



TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

COMPORTAMIENTO DE CONEXIÓN A MOMENTO EMPERNADA (VIGA-COLUMNA) ENTRE PERFILES TUBULARES DE ACERO CONFORMADOS EN FRÍO (HSS)

Autor: Freddy Daniel González

Trabajo a ser presentado para optar al Premio de Investigación del Personal Docente
y de Investigación de la UCAB para el periodo 2016-2017

Caracas, 03 Junio de 2016

© Ing, xxxxxx xxxxxxxx, 2016
Hecho el Depósito de Ley
Depósito Legal DC2016000276

COMPORTAMIENTO DE CONEXIÓN A MOMENTO EMPERNADA (VIGA-COLUMNA) ENTRE PERFILES TUBULARES DE ACERO CONFORMADOS EN FRÍO (HSS)

Resumen

Este trabajo de investigación trata sobre el comportamiento de una conexión a momento empernada con diafragma externo entre perfiles tubulares de acero, columna de sección cuadrada y viga de sección rectangular. Los perfiles tubulares empleados son los conformados en frío HSS (*Hollow Structural Sections*) fabricados bajo la norma ASTM A500 en grado C de producción y comercialización regular en Venezuela, los cuales son utilizados usualmente en la construcción de estructuras con pórticos a momento para edificaciones. Para asegurar el buen comportamiento de la conexión ante cargas cíclicas, se estableció un robusto detallado que garantiza la generación del mecanismo dúctil, el cual es necesario para permitir la disipación de energía por deformación del material (acero) en rango inelástico (plastificación), sin pérdida considerable de su resistencia, en una zona alejada de la cara de la columna, es decir la conexión, esencialmente permanece en el rango elástico de deformación luego de la formación de la rótula plástica. El detallado consta de diafragmas externos en la columna tubular, planchas extremas para la unión de la viga tubular y la columna y otros elementos de refuerzo para zonas específicas.

Este trabajo se realiza con el fin de calificar la conexión señalada, de acuerdo a la normativa vigente, y de ofrecer un procedimiento práctico, simplificado y seguro para su diseño, con aplicación en pórticos a momentos que formen parte del sistema resistente a sismos. La investigación mencionada contempla una amplia recopilación bibliográfica sobre estudios previos, tales como los de: Wheeler, Clarke, Hancock y Murray (1997), Wilkinson y Hancock (1998), Wilkinson (1999), Wheeler, Clarke, Hancock (2003), McCormick y Fadden (2010), Fadden (2013), entre otras relacionadas como lo realizado en Venezuela y en Colombia, sobre la creación de modelos para la generación de simulaciones a través del método de elementos finitos y validación experimental a escala real del prototipo definitivo, según el protocolo establecido en las Previsiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción en Acero, ANSI/AISC341:10 (*American Institute of Steel Construction*).

Palabras claves: conexión, empernada, tubulares, acero, ductilidad.

ÍNDICE

Resumen	iii
LISTA DE CUADROS	viii
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS	xx
CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN	1
Objetivo general.....	3
Objetivos específicos	3
Alcance	4
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	5
Justificación del problema	9
MARCO REFERENCIAL	11
Antecedentes.....	11
Sistema estructural con pórticos.	17
Introducción	17
Pórticos resistentes a momentos con perfiles tubulares	18
Definiciones.....	24
Metodología.....	37
CAPÍTULO II.....	39
LOS PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES	39
Breve reseña histórica	39

Normas para la fabricación de los perfiles tubulares de acero.....	40
Normativa para la aplicación de los perfiles tubulares estructurales	44
Dimensiones de los perfiles tubulares fabricados en Venezuela	54
CAPÍTULO III	59
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	59
Propiedades de los materiales de la conexión.....	59
Variabilidad de la resistencia de los materiales de la conexión.....	65
CAPÍTULO IV	73
PANDEO LOCAL. CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCIONES DE LOS MIEMBROS.....	73
Clasificación de los elementos de las secciones de los miembros tubulares.....	83
Diseño convencional con perfiles tubulares estructurales.....	86
Diseño sismorresistente con perfiles tubulares estructurales	90
Perfiles tubulares a flexión en sistemas de alta y moderada demanda sísmica..	96
CAPÍTULO V	111
DISEÑO Y MODELADO DE LA CONEXIÓN	111
Conexiones a momento soldadas para miembros con celosías	111
Conexiones a momento entre perfiles tubulares con diafragmas externos	117
Características dimensionales de la conexión.....	119
Dimensionamiento del diafragma externo.....	121
Dimensionamiento y diseño de la plancha de cubierta	127
Diseño y dimensionamiento de las planchas extremas	128
Diseño de los pernos	138
Resistencia a cortante en la zona del panel.....	143
Resistencia del rigidizador	148

Soldaduras	149
Criterio de columna fuerte y viga débil.....	151
CAPÍTULO VI.....	155
ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA CONEXIÓN	155
Tipo de ensayo	155
Diseño de la conexión propuesta	159
Análisis con elementos finitos	163
Conexión empernada.....	163
Conexión soldada	168
Resultados del análisis	170
Conclusiones.....	177
Ensayos de los especímenes de la conexión.....	179
Resultados experimentales	180
Resumen de los ensayos	191
CAPÍTULO VII.....	199
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	199
Introducción.....	199
Conclusiones.....	199
Recomendaciones	202
REFERENCIAS	205

LISTA DE CUADROS

Cuadro II.1 Dimensiones nominales de los perfiles tubulares circulares utilizados en Venezuela, según la norma ASTM	55
Cuadro II.2 Dimensiones nominales de los perfiles tubulares cuadrados utilizados en Venezuela, según la norma ASTM	56
Cuadro II.3 Dimensiones nominales de los perfiles tubulares rectangulares utilizados en Venezuela, según la norma ASTM.....	57
Cuadro III.1 Valores mínimos de resistencia del tubular según ASTM A500.....	59
Cuadro III.2 Composición química según ASTM A500	60
Cuadro III.3 Valores mínimos de resistencia de los tubos para conducción de fluidos empleados en estructuras de acero, según ASTM A53.....	61
Cuadro III.4 Propiedades típicas de los aceros.....	61
Cuadro III.5 Producto plano fabricado bajo ASTM A36.....	62
Cuadro III.6 Pretensión mínima de los pernos de alta resistencia	62
Cuadro III.7 Resistencia de los pernos de alta resistencia y partes roscadas	63
Cuadro III.8 Resistencias de las soldaduras	64
Cuadro III.9 Valores de modificación de las tensiones cedente y última	66
Cuadro III.10 Propiedades de los perfiles tubulares ensayados	69
Cuadro III.11 Estadística de las propiedades de los materiales de los 30 ensayos a tracción.....	70

Cuadro IV.1 Relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de las secciones de los miembros tubulares sometidos a compresión axial según ANSI/AISC 360	87
Cuadro IV.2 Relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de las secciones de los miembros tubulares sometidos a flexión según ANSI/AISC 360	88
Cuadro IV.3 Límites de la relación de esbeltez local para elementos comprimidos de las secciones de los miembros tubulares rellenos sometidos a compresión axial según ANSI/AISC 360.....	89
Cuadro IV.4 Límites de la relación de esbeltez local para elementos comprimidos de las secciones de los miembros tubulares rellenos sometidos a flexión según ANSI/AISC 360.....	90
Cuadro IV.5 Relación de esbeltez local de los elementos comprimidos para miembros tubulares vacíos y rellenos con alta y moderada ductilidad según ANSI/AISC 341-10	92
Cuadro VI.1 Momentos resistentes de la conexión empernada propuesta.....	194
Cuadro VI.2 Cargas y momentos máximos de los análisis realizados a las conexión empernada propuesta y conexión soldada.....	196

LISTA DE FIGURAS

Figura I.1 Prototipo de la conexión empernada a momento con perfiles tubulares de la investigación.....	4
Figura I.2 Conexiones directas entre perfiles tubulares soldadas en sitio.....	7
Figura I.3 Estructura tubular a base de pórticos de uso común para edificaciones multifamiliares.....	8
Figura I.4 Conexión a momento entre perfiles abiertos.....	12
Figura I.5 Conexión típica en Japón 1995, pandeo local de la columna.....	13
Figura I.6 Ensayo emanado de la investigación del AIJ <i>Architectural Institute of Japan</i> en el proyecto denominado <i>Kinki Steel Project</i>	14
Figura I.7 Esquema general de los componentes de un pórtico resistentes a momento	19
Figura I.8 Esquema de comportamiento sismorresistente ideal de un pórtico resistente a momentos	20
Figura I.9 Conexiones directas entre perfiles tubulares. (a) punzonado, (b) desgarramiento laminar y (c) aplastamiento y pandeo local de las paredes laterales del perfil tubular principal.	20
Figura I.10 Diferencia entre pórticos con conexiones rígidas y pórticos con conexiones semi-rígidas.	21
Figura II.1 El puente <i>Firth of Forth</i> en Escocia (1890), unas de las primeras experiencias con perfiles tubulares circulares (Wardenier 2001).....	39

Figura II.2 Perfiles tubulares estructurales conformados en frío (HSS). Secciones: (a) circular, (b) cuadrada y (c) rectangular.	41
Figura II.3 Procesos de formación de los perfiles tubulares conformados en frío de forma industrializada.	42
Figura II.4 Conexión a momento con viga de sección reducida	48
Figura II.5 Configuraciones de conexiones con plancha extrema: (a) No rigidizada de 4 pernos, 4E; (b) Rigidizada de 4 pernos, 4ES; (c) Rigidizada de 8 pernos, 8ES	49
Figura II.6 Conexión empernada a momento con plancha de cubierta en alas	50
Figura II.7 Conexión empernada a momento no rigidizada con alas y almas soldadas	50
Figura II.8 Conexión Kaiser empernada a momento con ménsulas. (a) Serie soldada y (b) serie empernada.....	51
Figura II.9 Conexión a momento empernada ConXtech ConXL. Se destaca la incorporación de conexiones con columna tubular rellena	52
Figura II.10 Conexión viga-columna con diafragmas pasantes de típica utilización en Japón	53
Figura III.1 Ensayo a tracción de muestras de perfiles tubulares estructurales de fabricación nacional de diferentes secciones y espesores	67
Figura III.2 Curva de ensayo a tracción de una probeta extraída de un perfil tubular estructural ECO200x70x4,3 mm	68
Figura IV.1 Forma de pandeo para una placa en compresión. t = espesor, b = ancho, a = largo σ = tensión.....	75

Figura IV.2 Ejemplo ilustrativo de los valores de k para casos específicos de miembros en flexión, según disposición de los elementos comprimidos en la sección de los miembros.....	75
Figura IV.3 Desarrollo de la distribución de tensiones de un elemento plano rigidizado sometido a compresión	77
Figura IV.4 Secciones rigidizadas (a), (b), (c) y secciones no rigidizadas (d) y (e) ...	79
Figura IV.5 Modos de pandeo del tubular circular para miembros moderadamente largos.....	80
Figura IV.6 Longitud plana susceptible a pandeo local, para secciones cuadradas y rectangulares.....	81
Figura IV.7 Significado de la relación de esbeltez local de los elementos de las secciones de los miembros	84
Figura IV.8 Secciones de los perfiles tubulares rellenas de concreto.....	85
Figura IV.9 Secciones de los perfiles tubulares rellenas de concreto con acero de refuerzo longitudinal.....	86
Figura IV.10 Relación de esbeltez local de las secciones rectangulares comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos. Flexión en el eje fuerte para secciones vacías o no rellenas con concreto	99
Figura IV.11 Relación de esbeltez local de las secciones rectangulares comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos. Flexión en el eje fuerte para secciones rellenas con concreto	100

Figura IV.12 Relación de esbeltez local de las secciones rectangulares comercializadas en Venezuela versus los límites establecidos. Flexión eje débil para secciones vacías o no rellenas con concreto.....	101
Figura IV.13 Relación de esbeltez local de las secciones rectangulares comercializadas en Venezuela versus los límites establecidos. Flexión eje débil para secciones rellenas con concreto.....	102
Figura IV.14 Relación de esbeltez local de las secciones cuadradas comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos, para secciones vacías o no rellenas con concreto	103
Figura IV.15 Relación de esbeltez local de las secciones cuadradas comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos, para secciones rellenas con concreto	104
Figura IV.16 Relación de esbeltez local de las secciones circulares comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos, para secciones vacías o no rellenas con concreto	105
Figura IV.17 Relación de esbeltez local de las secciones circulares comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos, para secciones rellenas con concreto	106
Figura IV.18 Límites de relaciones de esbelteces locales, h/t y b/t , asociados a los pórticos a momento ordinarios y para los pórticos especiales y ordinarios con diagonales concéntricas.....	107
Figura IV.19 Degradación de la capacidad de momento a 0,04 radianes con respecto a la relación de esbelteces locales h/t y b/t según ensayos realizados a secciones	

cuadradas y rectangulares de productos fabricados bajo la norma ASTM A500 grado B.....	108
Figura IV.20 Relación de esbeltez local de las secciones fabricadas en Venezuela.	109
Figura V.1 Modo de falla de una conexión directa entre perfiles tubulares de tamaños disímiles sometida a momento en su plano	112
Figura V.2 Ramal(es) solicitado(s) por flexión en el plano. Conexiones en T, en Y y en cruz	113
Figura V.3 Ramal(es) solicitado(s) por flexión fuera del plano. Conexiones en T, en Y y en cruz	113
Figura V.4 Ramal(es) solicitado(s) a flexión en el plano. Conexiones en T y en cruz	115
Figura V.5 Ramal(es) solicitado(s) a flexión fuera del plano. Conexiones en T y en cruz.....	115
Figura V.6 Conexión para 4 vigas rectangulares ortogonales.....	118
Figura V.7 Posición estimada de la rótula plástica en la viga tubular rectangular ...	119
Figura V.8 Geometría de la conexión identificada con los términos que controlan el dimensionamiento y el diseño	120
Figura V.9 Geometría de las planchas extremas con los términos que controlan el dimensionamiento y el diseño. (a) Plancha externa unida a la viga con soldadura. (b) Plancha interna unida al diafragma y a los rigidizadores.....	121

