-	11/16	-
	W14×132			-	-	3/4	5/8
	W14×120				-	13/16	-
	W14×109					-	13/16
	W14×99					-	-
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>								
<p align="center">Viga</p>								
	Sección	W21×62	W21×55	W21×48	W21×57	W21×50	W21×44	
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-	
	W14×665	-	-	-	-	-	-	
	W14×605	-	-	-	-	-	-	
	W14×550	-	-	-	-	-	-	
	W14×500	-	-	-	-	-	-	
	W14×455	-	-	-	-	-	-	
	W14×426	-	-	-	-	-	-	
	W14×398	-	-	-	-	-	-	
	W14×370	-	-	-	-	-	-	
	W14×342	-	-	-	-	-	-	
	W14×311	-	-	-	-	-	-	
	W14×283	-	-	-	-	-	-	
	W14×257	-	-	-	-	-	-	
	W14×233	-	-	-	-	-	-	
	W14×211	-	-	-	-	-	-	
	W14×193	3/16	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	-	-
	W14×159	3/8	-	-	-	-	-	-
	W14×145	-	-	-	5/16	-	-	-
	W14×132	1/2	-	-	-	3/16	-	-
	W14×120	9/16	-	-	7/16	-	-	-
	W14×109	-	1/2	-	1/2	-	-	-
	W14×99	11/16	-	3/8	9/16	-	-	-
	W14×90	3/4	5/8	7/16	5/8	-	5/16	-
	W14×82		1/2	-	-	3/8	-	-
	W14×74			-		7/16	5/16	-
	W14×68			-		1/2	-	-
	W14×61							-
	W14×53							
	W14×48							
	W14×43							
	W14×38							
W14×34								
W14×30								
W14×26								
W14×22								