Figura V.10 Patrón de línea de cedencia de la plancha de extremo externa y desplazamiento virtual de una conexión empernada de 8 pernos rigidizada horizontalmente con plancha de cubierta.....	131
Figura V.11 Patrón de línea de cedencia de plancha de extremo interna para conexión empernada de 8 pernos rigidizada horizontalmente con plancha de cubierta	134
Figura V.12 Tipo de comportamiento de la plancha extrema. Analogía de la T partida	138
Figura V.13 Esquema para la determinación de los momentos que actúan sobre los pernos	139
Figura V.14 Diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las rótulas plásticas	140
Figura V.15 Modelo de fuerzas empleado para el cálculo de los pernos.....	141
Figura V.16 Configuración de la conexión e identificación de las fuerzas en el nodo	143
Figura V.17 Esquema para el cálculo del corte producido por las vigas del pórtico	145
Figura V.18 Corte máximo en la zona del panel	146
Figura V.19 Elementos dispuestos de forma paralela que contribuyen a la resistencia a corte de la zona del panel	147
Figura VI.1 Esquema general del tipo de ensayo a realizar	156
Figura VI.2 Criterio de aceptación para conexiones a momento de sistemas especiales a momento SMF e intermedios IMF, fuente ANSI/AISC341:10	157
Figura VI.3 Protocolo de carga para ensayo de la conexión a momento HSS-HSS.	158

Figura VI.4 Detalles de la conexión a momento viga-columna entre perfiles tubulares investigada.....	160
Figura VI.5 Posible ubicación de la conexión en una estructura de acero para edificación multifamiliar	161
Figura VI.6 Detalles de las soldaduras de la conexión a momento empernada	161
Figura VI.7 Conexiones que vinculan el espécimen con el marco de reacción mixto	162
Figura VI.8 Modelo final de la conexión empernada analizada por elementos finitos	164
Figura VI.9 Protocolo de carga para los ensayos de las conexiones viga-columna entre HSS	165
Figura VI.10 Malla empleada para el análisis de la conexión con pernos.....	166
Figura VI.11 Curva tensión vs. deformación unitaria del acero para los perfiles tubulares utilizada en el análisis de elementos finitos	167
Figura VI.12 Curva tensión vs. deformación unitaria del acero para las planchas utilizada en el análisis de elementos finitos	167
Figura VI.13 Curva tensión deformación unitaria según modelo de Mays (2000) del acero para los pernos utilizado en el análisis de elementos finitos.....	168
Figura VI.14 Conexión soldada directa entre perfiles tubulares sin elementos de refuerzo	169
Figura VI.15 Malla empleada para el análisis de la conexión soldada	170

Figura VI.16 Concentración de tensiones para prototipo empernado según von Mises para un estado de carga con desplazamiento de 90mm, 34 ciclos, 0,06 radianes. Unidad MPa.....	171
Figura VI.17 Deformación plástica en la viga para un estado de carga con desplazamiento de 90mm, 34 ciclos, 0,06 radianes.....	172
Figura VI.18 Pandeo local en la rótula plástica	173
Figura VI.19 Tensión equivalente de von Mises en los pernos (MPa).....	174
Figura VI.20 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la conexión empernada simulada a través de elementos finitos	174
Figura VI.21 Concentración de tensiones para prototipo soldado según von Mises para un estado de carga con desplazamiento de 90mm, 34 ciclos, 0,06 radianes. Unidad MPa.....	175
Figura VI.22 Deformación plástica en la viga para un estado de carga con desplazamiento de 90mm, 34 ciclos, 0,06 radianes. Prototipo soldado.....	176
Figura VI.23 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la conexión soldada simulada a través de elementos finitos.....	177
Figura VI.24 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), para ambas conexiones analizadas	178
Figura VI.25 Especímenes o probetas con la conexión a momento viga-columna empernada entre perfiles tubulares HSS	179
Figura VI.26 Vista lateral del ensamble para el ensayo, dimensiones en milímetros	180

Figura VI.27 Agrietamiento final del ala del perfil tubular rectangular usado como viga. Ensayo #1	181
Figura VI.28 Espécimen #1; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes).	182
Figura VI.29 Espécimen #1; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación del momento plástico M_p y $0,8M_p$	182
Figura VI.30 Espécimen #1; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación de los momentos determinados por el procedimiento de diseño de la conexión	183
Figura VI.31 Espécimen #2; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes)	184
Figura VI.32 Agrietamiento final del ala del perfil tubular rectangular usado como viga. Ensayo #2	185
Figura VI.33 Espécimen #2; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación del momento plástico M_p y $0,8M_p$	186
Figura VI.34 Espécimen #2; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación de los momentos determinados por el procedimiento de diseño de la conexión	187
Figura VI.35 Agrietamiento final del ala del perfil tubular rectangular usado como viga. Ensayo #2. Zona comprimida	188
Figura VI.36 Espécimen #3, ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes)	189

Figura VI.37 Espécimen #3; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación del momento plástico M_p y $0,8M_p$	190
Figura VI.38 Espécimen #3; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación de los momentos determinados por el procedimiento de diseño de la conexión	191
Figura VI.39 Pandeo local de los elementos de la secciones del miembro tipo viga del ensayo #3.....	192
Figura VI.40 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la simulación con MEF en comparación del ensayo #1	196
Figura VI.41 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la simulación con MEF en comparación del ensayo #2	197
Figura VI.42 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la simulación con MEF en comparación del ensayo #3	197

LISTA DE SÍMBOLOS

A_b : área de los pernos.

A_{bf} : área compuesta por el elemento plano más los radios de esquinas del perfil tubular, no está incluida la sección de las almas.

A_{min} : área mínima de la sección del diafragma = $t_d b_p$.

A_n : área neta a corte.

A_r : ancho mayor de la plancha de cubierta.

A_r : área promedio o total de la sección transversal de la plancha de cubierta según se considere.

A_{wb} : área de corte de la viga tubular.

B : ancho del perfil tubular de sección cuadrada o rectangular.

B_b : ancho del perfil tubular de sección cuadrada o rectangular utilizado como miembro secundario o ramal.

CE : carbono equivalente.

C_{pr} : se refiere a un factor que mide la resistencia pico de la conexión.

D : diámetro exterior de un perfil tubular de sección circular HSS utilizado como miembro principal.

D : diámetro externo del perfil tubular de sección circular HSS.

D : tamaño de la soldadura de filete.

D_b : diámetro exterior del miembro ramal o secundario de sección circular HSS.

E : módulo de elasticidad del acero = $2,1 \times 10^6 \text{Kgf/cm}^2$

F : fuerza que actúa en la soldadura.

F_{BM} : resistencia teórica o nominal del metal base.

F_d : fuerza máxima a tracción que actúa en la sección mínima del diafragma conectado a la plancha extrema interna.

F_{EXX} : clasificación de la resistencia mínima especificada del material de aporte.

F_{nd} : fuerza de tracción elástica resistente de la sección formada por el diafragma y los rigidizadores.

F_{nt} : tensión de tracción de los pernos.

F_{nv} : resistencia al corte del perno.

F_{nv} : tensión de corte por aplastamiento.

F_u : tensión mínima especificada a la tracción del material (acero).

F_{ub} : tensión mínima especificada a la tracción del material de un miembro secundario.

F_{ud} : tensión mínima especificada a la tracción del material del diafragma.

F_{ur} : tensión mínima especificada a la tracción del material de la plancha de cubierta.

F_w : resistencia teórica o nominal de la soldadura.

F_y : tensión mínima especificada de cedencia del material (acero).

F_{yb} : tensión cedente mínima especificada del material de la viga tubular HSS.

F_{yb} : tensión cedente mínima especificada del material del miembro secundario o ramal tubular HSS.

F_{yd} : tensión cedente mínima especificada del material del diafragma.

F_{yp} : tensión cedente mínima especificada del material de las planchas extremas.

F_{yr} : tensión cedente mínima especificada del material de la pancha de cubierta.

F_{yr} : tensión cedente mínima especificada del material del rigidizador.

G : módulo de corte = $0,808 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

H : altura del perfil tubular de sección cuadrada o rectangular.

H : distancia aproximada entre los puntos de inflexión de las columnas; altura de piso promedio.

H_b : altura del perfil tubular de sección cuadrada o rectangular utilizado como miembro secundario o ramal.

H_l : altura del piso por debajo del nodo.

H_u : altura del piso encima del nodo.

I_{xd} : inercia mínima de la sección transversal compuesta por el diafragma y los rigidizadores.

L : longitud centro a centro de las columnas del vano que conforman el pórtico.

L_c : distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el extremo de un agujero al extremo del agujero adyacente o al extremo de la plancha.

L_n : longitud de las líneas de cedencia de la zona en tracción de la plancha extrema.

L_r : largo de la plancha de cubierta.

L_w : longitud efectiva de la soldadura.

L' : longitud libre de la porción de la viga entre las rótulas plásticas.

M_b : momento producido por los pernos en tracción.

M_{bolt} : momento producido por los pernos en tracción.

M_f : momento aplicado en el extremo del diafragma.

M_n : resistencia nominal a flexión.

M_p : momento plástico.

M_{pcu}^* : momento plástico nominal resistente de la columna encima del nodo, sobre el eje considerado, teniendo en cuenta la carga axial simultánea y la carga sobre el eje transversal.

M_{pcl}^* : momento plástico nominal resistente de la columna por debajo del nodo, sobre el eje considerado, teniendo en cuenta la carga axial simultánea y la carga sobre el eje transversal.

$\sum M_{pc}^*$: sumatoria de los momentos en la columna, superior e inferior con respecto a la conexión, utilizando la resistencia a flexión con reducción de la fuerza axial.

$\sum M_{pb}^*$: sumatoria de los momentos en las vigas con respecto al punto de intersección de los ejes baricéntricos en la conexión, desde la posición de la rótula plástica hasta el eje central de la columna tomando en consideración la resistencia nominal a flexión.

M_{pr} : momento máximo probable en la rótula plástica.

M_u : resistencia requerida a flexión según combinaciones de carga LRFD.

M_{u-ip} : resistencia requerida (solicitud) a flexión en el plano.

M_{u-op} : resistencia requerida (solicitud) a flexión fuera del plano.

M_{yd} : momento elástico de la sección compuesta por el diafragma y los rigidizadores.

P_t : mínima resistencia especificada a tracción de los pernos.

P_u : resistencia requerida por fuerza axial (solicitud axial) según combinaciones de carga LRFD.

Q_f : parámetro de interacción de tensiones en el cordón.

R : factor de reducción de la respuesta sísmica.

R : radio de esquina externo nominal del perfil tubular cuadrado y rectangular.

R_t : factor de modificación de la tracción mínima especificada del material.

R_{tb} : factor de modificación de la tracción mínima especificada de la viga tubular.

R_{tr} : factor de modificación de la tracción mínima especificada de la plancha de cubierta.

R_y : factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada del material.

R_{yb} : factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada del material de la viga.

R_{yr} : factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada del material de la plancha de cubierta.

S : fuerza sísmica.

S : módulo de sección elástico.

S_h : se refiere a la distancia desde la cara de la columna hasta la posición de la rótula plástica.

S_{xd} : módulo de sección elástico mínimo de la sección compuesta por el diafragma y los rigidizadores.

T_{nd} : resistencia a tracción del diafragma.

T_{ub} : tracción máxima del ala de la viga.

T_{ur} : tracción máxima de la plancha de cubierta.

U : coeficiente de reducción usado en el cálculo de la resistencia a la rotura en el bloque corte.

U : Relación de utilización.

V_c : fuerza de corte producida por las vigas del pórtico.

V_g : corte producido por la carga gravitacional según la siguiente combinación de carga.

V_n : resistencia nominal al corte.

V_{npz} : resistencia total a corte de la zona del panel.

V_{pz} : fuerza de corte máxima actuante en la zona de panel.

V_u : corte máximo en la rótula plástica.

W : carga factorizada sobre la viga.

W_e : trabajo externo producido por la rotación virtual.

W_i : trabajo interno acumulado dentro del patrón de líneas de cedencia de la plancha.

Y_p : longitud total de la línea de cedencia.

Z : módulo plástico de sección de la viga tubular.

Z_b : módulo plástico de sección del miembro secundario o ramal tubular alrededor del eje de flexión.

b : lado plano del elemento de la sección que estará sometido a compresión uniforme.

b : lado plano o trabajable del ala de viga tubular.

b_{d1} : ancho total del diafragma.

b_{d2} : ancho mínimo del diafragma.

b_{eoi} : ancho efectivo de la cara del ramal que se suelda al cordón o miembro principal.

b_f : ancho total del ala del perfil tubular empleado como viga.

b_p : ancho de la plancha extrema interna y externa.

c : distancia de centro a centro entre el perno externo e interno en la zona comprimida de la plancha extrema.

d : altura o peralte de la viga tubular.

d_b : diámetro del perno.

d_c : tamaño completo del lado de la columna tubular.

d_d : distancia de la cara de la columna a la plancha extrema interna.

d_e : distancia al borde desde el centro perno externo.

d_h : diámetro del agujero.

d_i : altura efectiva conecta del rigidizador.

d_r : ancho efectivo del rigidizador.

e : espesor nominal del perfil tubular.

f'_c : la resistencia mínima especificada del concreto estructural.

g_1 : distancia horizontal desde el centro a centro entre pernos externos.

g_2 : distancia horizontal desde el centro a centro entre pernos internos.

h : distancia del eje de rotación de la zona comprimida entre el ala y la plancha de cubierta y el extremo en tracción de la plancha extrema.

h : lado plano que regularmente está sometido parcialmente a compresión no uniforme, como son las almas de los perfiles sometidos a flexión en el eje perpendicular a las mismas.

h_0 : distancia desde el eje central de los elementos en compresión (ala y plancha de cubierta) hasta el centro del perno externo en tracción.

h_1 : distancia desde el eje central de los elementos en compresión (ala y plancha de cubierta) hasta el centro del perno interno en tracción.

h_d^* : distancia medida del lado de la columna paralelo a viga, hasta el punto medio del lado más angosto del diafragma.

h_d : distancia interna entre los diafragmas.

h_p : altura de la plancha extrema interna y externa.

k : factor de longitud efectiva.

m_p : momento plástico resistente de la plancha por unidad de longitud.

n : número de líneas de cedencia del mecanismo.

n : número de rigidizadores por viga conectada.

n : número de rigidizadores presentes en la conexión.

n_b : número de pernos en la zona comprimida.

n_i : número de pernos internos.

n_o : número de pernos externos.

p_{fi} : distancia desde el centro del perno interno al ala del perfil tubular utilizado como viga.

p_{fo} : distancia desde el centro del perno externo al ala del perfil tubular utilizado como viga.

p_{si} : distancia desde el centro del perno interno al diafragma.

p_{so} : distancia desde el centro del perno externo al diafragma.

r : radio de esquina externo del perfil tubular cuadrado y rectangular.

r_i : resistencia al desgarramiento o al aplastamiento por perno interno.

r_o : resistencia al desgarramiento o al aplastamiento por perno externo.

s : distancia desde el centro del perno interior en tracción, hasta el extremo inferior del patrón de la línea de cedencia.

t : espesor de diseño de la pared para los perfiles tubulares.

t_b : espesor de diseño de la pared del miembro tubular secundario o ramal.

t_c : espesor de diseño de la pared para columna tubular.

t_d : espesor del diafragma.

t_{fb} : espesor del ala de la viga tubular.

t_p : espesor de la plancha de la plancha extrema interna y externa.

t_r : espesor de la plancha de cubierta.

t_{wab} : espesor de garganta efectivo de la soldadura abocinada en bisel.

t_{wr} : espesor del rigidizador.

Ω_o : factor de sobre-resistencia.

α : ángulo de inclinación de la plancha de cubierta.

α : coeficiente de dilatación térmica lineal= $11,7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

β : relación de ancho; relación entre el diámetro del miembro ramal y del cordón = D_b/D para perfiles tubulares circulares; relación entre el ancho total del miembro ramal y del cordón = B_b/B para perfiles tubulares rectangulares y cuadrados

γ_s : porcentaje de la acción variable con la cual se ha calculado el peso total de la edificación según NVC1756-01.

ζ : relación de separación o espaciamiento; la relación de separación entre los miembros ramales de una conexión en K con espaciamiento y el ancho del cordón = g/B para perfiles tubulares HSS rectangulares y cuadrados.

η : parámetro de longitud de carga, aplicable solamente para perfiles tubulares rectangulares y cuadrados; relación entre la longitud de contacto del miembro ramal con el cordón, en el plano de conexión y el ancho del cordón $= l_b/B$.

λ : es la relación de esbeltez local ancho/espesor (h/t o b/t) o diámetro/espesor (D/t).

λ_{hd} : límite de relación de esbeltez local para elementos comprimidos de miembros con alta ductilidad.

λ_{md} : límite de relación de esbeltez local para elementos comprimidos de miembros con moderada ductilidad.

λ_p : límite de relación de esbeltez local para elementos comprimidos compactos.

λ_{pd} : límite de relación de esbeltez local para elementos comprimidos, según la norma venezolana COVENIN 1618:1998, para secciones plásticas.

λ_r : límite de relación de esbeltez local para elementos comprimidos esbeltos.

ϕ : factor de resistencia.

ϕM_{n-ip} : resistencia de diseño a flexión en el plano.

ϕM_{n-op} : resistencia de diseño a flexión fuera del plano.

ϕ_n : factor de resistencia.

ϕP_n : resistencia axial de diseño.

ϕ_{pz} : factor de resistencia.

σ : desviación estándar.

σ : tensión.

σ_{cr} : tensión crítica.

ρ : peso específico el acero = 7.850 Kg/m³

θ : ángulo agudo entre elementos o miembros.

θ : ángulo de deriva de piso.

θ_n : rotación relativa del segmento rígido de la plancha a lo largo de la línea de cedencia.

ν : coeficiente de Poisson = 0,30



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El uso de los perfiles tubulares de acero en la fabricación de las estructuras en Venezuela y en otros países, se ha incrementado en los últimos años, debido a las ventajas que los mismos presentan: estética por su forma geométrica, excelente comportamiento a la compresión, flexión y a la torsión, facilidad de fabricación del perfil, favorece la construcción modular y la clara posibilidad que poseen estos perfiles para ser rellenos con concreto estructural, lo cual posibilita la construcción mixta. No obstante, la evolución normativa para Venezuela y algunos países latinoamericanos ha sido lenta, lo cual ha afectado considerablemente el uso correcto de estos perfiles, específicamente en la concepción, configuración y construcción de conexiones a momento (viga-columna) entre los perfiles tubulares conformados en frío HSS, empleados en estructuras de acero para edificaciones con pórticos resistentes a momentos que pertenecen al sistema resistente a sismos. A esto se le suma, la poca investigación asociada a las conexiones a momento entre perfiles tubulares.

El propósito principal de esta investigación se refiere a la calificación de una conexión empernada a momento (viga-columna) entre los perfiles tubulares conformados en frío HSS con diafragmas externos, ver Figura I.1, según lo requerido por la normativa nacional vigente y de acuerdo al protocolo establecido en las Previsiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción en Acero (*American Institute of Steel Construction*) ANSI/AISC341-10, además de ofrecer un procedimiento para el diseño de la conexión en referencia y con esto sentar un precedente que permita establecer las bases para futuras investigaciones sobre las conexiones a momento entre perfiles tubulares conformados en frío HSS, empernadas o soldadas.

La estructura general de los capítulos de este trabajo consta de lo siguiente:

Capítulo II: Los perfiles tubulares. En esta sección se presenta una breve reseña histórica de los perfiles tubulares, se señalan las normas empleadas para la fabricación y aplicación de los HSS, además se presentan las características y propiedades de los perfiles tubulares que se fabrican en Venezuela.

Capítulo III: Propiedades de los materiales. En este capítulo se define las características de los materiales, propiedades estáticas, el grado de resistencia de los materiales, las secciones, la curva característica tensión-deformación del acero del tubular luego de su conformación en frío, entre otros aspectos.

Capítulo IV: Pandeo local. Clasificación de los elementos de las secciones de los miembros. Se presenta una breve introducción sobre pandeo local, así como los límites de relación de esbeltez local de las secciones de los miembros no rellenos y rellenos.

Capítulo V: Diseño y modelado de la conexión. Aquí se presenta el método simplificado para el diseño de la conexión analizada, se muestran figuras esquemáticas, nomenclatura, ecuaciones, así como de asunciones que permiten estimar las dimensiones de los miembros y elementos que componen la conexión.

Capítulo VI: Análisis experimental de la conexión. En esta sección se exponen todas las consideraciones tomadas para la realización de los ensayos, simulación a través de elementos finitos de la conexión, dimensiones de los especímenes, comportamiento de los miembros estructurales y resultados.

Capítulo VII: Conclusiones y recomendaciones. En este último capítulo se presentan los resultados más resaltantes de la investigación, así como, de las sugerencias para futuras investigaciones sobre este tipo de conexión y demás comentarios.

Objetivo general

Efectuar un estudio sobre el desempeño de una conexión empernada con diafragmas externos a momento (viga-columna) entre perfiles tubulares de acero conformados en frío fabricados en el país, con la finalidad de evaluar su comportamiento y desempeño ante acciones sísmicas y de esta forma generar las recomendaciones necesarias a la comunidad de ingenieros, para el logro de un diseño eficiente y seguro.

Objetivos específicos

- a) Presentar las consideraciones generales normativas para el diseño de perfiles tubulares como miembros pertenecientes al sistema resistente a sismos, esencialmente para pórticos resistentes a momentos con conexiones empernadas con planchas de extremo.
- b) Proponer un diseño y detallado para la conexión empernada a momento viga-columna entre perfiles tubulares con planchas extremas.
- c) Elaborar un procedimiento práctico de diseño para este tipo de conexión.
- d) Validar la conexión propuesta mediante el método de los elementos finitos, con la finalidad de determinar las zonas de concentración de tensiones de sus partes y obtener un prototipo definitivo para efectuar ensayos experimentales a escala real.
- e) Efectuar ensayos experimentales cuasi-estáticos de la conexión elegida, con el propósito de determinar el desempeño general de la conexión y las zonas de disipación de energía de los tubulares utilizados como vigas y del entorno de la conexión.

Alcance

Se plantea efectuar una investigación basada en normas, especificaciones, documentos técnicos y estudios concretos emanados de investigaciones, tanto nacionales como internacionales de donde se puedan obtener recomendaciones específicas para el diseño de una conexión emperrada viga-columna con placas o planchas extremas para pórticos a momento de acero, la cual estará compuesta con planchas y perfiles tubulares cuadrados como columnas y rectangulares como vigas, se destaca que la columna tendrá diafragmas externos para garantizar una distribución adecuada de las tensiones sobre la misma. Posteriormente se elaborarán modelos de elementos finitos de la conexión, a través de un programa especializado comercial que sirva para escoger el modelo de la conexión a ensayar. Se realizaran por lo menos tres pruebas o ensayos, con la finalidad de verificar el comportamiento de la conexión y de esta manera validar o proponer un detallado eficiente y por ende dejar bases sentadas para futuras investigaciones.

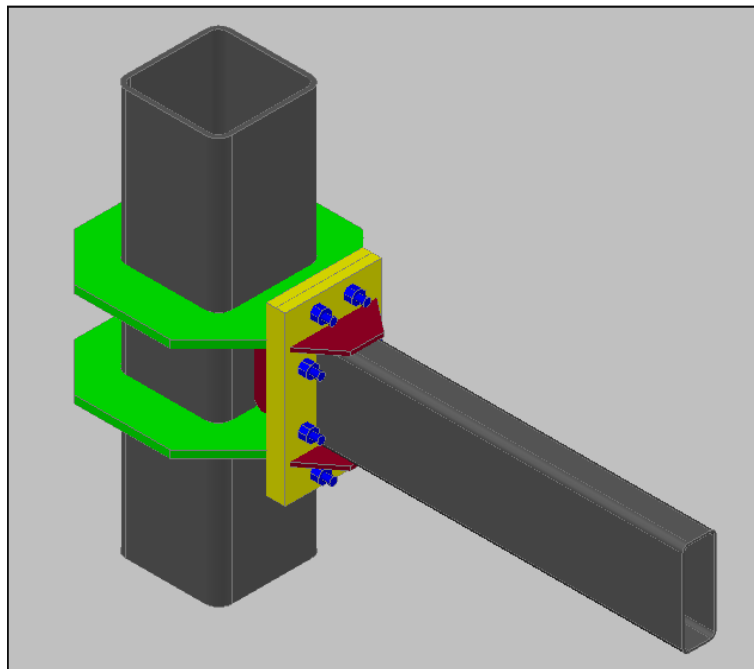


Figura I.1 Prototipo de la conexión emperrada a momento con perfiles tubulares de la investigación

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En Venezuela se ha evidenciado la utilización de los perfiles tubulares de acero en estructuras con pórticos a momento para el sistema resistente a sismos en edificaciones de baja altura (usualmente hasta cuatro niveles debido al tamaño de los perfiles disponibles en el mercado venezolano), ver Figuras I.2 y I.3, en donde muchas de sus conexiones viga-columna se efectúan de forma directa, soldadas en el sitio, regularmente tubular rectangular como viga soldado a cara del tubular cuadrado o circular como columna, es decir, sin detallado (elementos de unión o de refuerzo que ofrezcan rigidez o resistencia para la generación de la conexión) o con un mínimo detallado compuesto comúnmente por cartelas o elementos de apoyo y con pocos controles de calidad. Los errores que se observan en las figuras son comunes en muchas edificaciones en el país. Aparentemente, por desconocimiento en la materia o por excesiva confianza de una gran parte de constructores y profesionales diseñadores, se cree que ese tipo de conexión garantiza suficiente resistencia y rigidez para mantener inalterado el ángulo entre los miembros que se conectan en el rango elástico, después de haberse aplicado las cargas correspondientes (conexión rígida) y además permiten la disipación de energía por deformación inelástica estable de miembros y/o elementos fusibles antes acciones sísmicas y por ende mantienen la estabilidad e integridad de la estructura, la cual está dada primordialmente por la resistencia a carga lateral del pórtico a través del desarrollo de flexión y corte en los miembros y en las juntas. Este mecanismo permite que el pórtico a momento, de naturaleza flexible, se comporte de manera dúctil, siempre y cuando se provea de adecuado detallado de la conexión, lo cual es necesario para disipar la energía sísmica que ingresa al sistema. Este problema se agrava cuando las estructuras se construyen en zonas donde la amenaza sísmica tiende a ser importante y cuando los controles de calidad son mínimos o escasos. Esta situación ha generado estructuras potencialmente vulnerables, principalmente ante acciones accidentales, como lo son las de origen sísmico.

Asimismo, los perfiles tubulares o HSS (*Hollow Structural Section*), según las referencias normativas internacionales vigentes, deben cumplir ciertos requisitos, al igual que los demás perfiles de acero de sección abierta, para que puedan ser parte del sistema resistente a sismos, los cuales están vinculados directamente con las relaciones de esbeltez local de los elementos de las secciones de los miembros, sus conexiones (para este caso de estudio; las conexiones para pórticos resistentes a momentos viga de sección rectangular y columna cuadrada) y demás disposiciones generales.