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

Tabla C.1							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel						$F_y = 50 \text{ ksi}$	
Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W18×311	W18×283	W18×258	W18×234	W18×211	W18×192
C o l u m n a	W14×730	3 1/4 *	-	2 *	1 1/2	-	-
	W14×665	EG	3 *	-	1 7/8	1 1/4	13/16
	W14×605	EG	3 1/4 *	-	2 1/8 *	-	1 1/8
	W14×550	EG	3 1/2 °	3 *	-	1 7/8	1 3/8
	W14×500	EG	EG	3 1/4 *	-	2 1/8 *	1 5/8
	W14×455	EG	EG	3 1/2 °	-	2 1/4 *	1 7/8
	W14×426	EG	EG	3 1/2 °	3 *	2 1/2 *	2 *
	W14×398	EG	EG	EG	3 1/4 *	-	2 1/8 *
	W14×370		EG	EG	3 1/4 *	2 3/4 *	-
	W14×342			EG	3 1/2 °	3 *	2 1/2 *
	W14×311				EG	-	-
	W14×283					3 1/4 *	2 3/4 *
	W14×257						3 *
	W14×233						
	W14×211						
	W14×193						
	W14×176						
	W14×159						
	W14×145						
	W14×132						
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
W14×34							
W14×30							
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W18×175	W18×158	W18×143	W18×130	W18×119	W18×106
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	7/16	-	-	-	-	-
	W14×605	3/4	-	-	-	-	-
	W14×550	1	5/8	-	-	-	-
	W14×500	1 1/4	7/8	1/2	-	-	-
	W14×455	1 1/2	-	3/4	-	-	-
	W14×426	1 5/8	1 1/4	-	-	5/16	-
	W14×398	1 3/4	1 3/8	-	3/4	-	-
	W14×370	2 *	1 1/2	-	7/8	5/8	5/16
	W14×342	2 1/8 *	1 3/4	1 3/8	-	-	-
	W14×311	2 1/4 *	1 7/8	1 1/2	-	-	5/8
	W14×283	2 1/2 *	2 *	-	1 3/8	1 1/8	-
	W14×257	2 1/2 *	2 1/8 *	-	1 1/2	1 1/4	-
	W14×233	2 3/4 *	2 1/4 *	2 *	1 5/8	1 3/8	-
C o l u m n a	W14×211		-	2 1/8 *	1 3/4	1 1/2	-
	W14×193			2 1/8 *	1 7/8	1 5/8	-
	W14×176				2 *	-	1 3/8
	W14×159					1 3/4	1 1/2
	W14×145						-
	W14×132						1 5/8
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W18×97	W18×86	W18×76	W18×71	W18×65	W18×60
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	7/16	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	7/8	5/8	3/8	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	1	3/4	1/2	-	-	-
	W14×193	1 1/8	13/16	-	-	-	-
	W14×176	-	-	11/16	1/2	-	1/4
	W14×159	1 1/4	1	13/16	-	-	-
	W14×145	1 3/8	1 1/8	7/8	11/16	-	7/16
	W14×132	1 3/8	1 1/8	-	-	-	1/2
	W14×120	1 1/2	1 1/4	1	13/16	-	9/16
	W14×109		-	-	7/8	3/4	-
	W14×99			1 1/8	-	13/16	11/16
	W14×90				1	7/8	3/4
	W14×82					3/4	11/16
	W14×74						3/4
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W18×55	W18×50	W18×46	W18×40	W18×35	W16×100
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	11/16
	W14×257	-	-	-	-	-	13/16
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	1 1/4
	W14×159	1/4	-	-	-	-	1 3/8
	W14×145	-	-	-	-	-	-
	W14×132	3/8	1/4	-	-	-	1 1/2
	W14×120	7/16	-	-	-	-	-
	W14×109	-	-	-	-	-	-
	W14×99	9/16	-	-	-	-	-
	W14×90	5/8	-	-	-	-	-
	W14×82	9/16	7/16	5/16	3/16	-	-
	W14×74	5/8	1/2	-	-	-	-
	W14×68	11/16	9/16	7/16	5/16	3/16	-
	W14×61	-	5/8	1/2	3/8	-	-
	W14×53	-	-	-	3/8	1/4	-
	W14×48	-	-	-	-	-	-
	W14×43	-	-	-	-	-	-
	W14×38	-	-	-	-	-	-
W14×34	-	-	-	-	-	-	
W14×30	-	-	-	-	-	-	
W14×26	-	-	-	-	-	-	
W14×22	-	-	-	-	-	-	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W16x89	W16x77	W16x67	W16x57	W16x50	W16x45
C o l u m n a	W14x730	-	-	-	-	-	-
	W14x665	-	-	-	-	-	-
	W14x605	-	-	-	-	-	-
	W14x550	-	-	-	-	-	-
	W14x500	-	-	-	-	-	-
	W14x455	-	-	-	-	-	-
	W14x426	-	-	-	-	-	-
	W14x398	-	-	-	-	-	-
	W14x370	-	-	-	-	-	-
	W14x342	-	-	-	-	-	-
	W14x311	1/4	-	-	-	-	-
	W14x283	-	-	-	-	-	-
	W14x257	9/16	-	-	-	-	-
	W14x233	11/16	-	3/16	-	-	-
	W14x211	13/16	-	5/16	-	-	-
	W14x193	-	-	-	-	-	-
	W14x176	1	3/4	1/2	-	-	-
	W14x159	1 1/8	13/16	-	-	-	-
	W14x145	-	-	11/16	3/8	-	-
	W14x132	1 1/4	-	3/4	7/16	-	-
	W14x120	-	-	13/16	1/2	-	-
	W14x109	1 3/8	1 1/8	7/8	-	7/16	-
	W14x99		-	-	5/8	-	3/8
	W14x90		1 1/4	1	11/16	-	7/16
	W14x82			-	-	7/16	-
	W14x74				11/16	-	-
	W14x68				3/4	9/16	-
	W14x61					5/8	1/2
W14x53						-	
W14x48							
W14x43							
W14x38							
W14x34							
W14x30							
W14x26							
W14x22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>						
Viga						
Sección	W16×40	W16×36	W16×31	W16×26		
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	
	W14×665	-	-	-	-	
	W14×605	-	-	-	-	
	W14×550	-	-	-	-	
	W14×500	-	-	-	-	
	W14×455	-	-	-	-	
	W14×426	-	-	-	-	
	W14×398	-	-	-	-	
	W14×370	-	-	-	-	
	W14×342	-	-	-	-	
	W14×311	-	-	-	-	
	W14×283	-	-	-	-	
	W14×257	-	-	-	-	
	W14×233	-	-	-	-	
	W14×211	-	-	-	-	
	W14×193	-	-	-	-	
	W14×176	-	-	-	-	
	W14×159	-	-	-	-	
	W14×145	-	-	-	-	
	W14×132	-	-	-	-	
	W14×120	-	-	-	-	
	W14×109	-	-	-	-	
	W14×99	-	-	-	-	
	W14×90	5/16	-	-	-	
	W14×82	-	-	-	-	
	W14×74	5/16	-	-	-	
	W14×68	-	1/4	-	-	
	W14×61	-	-	-	-	
	W14×53	-	-	-	-	
	W14×48	7/16	-	-	-	
	W14×43		3/8	-	-	
	W14×38			-	-	
W14×34			1/4	-		
W14×30				-		
W14×26						
W14×22						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1 Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel $F_y = 50 \text{ ksi}$</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
	HP18×204						3/4
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368
		HP18×204	9/16	-	-	-	
	HP18×181	3/4	-	-	1/4		
	HP18×157			9/16	7/16		
	HP18×135						
	HP16×183		11/16	-	5/16		
	HP16×162				-		
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 27×336	W 27×307	W 27×281	W 27×258	W 27×235	W 27×217
	HP18×204						
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
C o l u m n a	Sección	W27×194	W27×178	W27×161	W27×146	W27×129	W27×114
		HP18×204					7/8
	HP18×181						3/4
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						7/8
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W27×102	W27×94	W27×84	W24×370	W24×335	W24×306
	HP18×204	3/8	-	-			
	HP18×181	-	3/8	3/16			
	HP18×157	-	9/16	-			
	HP18×135		11/16	1/2			
	HP16×183	5/8	-	-			
	HP16×162	13/16	5/8	-			
	HP16×141			9/16			
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 24×279	W 24×250	W 24×229	W 24×207	W 24×192	W 24×176
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 24×162	W 24×146	W 24×131	W 24×117	W 24×104	W 24×103
	HP18×204		-	1	3/4	1/2	-
	HP18×181			-	-	-	-
	HP18×157					13/16	3/4
	HP18×135						-
	HP16×183				-	-	11/16
	HP16×162					-	-
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
C o l u m n a	Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55
		HP18×204	1/4	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	3/4	-	-	-	-	-
	HP16×183	1/2	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	7/16	-	-	-	-
	HP16×141	13/16	-	7/16	1/4	-	-
	HP16×121		3/4	-	-	-	-
	HP16×101				9/16	-	-
	HP16×88					1/2	-
	HP14×117				7/16	-	-
	HP14×102					-	-
	HP14×89						5/16
	HP14×73						
		W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	HP18×204			1 3/4	1 3/8	-	7/8
	HP18×181				1 1/2	1 1/4	-
	HP18×157						1 1/4
	HP18×135						
	HP16×183					-	-
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
C o l u m n a	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
		HP18×204	11/16	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	1	13/16	9/16	3/8	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	1	3/4	-	-	-	-
	HP16×162	1 1/8	-	5/8	-	-	-
	HP16×141		-	13/16	-	-	-
	HP16×121			-	3/4	-	7/16
	HP16×101					-	5/8
	HP16×88						-
	HP14×117					9/16	-
	HP14×102						-
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	-	-	-	-	-	-
	HP16×121	-	-	-	-	-	-
	HP16×101	-	5/16	-	-	-	-
	HP16×88	-	7/16	-	7/16	-	-
	HP14×117	5/16	-	-	-	-	-
	HP14×102	7/16	-	-	-	-	-
	HP14×89	9/16	-	-	-	1/4	-
	HP14×73			3/8		-	1/4