Específicamente, para el caso de las conexiones a momento que sean parte del sistema resistente a sismos, se exige comprobación o evidencia experimental a través del cumplimiento de un protocolo de ensayo para su calificación o precalificación dependiendo del alcance según lo establezca la autoridad competente, ya que se espera disipación de energía por deformación inelástica para garantizar un comportamiento histerético estable, a través de la resistencia al post pandeo de los miembros, es decir, daño controlado en zonas preestablecidas o preparadas para tal fin (rótulas plásticas) cercanas a las mismas, regularmente en las vigas y también en la zona del panel. Esta filosofía de diseño y el estado del arte han sido contempladas por el AISC desde los años 90, en sus provisiones sísmicas para estructuras de acero en edificaciones denominadas, hoy en día, en idioma inglés “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” AISC 341. En este mismo orden de ideas se subraya, que varios de los perfiles tubulares comercializados y fabricados en el país, tienen altas relaciones de esbeltez local de sus elementos que conforman las secciones, específicamente los cuadrados y circulares, es decir varios de ellos no cumplen con las relaciones de esbeltez local (ancho/espesor o diámetro/espesor) a menos que estén rellenos con concreto estructural, según lo requerido por las normas de referencia, específicamente las establecidas en las previsiones sísmicas de la AISC vigente, la cual es la utilizada en los Estados Unidos de América cuando la amenaza sísmica es alta y para casos especiales, además la misma sirve de referencia para la elaboración

de muchas normas de estructuras de acero para edificaciones en el mundo, como lo es para el caso venezolano. Este hecho afecta principalmente a los miembros utilizados a compresión o flexocompresión (columnas y arriostramientos) y en menos proporción para las vigas (flexión).

Por otra parte, se destaca que la utilización de los perfiles tubulares en Venezuela como miembros estructurales, se ha realizado sin una normativa nacional oficial que especifique los requisitos para el diseño sismorresistente de los sistemas con pórticos, y la alternativa por la que han optado algunos profesionales ha sido el uso de las especificaciones extranjeras comentadas con anterioridad y de documentos técnicos complementarios; guías, manuales. La ambigüedad normativa manifestada ha hecho, por una parte, que muchos ingenieros estructurales utilicen los tubulares de acero para pórticos a momento, con precaución, incluso en muchos casos, omitiendo su uso en los sistemas resistentes a sismos de las edificaciones, ya que no se tiene suficiente y adecuada información sobre el desempeño sísmico de las conexiones a momento, porque las investigaciones que se refieren a este tema en el país han sido pocas y aisladas.



Figura I.2 Conexiones directas entre perfiles tubulares soldadas en sitio

Cabe destacar que, en Venezuela el diseño de edificaciones contempla el efecto sísmico en una gran parte del país. Esto remite claramente a los profesionales responsables del proyecto estructural a considerar, que el diseño de las estructuras para las edificaciones se debe realizar cumpliendo estrictamente con los criterios de diseño sismorresistente aceptados por la comunidad internacional de la ingeniería, así como los controles de calidad establecidos en las normas y especificaciones vigentes.



Figura I.3 Estructura tubular a base de pórticos de uso común para edificaciones multifamiliares

Justificación del problema

De lo anterior se deriva, que es necesario el desarrollo de investigaciones sobre el comportamiento de conexiones a momento viga-columna entre los miembros tubulares para pórticos, principalmente los conformados en frío, los cuales son los más comercializados en el país, por encima de 240.000 toneladas al año. Asumiendo que los procedimientos y métodos usados para los perfiles abiertos pueden ser adaptados, en gran parte, a las características particulares de los tubulares de acero.

De igual forma, la investigación planteada sobre el comportamiento de una conexión a momento empernada (viga-columna) con diafragmas externos para sistemas resistentes a sismos con perfiles tubulares (viga rectangular y columna cuadrada), para los distintos niveles de diseño establecidos en la norma venezolana sismorresistente vigente, con especial atención en los niveles de diseño ND2 y ND3, servirá como guía a los profesionales para la confección de conexiones similares y permitirá mitigar la configuración de conexiones deficientes para este tipo de sistema estructural. Cabe señalar, que desde el principio se ha mostrado de manera implícita, la problemática que pueden tener un gran número de edificaciones con estructuras de acero en el país, que poseen sistemas con pórticos a momentos construidas con perfiles tubulares sin conexiones bien detalladas y/o probadas, debido a la ligereza o a la falta de información que han tenido algunos profesionales al plantear las conexiones a momento con perfiles tubulares en zonas de moderada y alta amenaza sísmica.

Además, con la verificación del comportamiento de esta conexión se podrá contar con una conexión calificada, la cual puede ser empleada de forma inmediata en construcciones de acero para edificaciones, así como de un procedimiento de diseño práctico para este tipo de conexión, el cual puede ser extrapolado a otras soluciones.

También, la investigación permitirá establecer un punto de partida para futuras investigaciones (posible apertura de una línea de investigación con tubulares) que propicien la estimulación de la construcción de conexiones para estructuras prefabricadas de acero más seguras y confiables con tubulares conformados en frío HSS de producción nacional, a través de la calificación de otras conexiones o la precalificación de algunas con este tipo de perfil.

Para lograr el objetivo, se reitera que es necesario verificar el desempeño de la conexión mediante ensayos a escala real según el protocolo establecido para tal fin, con el propósito de determinar su uso de acuerdo al nivel de diseño, los mecanismos de falla y demás factores de interés, para y de esta forma proponer un detallado eficiente que permita la disipación de energía por deformación en el rango inelástico sin pérdida apreciable de resistencia.

MARCO REFERENCIAL

Antecedentes

Las conexiones a momento sismorresistentes de acero han tenido una gran evolución desde los años sesenta, incluso antes que ocurrieran los sismos o terremotos de Northridge 1994 en USA (6,7 Richter) y Hyogo-ken Nanbu (Kobe) 1995 en Japón (7,2 Richter), las estructuras con pórticos a momento de acero, en general, no habían presentado fallas evidentes, por lo tanto se creía que el problema de la conexión a momento estaba resuelto. A nivel normativo *Uniform Building Code* (UBC) (ICBO) en 1988 mostraba las pautas para la elaboración de una conexión a momento precalificada con alas soldadas y alma empernada, con mínimo cálculo para su diseño, la cual estaba basada en las investigaciones de Popov y Pinkney (1969), Popov y Stephen (1970), Krawinkler, Bertero y Popov (1971) y Bertero, Krawinkler y Popov (1973), incluso años más tarde (1992) el AISC había adoptado esta conexión en sus previsiones sísmicas, como parte de su esquema normativo. De igual manera se señala lo referido en FEMA-355D (2000), que para ese momento una conexión para pórticos que alcanzara una rotación plástica de 0,02 radianes era suficiente para el diseño sísmico. Después de la ocurrencia de los dos terremotos señalados, se pudieron detectar los principales problemas que tuvieron las estructuras de las edificaciones con pórticos a momento de acero, los cuales estaban focalizados en las conexiones soldadas en sitio a momento viga-columna. También, es conveniente acotar que algunas investigaciones más completas mostraban ensayos, años antes de la ocurrencia de los terremotos en referencia, en donde se observaban agrietamientos prematuros por algunos defectos en ese tipo conexión; Popov, Amin, Louie y Stephen (1986), Tsai y Popov (1988), etc. estas observaciones no fueron tomadas en cuenta, debido al optimismo y a la trayectoria de dichas conexiones en la construcciones de acero. También en investigaciones posteriores a los terremotos Northridge 1994 y Kobe 1995, en un número limitado de edificaciones, confirmaron que existían daños

ocultos en estructuras afectadas por los terremotos de Landers y Big Bear en 1992 y el de loma de prieta en 1989.

Estos acontecimientos generaron diversas investigaciones programadas a gran escala, como las generadas inicialmente en USA por el Comité SAC; conformado por SEAOC, ATC y CUREe, con el financiamiento de FEMA; *Federal Emergency Management Agency*. Las mismas arrojaron como resultado la determinación de las fallas más comunes en este tipo de conexión; propagación de grietas por fractura en las soldaduras; por concentraciones de tensiones y la poca tenacidad del material de aporte, pandeo local de los elementos de las secciones de los miembros (vigas) y la variabilidad importante de las propiedades mecánicas de los aceros, y el mejoramiento de tres factores principales asociados a las fallas, para la elaboración de las conexiones: la soldadura, el diseño (detallado de las conexiones, consideración de la variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales, etc.) e inspección adecuada para lograr la calidad establecida. Cabe señalar que de estas investigaciones se obtuvo un grupo de conexiones precalificadas soldadas y empernadas, las cuales fueron concebidas a través de la nueva filosofía de diseño, que estableció un nuevo protocolo de calificación. En la Figura I.4 se muestra una fotografía de una conexión a momento entre perfiles abiertos ensayada en el Proyecto SAC.



Figura I.4 Conexión a momento entre perfiles abiertos

Cabe destacar, que los perfiles tubulares no fueron tan documentados en USA para ese momento, como fue en el caso de los perfiles abiertos, debido a que su utilización no había sido tan representativa en la configuración de pórticos resistentes a momentos, inclusive se puede decir que existe aún muy poca investigación sobre las conexiones a momento, en el área sismorresistente, en comparación con las investigaciones generadas en los Estados Unidos de América, para los perfiles abiertos.



Figura I.5 Conexión típica en Japón 1995, pandeo local de la columna

Sin embargo en Japón, a raíz de lo acontecido del terremoto de Kobe (1995), también se efectuó una investigación a gran escala de parte del AIJ *Architectural Institute of Japan* en el proyecto denominado *Kinki Steel Project* (1998), aquí se notó que la utilización de los perfiles tubulares con conexiones a momentos era una práctica

común, pero sólo los tubulares se utilizaban como columnas, ver Figura I.5 en donde se observa pandeo local en la columna tubular cercano a la conexión después del terremoto de Kobe, se destaca que la conexión con diafragmas pasantes no sufrió daño aparente.

Esta investigación también otorgó conclusiones similares a las de los Estados Unidos de América, en la Figura I.6 se muestra una fotografía del ensayo realizado a un prototipo de conexión en el proyecto japonés, allí se observa total plastificación de la viga sin deterioro de la columna, lo cual muestra que las planchas colocadas que atraviesan la columna (diafragmas pasantes), permiten mantener la forma geométrica inicial de la columna tubular. La falla final fue debido a la fractura de la soldadura de las alas del perfil abierto.



Figura I.6 Ensayo emanado de la investigación del AIJ *Architectural Institute of Japan* en el proyecto denominado *Kinki Steel Project*

Luego de mencionar las investigaciones más conocidas, se han podido identificar otras investigaciones dedicadas más al ámbito casi exclusivo de los perfiles tubulares con sus variaciones, tanto el análisis de la conexión a momento con planchas

(diafragma externo) entre perfiles tubulares y perfiles abiertos y sin planchas entre perfiles tubulares, así como el análisis del comportamiento como miembro a flexión utilizado como viga y columna ante acciones sísmicas, también se incluyen los miembros rellenos de concreto y otras destinadas a determinar el patrón de comportamiento de las planchas de extremas empleadas para conectar perfiles tubulares, todo esto otorga información valiosa complementaria para estimar un procedimiento que permita la elaboración de la conexión a momento entre perfiles tubulares empernada, ya que las investigaciones no han contemplado las conexiones empernadas con planchas extremas y con diafragmas externos al mismo momento. Estas investigaciones fueron emprendidas en: Australia por Wheeler, Clarke y Hancock (1995 y 2003) las cuales tocan el tema del diseño de conexiones empernadas con planchas extremas para perfiles tubulares rectangulares, la de Wilkinson y Hancock (1998) referida a examinar la compacidad de las almas de los perfiles rectangulares a través de ensayos y la de Wilkinson (1999) sobre el comportamiento plástico de los perfiles tubulares rectangulares conformados en frío. En Venezuela tenemos los temas tratados por: Febres (2002) sobre el modelo de daño para pórticos planos de acero para cargas histeréticas, en donde considera tubulares circulares en su investigación, lo desarrollado por Sarcos, Delgado y García (2005) sobre el cálculo aproximado del diagrama de momento-rotación para perfiles tubulares conformados en frío sometidos a flexión monotónica y el de Ugarte, Sarcos y Flórez (2006) referente al comportamiento de los perfiles tubulares a flexión monotónica, se destaca que hay otras investigaciones sobre temas similares y que al mismo tiempo tocan sobre el comportamiento de los perfiles tubulares como columnas. Por su parte en Colombia tenemos lo realizado por: Posada y Pabón (2004) que contempló conexión soldada en campo con tubular armado como columna y perfil abierto como viga y la de Uribe y Valencia (2009) la cual consideró la calificación de una conexión rígida empernada, compuesta por un perfil abierto con forma de I y una columna tubular cuadrada rellena con concreto estructural, bajo la acción de cargas dinámicas y las recientemente realizadas en USA por McCormick y Fadden (2010) referida a ensayos

a gran escala de perfiles tubulares rectangulares usados como vigas para aplicaciones sísmicas y la de Fadden (2013) la cual trata de forma profunda el comportamiento de los perfiles tubulares a flexión cíclica para sistemas resistentes a sismos con pórticos a momentos, así como de sus conexiones viga-columnas soldadas entre perfiles tubulares con diafragmas y sin diafragmas.

Por último, se menciona los esfuerzos realizados por el CIDECT; *Comité Internacional pour le Developpement et l'Etude de la Construction Tubulaire* en español, *Comité Internacional para el Desarrollo de la Construcción Tubular*. Sus acciones permitieron la creación de conexiones entre perfiles tubulares como columna y perfil abierto como viga empernadas con diafragmas, se destaca que el empernado se realiza en la viga (en campo), es decir el empalme se establece lejos de la conexión viga columna que se efectúa soldada en taller, asimismo se menciona que a este tipo de conexión se le suele llamar “Columna de Árbol”. También se puede señalar las sugerencias emitidas por el AISC, el STI *American Tube of Steel Construction* y la AISI *American Iron and Steel Institute* en el *Manual of Connections, Hollow Structural Sections* en 1997, en donde se insta a la utilización de los diafragmas.

Hasta ahora se ha distinguido en general que las investigaciones señaladas se han orientado a las prácticas comunes de cada zona o país, por esta razón y para nuestro caso, la investigación aplica a configuraciones de conexión a momento (viga-columna) empernada entre perfiles tubulares de producción nacional; viga (rectangular) y columna (cuadrada), con aplicaciones potenciales en edificaciones hasta 4 o 5 niveles.

Sistema estructural con pórticos

Introducción

Cuando se procede a diseñar una estructura de acero sismorresistente, es necesario reconocer cuál es el sistema resistente a sismos, con el propósito de identificar cuáles son los miembros que tendrán la responsabilidad de absorber y disipar energía por deformación inelástica del material (acero), ante cargas alternantes debido a la acción sísmica y cuáles serían las conexiones asociadas a los mismos que permitan garantizar la transmisión de solicitaciones entre los miembros estructurales.

Esta acción permite prestar la debida atención al diseño de los miembros y sus conexiones, ya que el diseño sismorresistente presume el cumplimiento de un conjunto de requerimientos mínimos o requisitos sismorresistentes para lograr alcanzar el nivel de diseño esperado del sistema estructural, entre esos requisitos se menciona el diseño por capacidad.

La norma COVENIN 1756-01:2001, *Edificaciones Sismorresistentes*, establece los niveles de diseño requeridos para las edificaciones en función del uso y la zona sísmica determinando los valores máximos del factor de reducción de respuesta de acuerdo al nivel de diseño establecido, el tipo de estructura y su regularidad, entre otros aspectos específicos que promueven la disminución del factor de reducción de la respuesta sísmica, R .

De igual manera, se destaca que la norma sísmica venezolana y la norma de diseño para estructuras de acero para edificaciones vigentes, contemplan los sistemas estructurales con pórticos con secciones mixtas, es decir, acero-concreto, en donde hay cabida para la aplicación de los perfiles tubulares en las estructuras para edificaciones, específicamente para las columnas y arriostramientos. En este sentido, se menciona que los HSS poseen una gran ventaja en la aplicación para este tipo de

sistemas, lo cual radica en la facilidad que tienen los mismos para ser rellenos con concreto estructural.

El aspecto fundamental que atañe a esta investigación y que requiere especial atención para el diseño de estructuras sismorresistentes con los perfiles tubulares o HSS, son las conexiones involucradas con miembros que pertenecen al sistema resistente a sismos. Hoy en día, las normas señalan que las conexiones, aparte de cumplir varios requisitos sismorresistentes, deben poseer suficiente evidencia experimental para garantizar un comportamiento adecuado ante acciones sísmicas, inclusive poseen secciones que indican la metodología de ensayo para el tipo de conexión a analizar.

Igualmente, se debe mencionar que estas normas, para el caso de conexiones a momento, identifican cuáles son las conexiones que requieren ensayos para su calificación o un conjunto ellos para llegar a la precalificación. Es decir, no todas las conexiones necesitan ser calificadas para su utilización en sistemas resistentes a sismos, todo dependerá del tipo de sistema estructural elegido como solución y de la confiabilidad de la conexión según las investigaciones previas y demás experiencias obtenidas ante sismos.

Pórticos resistentes a momentos con perfiles tubulares

Los sistemas de pórticos a momento de acero (sistemas Tipo I, según la norma sísmica COVENIN 1756 de 2001), requieren regularmente conexiones rígidas calificadas o precalificadas, ya que la conexión representa el eslabón fundamental que otorga la estabilidad a este tipo de sistema flexible, también se menciona que los mismos deben ser capaces de resistir y transmitir la totalidad de fuerzas gravitacionales y sísmicas, permitiendo un comportamiento hiperestático estable del sistema estructural, tanto en el rango perfectamente elástico, como las incursiones en rango inelástico en zonas denominadas rótulas plásticas.

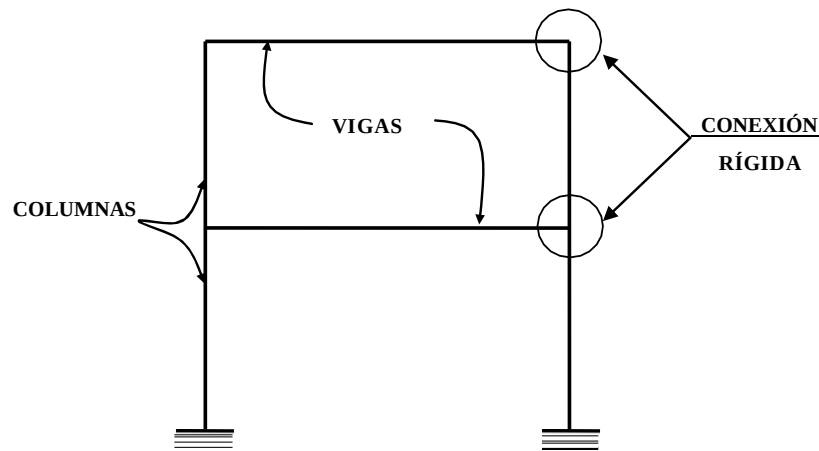


Figura I.7 Esquema general de los componentes de un pórtico resistentes a momento

Se entiende por rótula plástica al punto del miembro o miembros (viga) en que se alcanza la resistencia máxima del mismo, iniciándose en el material un estado de deformación inelástico, producto de haber alcanzado y sobrepasado el límite elástico cedente del material. No obstante, la conexión a momento entre perfiles tubulares no ha tenido suficiente investigación como su equivalente entre perfiles abiertos, este hecho abre una oportunidad interesante hacia la elaboración y comprobación de este tipo de conexiones y más aún en estos momentos en donde los errores de conceptualización y confección de este tipo de conexión son muy frecuentes en nuestra nación. De la misma manera, se señala que no es recomendable usar conexiones viga-columna soldadas directas entre perfiles tubulares (viga rectangular y columna cuadrada o circular) que forman parte del sistema resistente a sismos, principalmente para los niveles de diseño ND2 y ND3, ya que regularmente estas conexiones poseen un comportamiento semi-rígido, debido a que los perfiles tubulares rectangulares usados en Venezuela son estrechos en comparación de las columnas, es decir, esa situación hace que la viga se conecte en la zona central de la cara de la columna alejados de las esquinas redondeadas, de allí se genera una zona débil y con alta concentración de tensiones, lo cual no permite que la conexión posea suficiente rigidez para asemejar el comportamiento de una conexión a momento

rígida, que propicie y permita la rotulación de la viga mediante un detallado adecuado que logre que esta conexión permanezca en rango elástico de deformación.

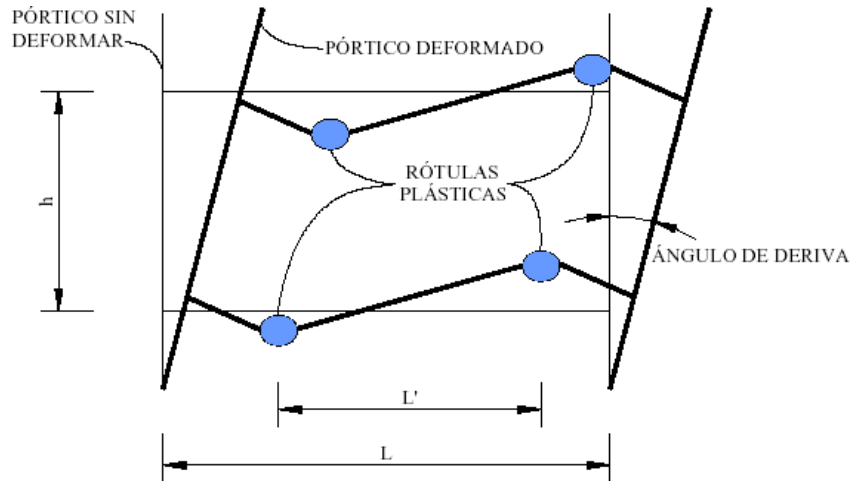


Figura I.8 Esquema de comportamiento sismorresistente ideal de un pórtico resistente a momentos

Estas conexiones son generalmente utilizadas para conectar los miembros diagonales y montantes a los cordones principales de las vigas de celosía, o en conexiones de los miembros que no forman parte del sistema sismorresistente o para algunos casos en donde el diseño aplique para el nivel de diseño ND1.

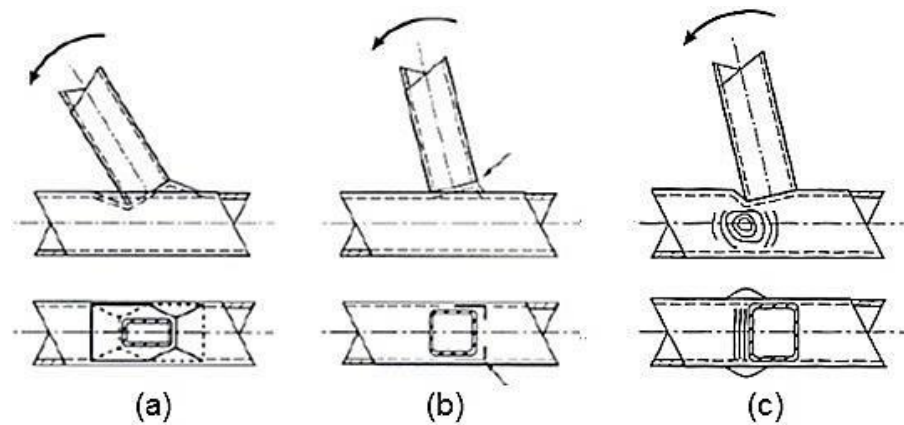


Figura I.9 Conexiones directas entre perfiles tubulares. (a) punzonado, (b) desgarramiento laminar y (c) aplastamiento y pandeo local de las paredes laterales del perfil tubular principal

Esta situación es de importancia, ya que genera errores significativos cuando se realizan los análisis estructurales con programas de diseño o por los métodos simplificados, como por ejemplo: la sobre estimación de la rigidez lateral del sistema; lo cual puede generar periodos de vibración no reales a la estructura que será construida y la subestimación del efecto $P-\Delta$, ver Figura I.10

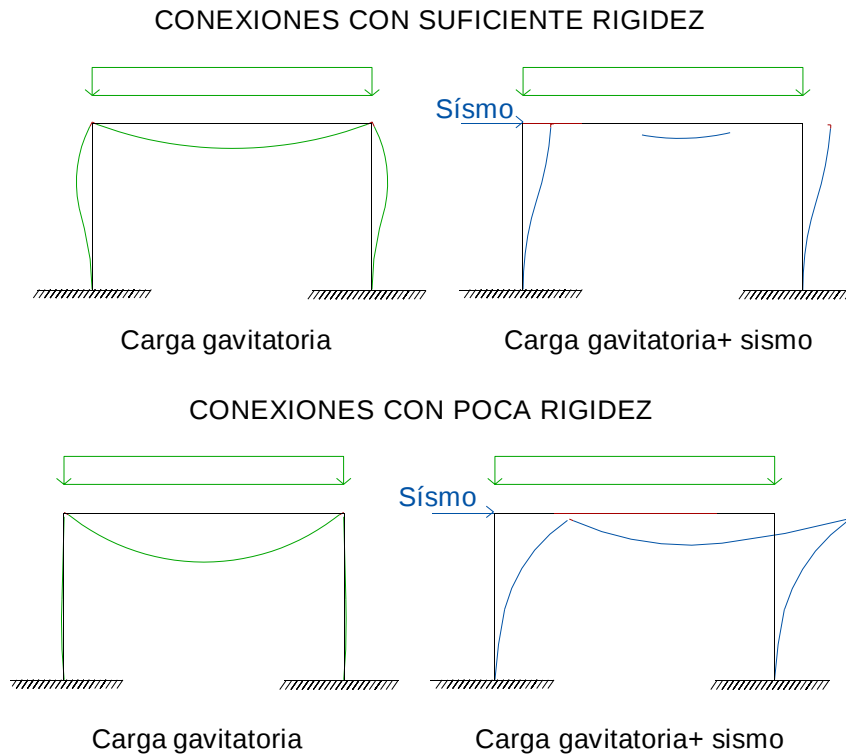


Figura I.10 Diferencia entre pórticos con conexiones rígidas y pórticos con conexiones semi-rígidas.

Por otra parte, se denota que los perfiles tubulares rectangulares usados como vigas son capaces de disipar energía en el rango inelástico de deformaciones. Esto ha sido comprobado por varias investigaciones internacionales Wilkinson y Hancock (1998), Wilkinson (1999), McCormick y Fadden (2010) y Fadden (2013) y algunas locales. En este sentido es conveniente que el diseñador revise los límites de relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de la secciones de los miembros, alas y almas de las vigas y columnas, con el propósito de seleccionar los miembros ideales

para cumplir con la misión de limitar el pandeo local de los elementos de las secciones transversal. Se resalta que esta consideración aplica para los niveles de diseño ND2 y ND3, ya que para los pórticos con nivel de diseño ND1, no se establecen limitaciones en cuanto a la relación de esbeltez de los elementos comprimidos de las secciones de los miembros, ya que se espera mínima capacidad de disipación de energía por deformación del material, sin embargo es conveniente revisar que las secciones no sean esbeltas, para evitar el pandeo local en el rango elástico.

Por otra parte, los pórticos resistentes a momento que pertenecen al sistema resistente a sismos, pueden proveerse de diferentes capacidades de disipación de energía: mínima, moderada y especial o alta, esto es llevado a cabo mediante varios requisitos sismorresistentes, los cuales se traducen en detalles estructurales que permiten un nivel de disipación de energía de acuerdo a la necesidad planteada y otras consideraciones globales. Un pórtico resistente a momento con alta capacidad de disipación de energía, es aquel que posee detalles especiales que garantizan altas ductilidades y por ende gran capacidad de deformarse inelásticamente durante el evento sísmico; tales deformaciones inelásticas incrementan el amortiguamiento y reducen la rigidez de la estructura, dando como resultado menores fuerzas sísmicas sobre la misma, disipando de esa forma una cantidad considerable de energía mediante un comportamiento histerético estable; esto hace que este tipo de pórtico sea adecuado para zonas de alta sismicidad. Por otro lado, los pórticos con capacidades mínima y moderada, se diseñan utilizando detalles que permitan desarrollar los niveles de deformación inelástica respectiva menores que el anterior y resultan eficientes en zonas de menor amenaza sísmica. Para este trabajo interesan los pórticos con alta y moderada capacidad de disipación de energía, ya que la conexión planteada está relacionada con esos niveles de diseño.