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W18×311	W18×283	W18×258	W18×234	W18×211	W18×192
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W18×175	W18×158	W18×143	W18×130	W18×119	W18×106
	HP18×204	-	1 5/8	-	-	13/16	9/16
	HP18×181		1 3/4	1 1/2	1 1/4	1	3/4
	HP18×157			-	1 3/8	-	-
	HP18×135					-	-
	HP16×183			1 3/4	-	-	7/8
	HP16×162				1 5/8	-	-
	HP16×141					1 1/2	-
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W18×97	W18×86	W18×76	W18×71	W18×65	W18×60
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	3/8	-	-	-	-
	HP18×157	3/4	-	-	3/16	-	-
	HP18×135	-	11/16	1/2	-	-	-
	HP16×183	11/16	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	3/8	-	-	-
	HP16×141	1	-	9/16	-	-	-
	HP16×121	-	-	11/16	-	-	-
	HP16×101		1 1/8	7/8	11/16	9/16	-
	HP16×88				13/16	-	9/16
	HP14×117		1	3/4	9/16	-	5/16
	HP14×102			7/8	11/16	-	7/16
	HP14×89					-	9/16
	HP14×73						
	C o l u m n a						
		W18×55	W18×50	W18×46	W18×40	W18×35	W16×100
HP18×204		-	-	-	-	-	-
HP18×181		-	-	-	-	-	-
HP18×157		-	-	-	-	-	13/16
HP18×135		-	-	-	-	-	1
HP16×183		-	-	-	-	-	-
HP16×162		-	-	-	-	-	-
HP16×141		-	-	-	-	-	1 1/8
HP16×121		3/16	-	-	-	-	1 1/4
HP16×101		-	-	-	-	-	
HP16×88		-	-	-	-	-	
HP14×117		3/16	-	-	-	-	
HP14×102		5/16	-	-	-	-	
HP14×89		7/16	5/16	-	-	-	
HP14×73	9/16	-	-	-	-		

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

<p align="center">Tabla C.1</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis sin deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
Sección	W16×89	W16×77	W16×67	W16×57	W16×50	W16×45	
HP18×204	-	-	-	-	-	-	
HP18×181	7/16	-	-	-	-	-	
HP18×157	5/8	3/8	3/16	-	-	-	
HP18×135	3/4	-	-	-	-	-	
HP16×183	-	-	-	-	-	-	
HP16×162	11/16	-	-	-	-	-	
HP16×141	7/8	-	3/8	-	-	-	
HP16×121	1	3/4	-	-	-	-	
HP16×101	-	-	11/16	-	1/4	-	
HP16×88		1	13/16	-	3/8	-	
HP14×117	-	13/16	9/16	1/4	-	-	
HP14×102		-	11/16	3/8	-	-	
HP14×89			13/16	1/2	-	-	
HP14×73				5/8	-	-	
C o l u m n a							
		W16×40	W16×36	W16×31	W16×26		
	HP18×204	-	-	-	-		
	HP18×181	-	-	-	-		
	HP18×157	-	-	-	-		
	HP18×135	-	-	-	-		
	HP16×183	-	-	-	-		
	HP16×162	-	-	-	-		
	HP16×141	-	-	-	-		
	HP16×121	-	-	-	-		
	HP16×101	-	-	-	-		
	HP16×88	-	-	-	-		
	HP14×117	-	-	-	-		
	HP14×102	-	-	-	-		
	HP14×89	-	-	-	-		
	HP14×73	1/4	-	-	-		

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.1.