Para establecer la relación de la norma Venezolana y la ANSI/AISC 341, con respecto a las capacidades de los tipos de pórticos, podemos interpretar que el nivel

de diseño ND3 para el sistema con pórticos a momento lo podemos relacionar de manera aproximada a que es equivalente a un pórtico especial de momento SMF *Special Moment Frames*, según ANSI/AISC 341:10. De igual manera, el nivel de diseño ND2, puede ser equivalente a un pórtico intermedio de momento IMF *Intermediate Moment Frames* y nivel de diseño ND1 equivalente a un pórtico ordinario de momento OMF *Ordinary Moment Frames*.

De acuerdo a lo tratado, solo se requiere, para el diseño de estructuras con pórticos a momentos para los niveles de diseño ND2 y ND3 con perfiles tubulares conformados en frío utilizados como vigas y columnas, es la calificación o precalificación de las conexiones, para comprobar que se satisfacen los requisitos de resistencia y rotación inelástica establecidos, mediante ensayos bajo cargas cíclicas según las normas vigentes, así como la verificación experimental de los límites de las relaciones de esbelteces locales.

Igualmente se señala que las conexiones rígidas serán diseñadas para la máxima capacidad a flexión producida por la viga más el momento producido por corte trasladado a la rótula plástica o por la flexión máxima de los pernos. Igualmente se debe verificar el criterio columna fuerte viga débil, para evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas primero que en las vigas. Cabe destacar, que se debe prestar atención a la desplazabilidad global de los sistemas con pórticos de momento, ya que en muchos casos la flexibilidad de los mismos puede condicionar el diseño, por tal razón se insta a verificar los valores límites de las derivas de los entrepisos, según la normativa vigente.

Por otra parte, el sistema con pórticos permite la utilización de la conexión propuesta con los perfiles tubulares rellenos de concreto estructural, como una alternativa para mejorar la situación de flexibilidad que presentan las estructuras de acero Tipo I, así como, propiciar el cumplimiento del criterio: viga débil - columna fuerte; utilizando columnas rellenas. También, ello permite el mejoramiento de la predisposición del

pandeo local de los elementos de las secciones de los miembros y por ende el aumento del límite de la clasificación de esbeltez local, en pro de la estabilidad y de la disipación de energía del sistema. En definitiva, esta alternativa procura la optimización del desempeño estructural de pórticos a momentos ante acciones sísmicas. No obstante, como ya ha sido mencionado, también hay carencia de conexiones precalificadas entre perfiles tubulares (vigas y columnas HSS) para este tipo de sistemas, para lo cual se necesita la comprobación mediante ensayos de cargas cíclicas de la conexión, la cual debe satisfacer los requisitos de resistencia y rotación inelástica exigidos en las normas, para pórticos con nivel de diseño ND3, equivalente a un pórtico mixto especial de momento C-SMF *Composite Special Moment Frames*, según AISC 341:10, así como, para el nivel de diseño ND2, equivalente a un pórtico mixto intermedio de momento C-IMF *Composite Intermediate Moment Frames*. En todo caso, el diseño de los miembros y sus conexiones se hará siguiendo los lineamientos de las normas nacionales e internacionales relativas a miembros mixtos.

Definiciones

Acción mixta: condición en la cual elementos y miembros de acero y de concreto trabajan como una unidad en la distribución de las fuerzas internas.

Acero estructural: en estructuras metálicas, todo miembro o elemento necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura, se señala que este acero debe estar amparado por un certificado de calidad.

Adherencia directa: En una sección mixta, mecanismo de transmisión de la carga entre el acero y el concreto por adherencia.

Análisis elástico: análisis estructural que se basa en la suposición de que la estructura recupera su geometría original una vez se remueven las cargas aplicadas.

Análisis estructural: determinación de los efectos de las cargas sobre los miembros y las conexiones, con base en los principios de la mecánica estructural.

Análisis inelástico: análisis estructural que toma en cuenta el comportamiento inelástico del material incluyendo el análisis plástico.

Análisis plástico: análisis estructural que se basa en la suposición de un comportamiento rígido-plástico, es decir, supone que sobre toda la estructura se satisface el equilibrio y la tensión es igual o inferior a la de cedencia.

Ancho efectivo: ancho reducido de un elemento de una sección que bajo un estado uniforme de tensiones, es equivalente al elemento de la sección real sometido a un estado no uniforme de tensiones.

Ancho plano: para un perfil tubular de sección rectangular o cuadrado HSS, ancho nominal de una cara menos dos veces el radio exterior de la esquina. Cuando no se conoce este radio, puede tomarse como ancho plano el valor del ancho total menos tres veces el espesor de la pared.

Capacidad de rotación: es el incremento de rotación angular que un perfil dado, que es capaz de resistir ante una carga excesiva, también es definida como relación de la máxima rotación inelástica alcanzada y la rotación elástica idealizada para la condición de iniciación de la cedencia.

Carga de diseño: carga que se aplica sobre la estructura, obtenida con base en una combinación de cargas apropiada.

Carga estática: aquella que no está sujeta a tensiones de fatiga significativas. Las cargas gravitacionales, de viento y sísmicas son consideradas regularmente como cargas estáticas.

Carga factorizada: carga nominal o de servicio multiplicada por los factores de carga correspondientes.

Carga gravitacional: carga que actúa en dirección de la gravedad, tal como las cargas variables o las cargas permanentes.

Carga lateral: carga, tal como la producida por un sismo o viento, que actúa en dirección lateral.

Carga: fuerza u otra acción que resulta del peso de los materiales de construcción, de los ocupantes y sus pertenencias, o de efectos ambientales, movimientos diferenciales o cambios dimensionales restringidos.

Cartela: plancha, elemento o parte de un miembro que conecta a miembros en celosías o a un puntal o arriostamiento a una viga o columna o a ambas simultáneamente.

Cedencia a tracción: es la que ocurre bajo la acción de tensiones de tracción.

Cedencia local: es la que ocurre en una zona localizada de un elemento.

Cedencia por corte: es la producida por tensiones de corte.

Cedencia: estado límite de deformación inelástica que ocurre cuando se alcanza la tensión cedente del material.

Celosía: tipo de estructuración formada por un conjunto de miembros o elementos dispuestos en triangulación múltiple.

Columna dependiente: columna diseñada para soportar cargas gravitacionales únicamente, es decir, sus conexiones no están previstas para proveer resistencia a cargas laterales.

Columna mixta: sección de acero estructural embebida o rellena de concreto estructural (perfil tubular HSS relleno), que es usada como columna.

Columna: miembro estructural nominalmente vertical cuya función primaria es la de resistir cargas axiales de compresión.

Combinación de cargas factorizadas LRFD: combinación de cargas para el diseño por resistencia para los estados límites.

Concentración de tensiones: condición de tensiones concentradas, de magnitud considerablemente superior al promedio (aún en secciones transversales de espesor uniforme cargadas uniformemente), generada por cambios bruscos en la geometría o por cargas concentradas.

Conexión a momento parcialmente restringida: conexión que transfiere momento, sin que sea despreciable la rotación entre los miembros conectados.

Conexión de momento totalmente restringida: conexión capaz de transferir momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados.

Conexión de momento: conexión que transmite momentos flectores entre los miembros conectados.

Conexión en cruz para perfiles tubulares HSS: conexión en la cual las fuerzas de los miembros secundarios (ramales) u otros elementos conectados transversales al miembro principal están equilibradas básicamente por fuerzas en miembros ramales u otros elementos que se conectan sobre la cara opuesta del miembro principal.

Conexión en K: para los perfiles tubulares HSS, conexión en la cual las fuerzas de los miembros secundarios (ramales) o elementos conectados transversales al miembro principal están básicamente equilibradas por fuerzas en otros miembros ramales o elementos conectados sobre la misma cara del miembro principal.

Conexión en T: para los perfiles tubulares HSS, conexión en la cual el miembro secundario (ramal) o elemento conectado es perpendicular al miembro principal y las fuerzas transversales al miembro principal básicamente se equilibran por fuerzas de corte en este último.

Conexión en Y: para los perfiles tubulares HSS, conexión en la cual el miembro secundario (ramal) o elemento conectado no es perpendicular al miembro principal y las fuerzas transversales al miembro principal básicamente se equilibran por fuerzas de corte en este último.

Conexión precalificada: conexión que cumple con los requisitos dispuestos en los documentos normativos del AISC, emanadas de amplios estudios sobre conexiones amparados por un conjunto de ensayos a diferentes prototipos.

Conexión simple: conexión en la cual el momento que se transmite entre los miembros conectados es despreciable.

Conexión tipo aplastamiento: conexión emperrada en la cual las fuerzas de corte se transmiten por aplastamiento entre el perno y los elementos de conexión.

Conexión: combinación de elementos y juntas estructurales, que intervienen en la transmisión de fuerzas entre dos o más miembros.

Cordón: en perfiles tubulares estructurales HSS, es el miembro principal que se extiende a través de la conexión de celosías.

Deriva: deflexión lateral de una estructura.

Deslizamiento: en una conexión emperrada, estado límite de desplazamiento relativo entre partes conectadas que ocurre antes que se alcance la resistencia de diseño de la conexión.

Diafragma: plancha con rigidez y resistencia en su plano, que se usa para transferir fuerzas a los elementos de soporte.

Dimensión nominal: dimensión teórica de referencia, como las que aparecen en las tablas de propiedades de las secciones.

Doble curvatura: condición de deformación de una viga con uno o más puntos de inflexión en el tramo.

Efecto de palanca: amplificación de la fuerza de tracción en un perno causada por la acción de palanca entre el punto de aplicación de la carga, el perno y la reacción sobre los elementos conectados.

Elemento no rigidizado: elemento plano de una sección de un miembro que está sometido a compresión, que posee un extremo o borde libre a lo largo del miembro y paralelo a la dirección de la carga.

Elemento rigidizado: elemento plano de una sección de un miembro que está sometido a compresión, que no posee sus extremos o bordes libres a lo largo del miembro y paralelo a la dirección de la carga.

Espesor de diseño: para un perfil tubular HSS, es el espesor de la pared empleado en el cálculo de las propiedades de la sección transversal.

Estabilidad: condición en que la carga de un componente estructural, pórtico o estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría no produce grandes desplazamientos.

Estado límite de resistencia: condición límite en la cual se alcanza la capacidad última de resistencia.

Estado límite: condición más allá de la cual una estructura o uno de sus componentes deja de ser adecuada para cumplir su función (estado límite de servicio) o alcanza su capacidad última de carga (estado límite de resistencia).

Factor de minoración de la resistencia: factor que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de la resistencia real con respecto a la resistencia nominal del miembro, así como el tipo de falla y sus consecuencias.

Factor de reducción de respuesta sísmica: Factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas para obtener las fuerzas sísmicas de diseño para un sistema estructural.

Factor de sobre-resistencia: Ω_o : factor especificado por las normas con el fin de determinar la carga sísmica amplificada.

Falla por distorsión: estado límite para una conexión de perfil tubular de sección rectangular o cuadrada HSS en una celosía, en el que la sección transversal del miembro adquiere forma romboidal.

Fatiga: estado límite de iniciación y crecimiento de grietas, como resultado de la aplicación repetida de cargas.

Flexión local: estado límite de deformación apreciable de un elemento rigidizado o no rigidizado bajo la acción de una carga concentrada.

Fuerza concentrada: fuerza de tracción o compresión aplicada perpendicularmente a un elemento rigidizado o no rigidizado.

Fuerza: resultante de la distribución de tensiones sobre un área predeterminada.

Gramil: distancia transversal a líneas de centros de perforaciones.

Inestabilidad: estado límite que se alcanza durante la carga de un componente estructural, un pórtico o una estructura, en la cual, una ligera perturbación en las cargas o la geometría produce grandes desplazamientos.

Junta o unión pre-tensionada: junta con pernos de alta resistencia que se aprietan hasta llegar a la pretensión mínima especificada.

Junta o unión: área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes, y que incluye las planchas, angulares, pernos, remaches y soldaduras empleados. Se clasifican por el tipo de conector o soldadura y por el método de transferencia de la fuerza.

LRFD: acrónimo de la frase en idioma inglés de las siglas (Load and Resistance Factor Design). Método por el cual los miembros y demás elementos estructurales se diseñan de manera que su resistencia de diseño sea igual o superior a la resistencia requerida obtenida bajo la acción de las combinaciones con cargas factorizadas.

Metal de aporte: metal que se añade al efectuar una soldadura.

Metal soldado: aquella parte del metal que se ha fundido durante el proceso de soldadura; está constituido por el metal base y de aporte en diversas proporciones.

Método del giro de la tuerca: procedimiento mediante el cual la pretensión especificada para los pernos de alta resistencia se controla mediante la rotación de la llave una determinada cantidad después que las tuercas se han llevado a la condición de apriete ajustado.

Miembro de alta ductilidad: miembro que se espera sea sometido por grandes rotaciones plásticas (más de 0,02 radianes) por flexión o por flexión por pandeo bajo el sismo de diseño.

Miembro de ductilidad moderada: miembro que se espera sea sometido a moderadas rotaciones plásticas (0,02 radianes o menos) por flexión o por flexión por pandeo bajo el sismo de diseño.