- (1) La zona del panel consiste en una conexión interna con dos vigas de igual sección.
- (2) La intensidad de la carga axial última en las columnas no es alta.
- (3) La deformación inelástica de la zona del panel sobre la estabilidad del marco no se considera en el análisis.
- (4) El espesor mínimo requerido en esta tabla garantiza que la zona del panel tiene una resistencia de diseño elástica mayor que la resistencia nominal de las vigas que se conectan al panel.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235
	W 14×730	2 3/4 *	1 7/8	1 1/8	-	-	-
	W 14×665	3 1/4 *	2 1/2 *	1 3/4	1	-	-
	W 14×605			-	1 1/2	13/16	-
	W 14×550				2 1/8 *	1 3/8	3/4
	W 14×500					-	1 1/4
	W 14×455						1 5/8
	W 14×426						1 7/8
	W 14×398						
	W 14×370						
	W 14×342						
	W 14×311						
	W 14×283						
	W 14×257						
	W 14×233						
C o l u m n a	W 14×211						
	W 14×193						
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	-	-	-	-	-	-
	W 14×550	-	-	-	-	-	-
	W 14×500	5/8	-	-	-	-	-
	W 14×455	-	9/16	-	-	-	-
	W 14×426	-	13/16	-	-	-	-
	W 14×398	-	1 1/8	11/16	-	-	-
	W 14×370		1 3/8	-	-	-	-
	W 14×342			-	1/2	-	-
	W 14×311				3/4	3/8	-
	W 14×283				1	5/8	7/16
	W 14×257					-	-
	W 14×233						7/8
C o l u m n a	W 14×211						
	W 14×193						
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368
	W 14×730	-	-	-	-		2 *
	W 14×665	-	-	-	-		-
	W 14×605	-	-	-	-		3 1/4 *
	W 14×550	-	-	-	-		
	W 14×500	-	-	-	-		
	W 14×455	-	-	-	-		
	W 14×426	-	-	-	-		
	W 14×398	-	-	-	-		
	W 14×370	-	-	-	-		
	W 14×342	-	-	-	-		
	W 14×311	-	-	-	-		
	W 14×283	1/4	-	-	-		
	W 14×257	-	-	-	-		
	W 14×233	11/16	1/2	-	-		
C o l u m n a	W 14×211	7/8	11/16	7/16	-		
	W 14×193		13/16	-	-		
	W 14×176			3/4	9/16		
	W 14×159				11/16		
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W27x336	W27x307	W27x281	W27x258	W27x235	W27x217
	W14x730	1 1/4	-	-	-	-	-
	W14x665	1 7/8	1 1/4	5/8	-	-	-
	W14x605	2 1/2 *	1 7/8	-	5/8	-	-
	W14x550	3 *	-	1 3/4	-	-	-
	W14x500		-	2 1/4 *	1 5/8	1 1/8	-
	W14x455				2 1/8 *	-	1 1/8
	W14x426				-	1 7/8	1 3/8
	W14x398					2 1/8 *	-
	W14x370						2 *
	W14x342						
	W14x311						
	W14x283						
	W14x257						
	W14x233						
C o l u m n a	W14x211						
	W14x193						
	W14x176						
	W14x159						
	W14x145						
	W14x132						
	W14x120						
	W14x109						
	W14x99						
	W14x90						
	W14x82						
	W14x74						
	W14x68						
	W14x61						
	W14x53						
	W14x48						
	W14x43						
	W14x38						
	W14x34						
	W14x30						
W14x26							
W14x22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p style="text-align: center;">Tabla C.2</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W27×194	W27×178	W27×161	W27×146	W27×129	W27×114
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	7/8	-	-	-	-	-
	W14×398	1 1/8	-	-	-	-	-
	W14×370	1 3/8	1	5/8	1/4	-	-
	W14×342	-	1 1/4	7/8	-	-	-
	W14×311		-	-	13/16	5/16	-
	W14×283			-	-	9/16	-
	W14×257				-	13/16	7/16
	W14×233					1	-
C o l u m n a	W14×211						-
	W14×193						1
	W14×176						
	W14×159						
	W14×145						
	W14×132						
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 27×102	W 27×94	W 27×84	W 24×370	W 24×335	W 24×306
	W 14×730	-	-	-	1 7/8	1	5/16
	W 14×665	-	-	-	2 1/2 *	1 3/4	1
	W 14×605	-	-	-	-	2 1/4 *	1 5/8
	W 14×550	-	-	-	EG	-	2 1/8 *
	W 14×500	-	-	-		-	-
	W 14×455	-	-	-			-
	W 14×426	-	-	-			
	W 14×398	-	-	-			
	W 14×370	-	-	-			
	W 14×342	-	-	-			
	W 14×311	-	-	-			
	W 14×283	-	-	-			
	W 14×257	-	-	-			
	W 14×233	-	-	-			
C o l u m n a	W 14×211	9/16	-	-			
	W 14×193	3/4	9/16	5/16			
	W 14×176	7/8	11/16	7/16			
	W 14×159		13/16	-			
	W 14×145			11/16			
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W 24×279	W 24×250	W 24×229	W 24×207	W 24×192	W 24×176
	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	-	-	-	-	-	-
	W 14×550	-	7/8	-	-	-	-
	W 14×500	2 *	1 3/8	-	5/16	-	-
	W 14×455	2 1/2 *	-	-	3/4	-	-
	W 14×426	2 3/4 *	2 1/8 *	-	-	11/16	-
	W 14×398		-	1 7/8	1 3/8	1	5/8
	W 14×370			2 1/8 *	1 5/8	1 1/4	-
	W 14×342				1 7/8	1 1/2	-
	W 14×311					1 7/8	1 1/2
	W 14×283						1 3/4
	W 14×257						
	W 14×233						
C o l u m n a	W 14×211						
	W 14×193						
	W 14×176						
	W 14×159						
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p style="text-align: center;">Tabla C.2</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W 24×162	W 24×146	W 24×131	W 24×117	W 24×104	W 24×103
	W 14×730	-	-	-	-	-	-
	W 14×665	-	-	-	-	-	-
	W 14×605	-	-	-	-	-	-
	W 14×550	-	-	-	-	-	-
	W 14×500	-	-	-	-	-	-
	W 14×455	-	-	-	-	-	-
	W 14×426	-	-	-	-	-	-
	W 14×398	-	-	-	-	-	-
	W 14×370	9/16	-	-	-	-	-
	W 14×342	7/8	-	-	-	-	-
	W 14×311	1 1/8	3/4	3/8	-	-	-
	W 14×283	-	-	-	5/16	-	-
	W 14×257	1 5/8	1 1/4	7/8	9/16	1/4	-
	W 14×233		1 1/2	1 1/8	13/16	1/2	-
C o l u m n a	W 14×211			-	1	11/16	-
	W 14×193				1 1/8	-	3/4
	W 14×176					1	7/8
	W 14×159						-
	W 14×145						
	W 14×132						
	W 14×120						
	W 14×109						
	W 14×99						
	W 14×90						
	W 14×82						
	W 14×74						
	W 14×68						
	W 14×61						
	W 14×53						
	W 14×48						
	W 14×43						
	W 14×38						
	W 14×34						
	W 14×30						
W 14×26							
W 14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p style="text-align: center;">Tabla C.2</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	9/16	5/16	-	-	-	-
	W14×176	11/16	-	-	-	-	-
	W14×159	-	5/8	-	-	-	-
	W14×145	-	3/4	-	-	-	-
	W14×132		13/16	5/8	7/16	-	-
	W14×120			-	-	-	3/16
	W14×109				-	7/16	-
	W14×99					-	-
	W14×90					-	7/16
	W14×82						-
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	9/16	-	-	-	-	-
	W14×426	-	3/8	-	-	-	-
	W14×398	1 1/8	11/16	-	-	-	-
	W14×370	-	1	-	-	-	-
	W14×342	1 3/4	1 1/4	7/8	3/8	-	-
	W14×311	2 *	1 5/8	-	11/16	-	-
	W14×283	-	1 7/8	1 1/2	1	5/8	-
	W14×257		2 1/8 *	1 3/4	1 1/4	7/8	5/8
	W14×233			2 *	1 1/2	1 1/8	7/8
C o l u m n a	W14×211				1 5/8	-	1 1/8
	W14×193					1 1/2	1 1/4
	W14×176						1 3/8
	W14×159						
	W14×145						
	W14×132						
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

Tabla C.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel							$F_y = 50 \text{ ksi}$
Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	7/8	5/8	5/16	-	-	-
	W14×193	1	-	1/2	-	-	-
	W14×176	-	-	5/8	-	-	-
	W14×159	-	-	13/16	9/16	-	1/4
	W14×145		-	-	11/16	-	3/8
	W14×132			1	3/4	9/16	7/16
	W14×120				7/8	-	9/16
	W14×109					3/4	-
	W14×99					-	3/4
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W21×62	W21×55	W21×48	W21×57	W21×50	W21×44
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	-	-	-	-	-	-
	W14×159	-	-	-	-	-	-
	W14×145	-	-	-	-	-	-
	W14×132	-	-	-	-	-	-
	W14×120	-	-	-	-	-	-
	W14×109	-	-	3/16	3/8	-	-
	W14×99	-	7/16	1/4	7/16	-	-
	W14×90	11/16	1/2	-	-	-	-
	W14×82	EG	-	1/4	7/16	-	-
	W14×74	EG	EG	-	EG	-	-
	W14×68	EG	EG	-	EG	-	-
	W14×61	EG	EG	EG	EG	EG	-
	W14×53	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×48	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×43	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	W14×38	EG	EG	EG	EG	EG	EG
W14×34	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×30	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×26	EG	EG	EG	EG	EG	EG	
W14×22	EG	EG	EG	EG	EG	EG	