Miembro estructural de acero formado o conformado en frío: es aquel perfil fabricado a través del doblado de planchas o láminas en prensa o el formado en un tren de rodillos, a partir de tiras o bandas cortadas de bobinas. En ambos casos el proceso de doblez se ejecuta a temperatura ambiente, esto es, sin aplicación de calor.

Miembro mixto relleno: miembro mixto consistente en un perfil tubular HSS relleno con concreto estructural.

Momento cedente: en un miembro sometido a flexión, momento para el cual la fibra extrema alcanza la cedencia.

Momento plástico: en un miembro sometido a flexión, el momento resistente, teórico, para el cual todas las fibras de la sección transversal alcanzan la cedencia.

Pandeo local: estado límite de pandeo de un elemento a compresión en una sección transversal el cual puede provocar la falla prematura de todo el miembro.

Pandeo por corte: modo de pandeo en el cual un elemento plano, como el alma o almas de una viga, se deforma cuando es sometido exclusivamente a corte aplicado en el plano del o elementos planos.

Paso: espaciamiento longitudinal medido centro a centro entre conectores consecutivos.

Perfil conformado: perfil conformado en frío mediante trenes de rodillos, prensa u otro mecanismo, generalmente confeccionado en plancha delgada.

Perfil tubular estructural: perfil tubular de acero estructural de sección cuadrada, rectangular o circular, producida según las especificaciones para perfiles tubulares y tubos de acero.

Perno pretensionado: perno ajustado a la pretensión mínima.

Plancha de cubierta: plancha que se conecta al ala de un miembro de acero para reforzarlo.

Pórtico resistente a momento: sistema estructural aporticado que provee resistencia lateral y estabilidad estructural ante fuerzas y cargas, primordialmente por resistencia al corte y a la flexión de los miembros y sus conexiones.

Resistencia a la rotura: resistencia limitada por la rotura o desgarre de miembros o elementos de conexión.

Resistencia a la tracción: máxima fuerza de tracción que un miembro es capaz de resistir.

Resistencia al pandeo: resistencia asociada a estados límites de inestabilidad.

Resistencia cedente: tensión para la cual un material exhibe una desviación límite de la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, como lo define el ASTM y otras normas.

Resistencia de diseño: resistencia nominal multiplicada por un factor de minoración de resistencias.

Resistencia nominal: resistencia de una estructura o componente para atender los efectos de las cargas calculadas, sin aplicar el factor de minoración de la resistencia.

Resistencia requerida: valor de las solicitaciones obtenidas del análisis estructural para las combinaciones de cargas aplicables.

Retraso del cortante: distribución de tensiones a tracción no uniformes en un miembro o en elementos de unión en las cercanías de una conexión.

Rigidez: resistencia a la deformación de un miembro o estructura, medida por la relación entre la fuerza aplicada (o el momento) y el correspondiente desplazamiento (o rotación).

Rigidizador: elemento estructural, usualmente una plancha o ángulo, que se anexa a un miembro para aumentar su rigidez y resistencia; distribuir carga, transferir cortante o prevenir el pandeo local de los elementos.

Rótula plástica: zona en cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando se alcanza el momento plástico o de agotamiento, de manera que para cargas adicionales, se considera que tal sección actúa como si estuviera articulada.

Rotura a tracción: estado límite de rotura debida a tensiones de tracción.

Rotura por corte: estado límite de rotura debida a tensiones de corte.

Rotura por tracción y corte: para un perno, el estado límite de rotura debida a la acción simultánea de fuerzas de tensión y de corte.

Sección compacta: sección transversal de un miembro que es capaz de desarrollar totalmente una distribución plástica de tensiones en sus elementos y posee una capacidad rotacional aproximadamente igual a tres antes de que ocurra el pandeo local de algún elemento a compresión de la sección.

Sección con elementos esbeltos: sección transversal de un miembro que posee elemento(s) con esbeltez suficientemente grande para que ocurra pandeo local en el rango elástico.

Sección no compacta: sección transversal de un miembro cuyos elementos a compresión pueden alcanzar la tensión de cedencia antes de que ocurra un pandeo local de algún elemento de la sección a compresión, sin poder desarrollar una capacidad rotacional de tres.

Sistema de resistente a sismos: es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para resistir la totalidad de las cargas sísmicas.

Sistema estructural: ensamble de miembros y componentes estructurales portantes conectados de manera que actúan de forma interdependiente para soportar las cargas o fuerzas actuantes de la edificación.

Sistema resistente a cargas laterales: sistema estructural diseñado para resistir las cargas laterales y proporcionar estabilidad a la estructura como un todo.

Soldadura con demanda crítica: soldadura cuya demanda de deformaciones inelásticas y la consecuencia de su falla en el sistema de resistencia sísmico requiere de un control de calidad especial.

Soldadura de filete de refuerzo: soldadura de filete añadida a la soldadura de ranura.

Soldadura de filete: soldadura de sección generalmente triangular que une dos superficies aproximadamente ortogonales que se interceptan o se solapan.

Soldadura de ranura abocinada en bisel: soldadura en una ranura formada por la superficie curva de un miembro y una superficie plana a la cual se conecta. También es llamada soldadura de contorno convexo en bisel.

Soldadura de ranura abocinada en V: soldadura en una ranura formada entre las superficies curvas de dos miembros. También es llamada soldadura de contorno convexo en V.

Soldadura de ranura de penetración completa: soldadura de ranura en la cual el metal de la soldadura se extiende a través de todo el espesor de la unión, excepto bajo las consideraciones especiales permitidas en las conexiones de los perfiles tubulares HSS.

Soldadura de ranura de penetración parcial: soldadura de ranura en la cual la penetración es intencionalmente menor que el espesor total del elemento conectado más delgado a unir.

Soldadura de ranura: soldadura aplicada en la ranura entre los elementos a ser unidos

Tensión a la tracción esperada: tensión mínima especificada a la tracción del material (acero) F_u , multiplicada por R_t .

Tensión de cedencia esperada: tensión mínima especificada de cedencia del material (acero) F_y , multiplicado por R_y .

Tensión de cedencia mínima especificada: límite mínimo de cedencia especificada para el material de acuerdo a ASTM u otra norma reconocida.

Tensión de cedencia: valor correspondiente a la tensión para la cual se supera el límite elástico del material.

Tensión de diseño: valor de tensión asociado a la resistencia de diseño.

Tensión: fuerza por unidad de área.

Viga: miembro estructural dispuesto usualmente de forma horizontal solicitado básicamente por momentos flectores.

Viga-columna: miembro estructural solicitado simultáneamente por fuerzas axiales y momentos flectores.

Zona de panel: área o región del alma o almas de la conexión viga-columna (nodo) delimitada por las extensiones de las alas de las vigas, diafragmas o planchas de cubierta en la intersección con la columna. La transmisión de momento se realiza a través del corte en la zona del panel.

Zona protegida: área del miembro o conexiones de miembros en el cual se deben cumplir limitaciones de fabricación y ubicación de accesorios o aditamentos.

Metodología

La metodología empleada para esta investigación es del tipo especial documental y experimental dedicada a estudiar el problema existente de las conexiones a momentos entre perfiles tubulares HSS en Venezuela para los sistema resistentes a sismos de edificaciones, con la finalidad de ampliar y profundizar el tema, a partir de trabajos previos, información y datos divulgados por distintos medios, así como de experimentación de un prototipo de conexión, con la finalidad de validar el estudio.

Inicialmente se realizará la recopilación de información bibliográfica y especializada, para luego realizar profunda revisión e interpretación que permita evaluar el estado del arte de conexiones sismorresistentes a momento empernadas. Posteriormente se analizarán los procedimientos propuestos para el cálculo de conexiones a momento presentados por las normas de la AISC, documentos del CIDECT, investigaciones de FEMA y cualquier otro que presente suficiente fundamento técnico (teórico experimental) para el diseño de conexiones a momento empernadas con diafragmas externos y planchas extremas. Lo anterior permitirá ajustar los procedimientos a las características particulares de los perfiles tubulares y de la conexión propuesta.

Posteriormente se generará un modelo a través de elementos finitos de la conexión, con la finalidad de estimar el comportamiento de la misma, determinando las concentraciones de tensiones que conduzcan a una estimación de la falla de los

elementos, de los miembros y sus detalles. Lo anterior permitirá escoger un prototipo de la conexión, con sus detalles necesarios que le permitan cumplir la función establecida.

Subsiguientemente se plantea efectuar por lo menos 3 ensayos experimentales quasi-estáticos o dinámicos a escala natural del modelo de la conexión, para las mismos miembros y secciones transversales, calidades de acero y detallado, con el fin de validar el procedimiento simplificado de diseño, y por ende, determinar el desempeño experimental de la conexión ante cargas alternantes (disipación de energía por deformación inelástica sin pérdida apreciable de su capacidad resistente).

Por último, se analizarán los resultados y se establecerá la conexión con las recomendaciones y procedimiento simplificado de diseño y de detallado pertinente.

CAPÍTULO II

LOS PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES

Breve reseña histórica

Los perfiles tubulares estructurales, principalmente circulares, han sido utilizados desde larga data, unas de las primeras experiencias registradas en aplicación estructural, es el puente *Firth of Forth* en Escocia (1890), el cual fue construido con un vano libre de 521 metros. Este puente fue construido con miembros tubulares fabricados a partir de láminas o planchas, los cuales fueron remachados, ya que otros métodos de conexión, para ese momento, no estaban disponibles para esos tamaños.



Figura II.1 El puente *Firth of Forth* en Escocia (1890), unas de las primeras experiencias con perfiles tubulares circulares (Wardenier 2001)

A finales del siglo XIX fueron desarrollados los primeros métodos de producción para la fabricación de los perfiles tubulares circulares con costura y sin costura, se destaca el método de los hermanos Mannesmann en 1886 (Skew roll piecing). En la primera de ese siglo se desarrolló la soldadura para la fabricación de los perfiles circulares, sin embargo la producción de estos fue más importante, después del

desarrollo del proceso de la soldadura continua en 1930 por Fretz Moon, especialmente después de la segunda guerra mundial.

El asunto sobre la problemática de las conexiones para los tubulares circulares estuvo siempre presente, en 1937 se empezaron usar conectores prefabricados los cuales fueron bastante eficientes, ya que permitían la fabricación de manera industrializada de estructuras con largos vanos o luces variadas.

Un aspecto importante que vale la pena mencionar, es que en 1952 Stewarts y Lloyds, desarrollan por primera vez los perfiles tubulares de acero con formas rectangulares y cuadradas. Estas secciones, con similares propiedades a las de los tubulares circulares, permitió la realización de conexiones con cortes rectos en los extremos de los miembros. En esa década los problemas de manufactura, preparación de los extremos y la soldadura fueron resueltos. Desde ese punto, se puede decir que emerge con la mayor fuerza el uso de los perfiles tubulares estructurales de acero. Sin embargo, sus aplicaciones iniciales fueron destinadas para la confección de miembros con celosías. Se destaca que las primeras recomendaciones para conexiones con miembros en celosías fueron dadas por Jamm en 1951. Estos estudios fueron seguidos por un conjunto de investigaciones realizadas en Japón, USA y Europa. Las investigaciones Europeas fueron patrocinadas por el CIDECT desde los años 60.

Por otra parte, se comenta que la producción industrializada de los perfiles tubulares conformados en frío mediante soldadura ERW en Venezuela, inicia a finales de los años 80, por la empresa Conduven C.A ahora llamada Industrias Unicon C.A y consolidación en el mercado nacional ocurre a finales de los años 90. Además los mismos tuvieron un repunte en el mercado desde el 2005 hasta la fecha.

Normas para la fabricación de los perfiles tubulares de acero

Los perfiles tubulares de acero conformados en frío, para uso estructural, regularmente poseen tres secciones transversales: circulares, cuadradas y

rectangulares (ver Figura II.2). También se resalta que las secciones cuadradas y rectangulares presentan esquinas redondeadas, debido al proceso de fabricación, el cual se mencionará más adelante.

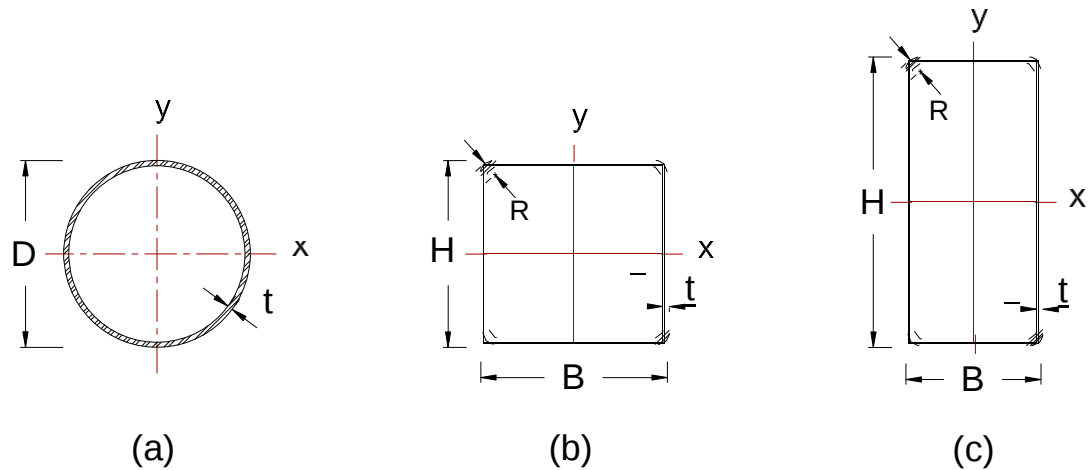


Figura II.2 Perfiles tubulares estructurales conformados en frío (HSS). Secciones: (a) circular, (b) cuadrada y (c) rectangular.

Por otro lado, se señala que los perfiles tubulares de uso estructural son denominados internacionalmente HSS, siglas en inglés de *Hollow Structural Sections* (secciones estructurales huecas, traducción literal, o la una interpretación más precisa, perfiles tubulares estructurales de acero), tanto para los formados en caliente, como para los conformados en frío, esta designación fue oficialmente adoptada por la industria de los perfiles tubulares en el año 1990. Para el caso de Venezuela, son denominados perfiles tubulares o tubos estructurales en algunos casos, siendo los más comunes en el mercado los perfiles tubulares ECO; Estructurales CONDUVEN.