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W18×311	W18×283	W18×258	W18×234	W18×211	W18×192
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	3/4	-	-	-	-	-
	W14×605	-	11/16	-	-	-	-
	W14×550	2 1/8 *	-	-	-	-	-
	W14×500	-	1 7/8	1 1/4	11/16	-	-
	W14×455	3 *	-	1 3/4	-	5/8	-
	W14×426	-	-	2 1/8 *	1 1/2	-	-
	W14×398	EG	3 *	-	-	1 1/4	-
	W14×370		3 1/4 *	2 3/4 *	2 1/8 *	-	1 1/8
	W14×342			3 *	2 1/2 *	1 7/8	1 3/8
	W14×311				2 3/4 *	2 1/4 *	1 3/4
	W14×283					2 1/2 *	2 *
	W14×257						2 1/4 *
	W14×233						
C o l u m n a	W14×211						
	W14×193						
	W14×176						
	W14×159						
	W14×145						
	W14×132						
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W18×175	W18×158	W18×143	W18×130	W18×119	W18×106
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	11/16	-	-	-	-	-
	W14×342	1	9/16	-	-	-	-
	W14×311	-	-	9/16	-	-	-
	W14×283	1 5/8	1 1/4	7/8	-	-	-
	W14×257	1 7/8	1 1/2	1 1/8	13/16	-	-
	W14×233	2 1/8 *	1 3/4	1 3/8	-	-	-
C o l u m n a	W14×211		-	1 5/8	1 1/4	1	11/16
	W14×193			1 3/4	-	-	7/8
	W14×176				1 5/8	-	1
	W14×159					1 1/2	-
	W14×145						-
	W14×132						1 3/8
	W14×120						
	W14×109						
	W14×99						
	W14×90						
	W14×82						
	W14×74						
	W14×68						
	W14×61						
	W14×53						
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p style="text-align: center;">Tabla C.2</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W18×97	W18×86	W18×76	W18×71	W18×65	W18×60
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	-	-	-	-	-	-
	W14×193	-	-	-	-	-	-
	W14×176	13/16	9/16	5/16	-	-	-
	W14×159	1	-	-	-	-	-
	W14×145	1 1/8	-	5/8	-	-	-
	W14×132	-	-	11/16	1/2	-	-
	W14×120	-	-	13/16	-	-	3/8
	W14×109	-	1 1/8	-	-	-	1/2
	W14×99	-	-	1	13/16	-	9/16
	W14×90	-	-	-	7/8	3/4	-
	W14×82	-	-	-	-	-	9/16
	W14×74	-	-	-	-	-	-
	W14×68	-	-	-	-	-	-
	W14×61	-	-	-	-	-	-
	W14×53	-	-	-	-	-	-
	W14×48	-	-	-	-	-	-
	W14×43	-	-	-	-	-	-
	W14×38	-	-	-	-	-	-
	W14×34	-	-	-	-	-	-
	W14×30	-	-	-	-	-	-
	W14×26	-	-	-	-	-	-
	W14×22	-	-	-	-	-	-

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
	Sección	W18×55	W18×50	W18×46	W18×40	W18×35	W16×100
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	-	-	-	-	-	1/2
	W14×193	-	-	-	-	-	11/16
	W14×176	-	-	-	-	-	7/8
	W14×159	-	-	-	-	-	1
	W14×145	-	-	-	-	-	-
	W14×132	-	-	-	-	-	1 1/4
	W14×120	1/4	-	-	-	-	1 3/8
	W14×109	3/8	1/4	-	-	-	
	W14×99	7/16	-	-	-	-	
	W14×90	-	-	-	-	-	
	W14×82	7/16	-	-	-	-	
	W14×74	-	-	-	-	-	
	W14×68	-	-	3/8	-	-	
	W14×61		-	7/16	-	-	
	W14×53				5/16	3/16	
	W14×48					-	
	W14×43					-	
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p style="text-align: center;">Tabla C.2</p> <p style="text-align: center;">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p style="text-align: right;">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p style="text-align: center;">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
	Sección	W16×89	W16×77	W16×67	W16×57	W16×50	W16×45
	W14×730	-	-	-	-	-	-
	W14×665	-	-	-	-	-	-
	W14×605	-	-	-	-	-	-
	W14×550	-	-	-	-	-	-
	W14×500	-	-	-	-	-	-
	W14×455	-	-	-	-	-	-
	W14×426	-	-	-	-	-	-
	W14×398	-	-	-	-	-	-
	W14×370	-	-	-	-	-	-
	W14×342	-	-	-	-	-	-
	W14×311	-	-	-	-	-	-
	W14×283	-	-	-	-	-	-
	W14×257	-	-	-	-	-	-
	W14×233	-	-	-	-	-	-
C o l u m n a	W14×211	1/4	-	-	-	-	-
	W14×193	7/16	-	-	-	-	-
	W14×176	-	5/16	-	-	-	-
	W14×159	3/4	1/2	1/4	-	-	-
	W14×145	-	5/8	-	-	-	-
	W14×132	1	-	-	-	-	-
	W14×120	1 1/8	13/16	-	-	-	-
	W14×109	1 1/4	-	-	-	1/4	-
	W14×99		1	13/16	1/2	-	-
	W14×90		1 1/8	7/8	9/16	-	5/16
	W14×82			-	-	-	-
	W14×74				9/16	-	5/16
	W14×68				5/8	1/2	3/8
	W14×61					9/16	7/16
	W14×53						-
	W14×48						
	W14×43						
	W14×38						
	W14×34						
	W14×30						
W14×26							
W14×22							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>						
<p align="center">Viga</p>						
	Sección	W16×40	W16×36	W16×31	W16×26	
C o l u m n a	W14×730	-	-	-	-	
	W14×665	-	-	-	-	
	W14×605	-	-	-	-	
	W14×550	-	-	-	-	
	W14×500	-	-	-	-	
	W14×455	-	-	-	-	
	W14×426	-	-	-	-	
	W14×398	-	-	-	-	
	W14×370	-	-	-	-	
	W14×342	-	-	-	-	
	W14×311	-	-	-	-	
	W14×283	-	-	-	-	
	W14×257	-	-	-	-	
	W14×233	-	-	-	-	
	W14×211	-	-	-	-	
	W14×193	-	-	-	-	
	W14×176	-	-	-	-	
	W14×159	-	-	-	-	
	W14×145	-	-	-	-	
	W14×132	-	-	-	-	
	W14×120	-	-	-	-	
	W14×109	-	-	-	-	
	W14×99	-	-	-	-	
	W14×90	-	-	-	-	
	W14×82	-	-	-	-	
	W14×74	-	-	-	-	
	W14×68	-	-	-	-	
	W14×61	-	-	-	-	
	W14×53	-	-	-	-	
	W14×48	-	-	-	-	
	W14×43	EG	-	-	-	
	W14×38	EG	EG	3/16	-	
W14×34	EG	EG	-	-		
W14×30	EG	EG	EG	-		
W14×26	EG	EG	EG	EG		
W14×22	EG	EG	EG	EG		

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 30×391	W 30×357	W 30×326	W 30×292	W 30×261	W 30×235
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 30×211	W 30×191	W 30×173	W 30×148	W 30×132	W 30×124
	HP18×204						9/16
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
Sección	W 30×116	W 30×108	W 30×99	W 30×90	W 27×539	W 27×368	
HP18×204	-	1/4	-	-			
HP18×181	5/8	-	-	-			
HP18×157			-	-			
HP18×135							
HP16×183		-	-	-			
HP16×162				-			
HP16×141							
HP16×121							
HP16×101							
HP16×88							
HP14×117							
HP14×102							
HP14×89							
HP14×73							
C o l u m n a							
		W 27×336	W 27×307	W 27×281	W 27×258	W 27×235	W 27×217
	HP18×204						
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

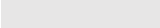
Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
C o l u m n a	Sección	W27×194	W27×178	W27×161	W27×146	W27×129	W27×114
		HP18×204					11/16
	HP18×181						5/8
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						-
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W27×102	W27×94	W27×84	W24×370	W24×335	W24×306
	HP18×204	3/16	-	-			
	HP18×181	-	-	-			
	HP18×157	-	7/16	1/4			
	HP18×135		5/8	7/16			
	HP16×183	-	-	-			
	HP16×162	-	-	1/4			
	HP16×141			-			
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

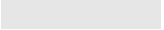
Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 24×279	W 24×250	W 24×229	W 24×207	W 24×192	W 24×176
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 24×162	W 24×146	W 24×131	W 24×117	W 24×104	W 24×103
	HP18×204		1 1/8	13/16	-	-	-
	HP18×181			1	3/4	1/2	7/16
	HP18×157					-	5/8
	HP18×135						13/16
	HP16×183				7/8	9/16	1/2
	HP16×162					-	11/16
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in.  $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
C o l u m n a	Sección	W24×94	W24×84	W24×76	W24×68	W24×62	W24×55
		HP18×204	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	1/2	-	-	-	-	-
	HP16×141	-	-	5/16	-	-	-
	HP16×121	EG	-	1/2	5/16	-	-
	HP16×101	EG	EG	EG	1/2	-	-
	HP16×88	EG	EG	EG	EG	-	5/16
	HP14×117	EG	EG	EG	5/16	-	-
	HP14×102	EG	EG	EG	EG	-	-
	HP14×89	EG	EG	EG	EG	EG	1/4
	HP14×73	EG	EG	EG	EG	EG	EG
		W21×201	W21×182	W21×166	W21×147	W21×132	W21×122
	HP18×204	EG	EG	1 1/2	1 1/8	-	5/8
	HP18×181	EG	EG	EG	1 3/8	-	7/8
	HP18×157	EG	EG	EG	EG	EG	-
	HP18×135	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP16×183	EG	EG	EG	EG	-	1
	HP16×162	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP16×141	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP16×121	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP16×101	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP16×88	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP14×117	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP14×102	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP14×89	EG	EG	EG	EG	EG	EG
	HP14×73	EG	EG	EG	EG	EG	EG

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in.  $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

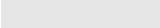
Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
<p align="center">Viga</p>							
C o l u m n a	Sección	W21×111	W21×101	W21×93	W21×83	W21×73	W21×68
		HP18×204	7/16	1/4	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	7/8	11/16	7/16	1/4	-	-
	HP18×135	-	7/8	5/8	7/16	1/4	-
	HP16×183	3/4	-	1/4	-	-	-
	HP16×162	-	3/4	-	1/4	-	-
	HP16×141		-	-	-	1/4	-
	HP16×121			7/8	-	7/16	-
	HP16×101					5/8	-
	HP16×88						-
	HP14×117					7/16	-
	HP14×102						1/2
	HP14×89						
	HP14×73						
		W30×211	W30×191	W30×173	W30×148	W30×132	W30×124
	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	-	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	-	-	-	-	-
	HP18×135	-	-	-	-	-	-
	HP16×183	-	-	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	-	-	-	-	-	-
	HP16×121	-	-	-	-	-	-
	HP16×101	-	-	-	-	-	-
	HP16×88	-	3/8	-	-	-	-
	HP14×117	3/16	-	-	-	-	-
	HP14×102	-	-	-	-	-	-
	HP14×89	1/2	-	-	-	-	-
	HP14×73			5/16		-	-

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

<p align="center">Tabla C.2</p> <p align="center">Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel</p> <p align="right">$F_y = 50 \text{ ksi}$</p> <p align="center">Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel</p>							
Viga							
C o l u m n a	Sección	W 18×311	W 18×283	W 18×258	W 18×234	W 18×211	W 18×192
		HP18×204					
	HP18×181						
	HP18×157						
	HP18×135						
	HP16×183						
	HP16×162						
	HP16×141						
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						
		W 18×175	W 18×158	W 18×143	W 18×130	W 18×119	W 18×106
	HP18×204	-	1 3/8	-	13/16	9/16	5/16
	HP18×181		1 5/8	-	-	13/16	-
	HP18×157			1 1/2	1 1/4	1	3/4
	HP18×135					1 1/4	-
	HP16×183			1 1/2	-	-	5/8
	HP16×162				1 3/8	1 1/8	13/16
	HP16×141					1 3/8	-
	HP16×121						
	HP16×101						
	HP16×88						
	HP14×117						
	HP14×102						
	HP14×89						
	HP14×73						

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in.  $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

Tabla C.2							
Espesor de la placa de refuerzo para la zona del panel						$F_y = 50 \text{ ksi}$	
Diseño por Resistencia – Análisis con deformación inelástica en el panel							
Viga							
	Sección	W18×97	W18×86	W18×76	W18×71	W18×65	W18×60
C	HP18×204	-	-	-	-	-	-
	HP18×181	3/8	-	-	-	-	-
	HP18×157	-	3/8	3/16	-	-	-
	HP18×135	13/16	9/16	3/8	-	-	-
	HP16×183	7/16	0.1875	-	-	-	-
	HP16×162	-	-	-	-	-	-
	HP16×141	7/8	5/8	-	-	-	-
	HP16×121	-	3/16	-	-	-	-
	HP16×101		1	-	-	-	3/8
	HP16×88				3/4	-	1/2
	HP14×117		-	-	-	-	-
	HP14×102			3/4	9/16	-	-
	HP14×89					9/16	-
	HP14×73						
	o						
l							
u							
m							
n							
a							

* = Requiere ensayo de impacto Charpy V_Notch (CVN) AISC Sección A3.1c - No requiere refuerzo
 ° = No recomendables el uso de espesores mayores a 3.5in. $Z_c < Z_b$
 EG = Espesores mayores a 4in.

Ver notas (1), (2), (3) y (4) de la Tabla C.2.

- (1) La zona del panel consiste en una conexión interna con dos vigas de igual sección.
- (2) La intensidad de la carga axial última en las columnas no es alta.
- (3) La deformación inelástica de la zona del panel sobre la estabilidad del marco se considera en el análisis.
- (4) El espesor mínimo requerido en esta tabla garantiza que la zona del panel tiene una resistencia de diseño inelástica mayor que la resistencia nominal de las vigas que se conectan al panel.