Los perfiles tubulares estructurales conformados en frío, son fabricados con costura longitudinal a través del proceso de fabricación con soldadura ERW, siglas en inglés de *Electrical Resistance Welding* o en español, con un sentido más amplio: *soldadura eléctrica de alta y baja frecuencia sin material de aporte*, es decir, la soldadura se efectúa con la misma lámina que corresponde al perímetro de la sección del miembro.

De igual manera, se presenta de forma resumida el proceso productivo para la elaboración de este tipo de perfil, el cual consta de la transformación de flejes planos, bandas o tiras que se obtienen a partir del corte de bobinas de acero laminadas generalmente en caliente, mediante trenes laminadores que contienen rodillos de diferentes secciones y formas, los cuales, por deformación mecánica, logran la conformación de las secciones geométricas antes descritas. Se destaca que este proceso se realiza a temperatura ambiente, por ese motivo se le llama conformado en frío, es decir, sin aporte de calor en el proceso de fabricación, es por ello que el escalón de cedencia, que regularmente posee el acero al carbono o el microaleado u otro, no está presente para el acero transformado en perfil tubular, según muestran los ensayos de tracción que se realizan según lo establecido en la norma de ensayos destructivos que utilizan los laboratorios en Venezuela y en el exterior.

En la actualidad existen varios procesos industrializados para la fabricación de estos perfiles, para esta investigación solo se presentan dos, lo cuales son populares en el mercado internacional. El primero se corresponde al utilizado en Venezuela, el mismo se ilustra en la Figura II.3.a, el cual permite la fabricación de las tres secciones transversales antes destacadas.

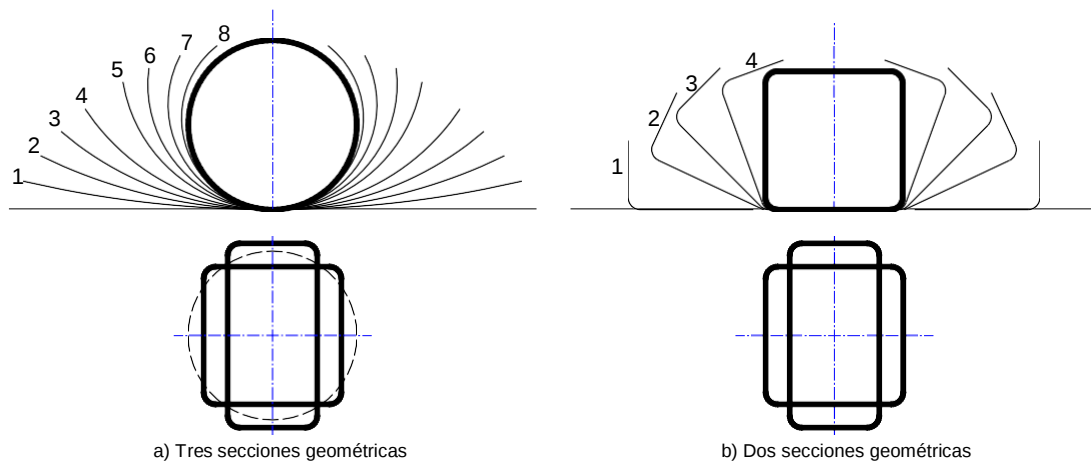


Figura II.3 Procesos de formación de los perfiles tubulares conformados en frío de forma industrializada.

Como se observa en dicha figura, este método de manufactura, primero convierte las tiras, bandas o flejes planos a una sección circular y luego a secciones cuadradas o rectangulares. El otro proceso, Figura II.3.b, permite la fabricación de dos secciones, es decir, a partir de tiras planas, genera las formas cuadradas o rectangulares.

Luego de haber presentado algunas características de los tubulares de acero y su proceso de manufactura, se presentan las normas de fabricación de estos perfiles. Entre ellas se destaca la de la ASTM *American Society for Testing and Materials* en español: *Sociedad Americana para Ensayos y Materiales*, denominada ASTM A500 la cual es la más usada y reconocida en Venezuela, incluso Fondonorma elaboró una norma basada en la anterior designada como: *Especificación Estándar para la Fabricación de Tubos de Uso Estructural, Circulares, Cuadrados, Rectangulares y de Formas Especiales. Formados en Frío, Soldados y Sin Costura* FONDONORMA 2063 del año 2005, con la finalidad de regular su uso en el país. Por otra parte, se tiene la Norma Europea llamada: *Perfiles Huecos para Construcción, Soldados, Conformados en Frío de Acero no Aleado y de Grano Fino* EN10219, la cual es equivalente en general a la del ASTM y a la Venezolana. También existen otras normas que vale la pena destacar de la ASTM, como en la ASTM A53 para fabricación de tubos de sección circular, la cual también es permitida por el AISC y la COVENIN 1618:98, para aplicaciones en estructuras de acero para edificaciones, aunque su uso frecuente sea para conducción de fluidos y gases, así como la nueva norma designada como ASTM A1085, la cual es más exigente, en varios aspectos, que la ASTM A 500 y sus aplicaciones son más amplias, las mismas son: estructuras para edificaciones, puentes, costa afuera, recreacionales, entre otras. En este sentido, es importante destacar que este trabajo se enfocará en la primera norma mencionada, ya que es la más común para la fabricación de los tubulares en las Américas y en Venezuela, es decir, es la que el AISC reconoce principalmente para uso estructural. Para el caso europeo, la reconocida por el Eurocódigo es la EN10219, sin embargo, las normas son muy parecidas en cuanto a los valores de resistencia y demás

características, aunque hay variaciones significativas en las tolerancias de fabricación y algunos otros aspectos.

En general, las normas de fabricación de los productos son muy importantes, ya que controlan la calidad del producto terminado, es decir, ellas dictan las pautas específicas de cómo elaborar el producto: la resistencia mínima de cedencia, F_y , y tracción, F_u , el % de alargamiento para medir ductilidad y composición química del acero, tipos de ensayos y tolerancias, entre otros aspectos relacionados con la calificación del producto para ser usado como estructural. Toda la información señalada debe estar en el documento que certifica que el producto o perfil tiene la categoría de ser estructural y que puede ser usado en edificaciones. Vale la pena subrayar, que en Venezuela hay empresas que están fabricando este tipo de productos sin la certificación adecuada, esto crea una situación irregular ya que se desconoce cuáles son los verdaderos valores de resistencia del material, así como, la composición química (importante para garantizar la soldabilidad a temperatura ambiente), entre otros valores dimensionales del producto que son necesarios para la determinación de las características requeridas para el diseño. Lo anterior toma mayor importancia cuando los perfiles se usen como miembros que pertenecen al sistema resistente a sismos. Haciendo una analogía al concreto armado, el estar consciente del significado de una certificación, es como estar conscientes de la necesidad de que hay que tomar muestras con los cilindros en obras de concreto armado, los cuales posteriormente son certificados en laboratorios, para determinar si la resistencia está por encima de la especificada. Con respecto a los perfiles de acero, ese proceso se realiza regularmente dentro de la fábrica, en un laboratorio certificado, también podría ser fuera de las instalaciones, aunque nos es práctico para el control del lote.

Normativa para la aplicación de los perfiles tubulares estructurales

La aplicación de los perfiles tubulares estructurales de acero en Venezuela, se deben efectuar siguiendo los preceptos establecidos en la norma venezolana COVENIN

1618 *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites* del año 1998. Sin embargo, esta norma en su apartado 1.2, segundo párrafo, establece lo siguiente: “*Se excluyen del dominio de aplicación de esta Norma los perfiles tubulares, los perfiles formados en frío y las vigas de alma abierta (joists), los cuales se regirán por normas específicas. Véase las Disposiciones Transitorias*”. En la actualidad estas normas específicas no se han creado, lo cual genera una aparente situación de vacío en cuanto a la aplicación de los perfiles tubulares, no obstante, la norma reconoce al perfil tubular como estructural en su contenido tanto para los fabricados bajo la norma ASTM A500 como para tubos fabricados bajo la ASTM A53 solo en grado B, (ver capítulo N°5 de la COVENIN1618:98). Por otra parte, en el apartado 1.3, página 2 de la COVENIN1618:98, se menciona que es un criterio general aceptado por todas las normas, que el articulado es obligatorio y el comentario es potestativo. Igualmente, señala que el articulado incluye los Apéndices y las Disposiciones Transitorias, esto genera una ventana en cuanto a la aplicación de los perfiles tubulares, ya que la norma establece dentro de sus *Disposiciones Transitorias*, que hasta tanto no se elaboren las correspondientes normas venezolanas COVENIN, se autoriza el uso de las siguientes normas: *Load and Resistance Factor Design Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, del AISI (1996), norma general para la aplicación de perfiles conformados en frío y la *Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections* del AISC (1997), norma específica para la aplicación de los perfiles tubulares de acero, complementadas con las disposiciones indicadas en la COVENIN1618:98 y de las demás normas COVENIN (2002, 2003, 1753 y 1756) vigentes.

Lo anterior denota, que la norma venezolana ampara a los perfiles tubulares como productos estructurales, pero no posee las ecuaciones y demás consideraciones para su diseño, por lo cual remite la aplicación de los perfiles tubulares a normas específicas del AISC del año 1997, complementadas, por supuesto, con la norma venezolana para el diseño de las estructuras de acero para edificaciones y demás

normas COVENIN relacionadas con el sector de la construcción. No obstante, la norma específica para el diseño de perfiles tubulares de AISC de 1997, fue sustituida por la norma específica: *Load and Resistance Factor Design Specifications for Steel Hollow Structural Sections* del AISC del año 2000, que a su vez fue sustituida por la norma, *Specifications for Structural Steel Building*, ANSI/AISC 360 del año 2005. Esta última integra en un solo texto, el diseño de los perfiles abiertos y los cerrados; los perfiles tubulares de acero, a través de sus diversos capítulos en donde se establecen los criterios de diseño para perfiles HSS o tubulares, incluso con un nuevo capítulo K dirigido especialmente al diseño de sus conexiones para miembros con celosías. Además de la especificación precitada, la cual gobierna el diseño convencional de estructuras de acero, están las previsiones sísmicas “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” ANSI/AISC 341, las cuales complementan ampliamente el diseño sismorresistente, conjuntamente con la especificación antes mencionada. Desde entonces este criterio se ha mantenido desde ese año, y se ha ratificado en la actualización de los dos documentos normativos del AISC en el año 2010. Incluso se ha notado la incorporación de más información sobre el diseño de los perfiles tubulares de acero HSS.

Asimismo, se señala que la norma COVENIN 1618-98 está siendo actualizada por el comité CT31 de Fordonorma, siguiendo los lineamientos y la estructura de los dos documentos principales del AISC; ANSI/AISC 360 y ANSI/AISC 341, lo cual ha abierto una comino interesante, ya que la incorporación de los perfiles tubulares en la normativa nacional es inminente, inclusive ya la primera parte de la norma, NTF1618-1, fue aceptada y aprobada, en primera instancia, en discusión pública a finales del año 2014 por el público de ingenieros de Venezuela interesados en la actualización del estado del arte del diseño estructural en acero.

Por otra parte, la aplicación de las nombradas previsiones sísmicas ANSI/AISC 341, está orientada al diseño, fabricación y montaje de miembros y conexiones para sistemas resistentes a sismos y para empalmes y planchas bases para columnas en

sistemas estructurales gravitaciones de edificaciones y otras construcciones, con pórticos a momentos, pórticos arriostrados y muros de corte. Regularmente las estructuras, a las que aplica estas provisiones, emplean factores de reducción o coeficientes de modificación de respuesta sísmica por encima de 3, con algunas excepciones, en regiones sísmicas y para sistemas con capacidad de disipar energía por deformación inelástica en miembros y elementos destinados para tal fin, según los requerimientos del ASCE/SEI u otra norma local en USA. De igual forma, se muestra que para los sistemas estructurales en donde usualmente se emplea valores de R menor o igual que 3, no requieren la aplicación de todas las pautas señaladas en las previsiones sísmicas y su diseño está regulado principalmente, por las especificaciones ANSI/AISC 360. Por su parte, la norma venezolana COVENIN 1756 *Edificaciones Sismorresistentes* del año 2001, consolidada los niveles de diseño requeridos para las edificaciones en función del uso y la zona sísmica, estableciendo los valores máximos del factor de reducción de respuesta en función del nivel de diseño establecido (ND1, ND2 y ND3), el tipo de estructura y su regularidad.

Con respecto al diseño de las conexiones a momento, se indica que el AISC tiene una guía o norma destinada al diseño, detallado, fabricación y criterios de calidad para las conexiones que son precalificadas, según las previsiones sísmicas del AISC (ANSI/AISC 341), con aplicación en sistemas especiales a momento, SMF, e intermedios a momento, IMF, a este documento se le conoce como: *Prequalified Connections for Especial and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications* ANSI/AISC 358, *Conexiones Precalificadas para Sistemas con Pórticos a Momento de Acero, Especiales e Intermedios, para Aplicaciones Sísmicas*. Este documento cuenta con un conjunto requerimientos para el diseño de las conexiones más comunes en USA, los mismos se relacionan con: los tipos de conexiones precalificadas para los pórticos especiales e intermedios, requerimientos para los miembros, soldaduras y pernos, los parámetros de diseño de las conexiones, zonas protegidas, entre otros. Se menciona que cada tipo de conexión posee un

procedimiento de diseño mediante un grupo de pasos que facilita la concepción de la conexión propuesta.

Las conexiones precalificada según ANSI/AISC 358 son:

- a) Conexión a Momento Soldada con Viga de Sección Reducida, *Reduced Beam Section (RBS) Moment Connection*. La cual también fue llamada *Dog Bone*, hueso de perro.

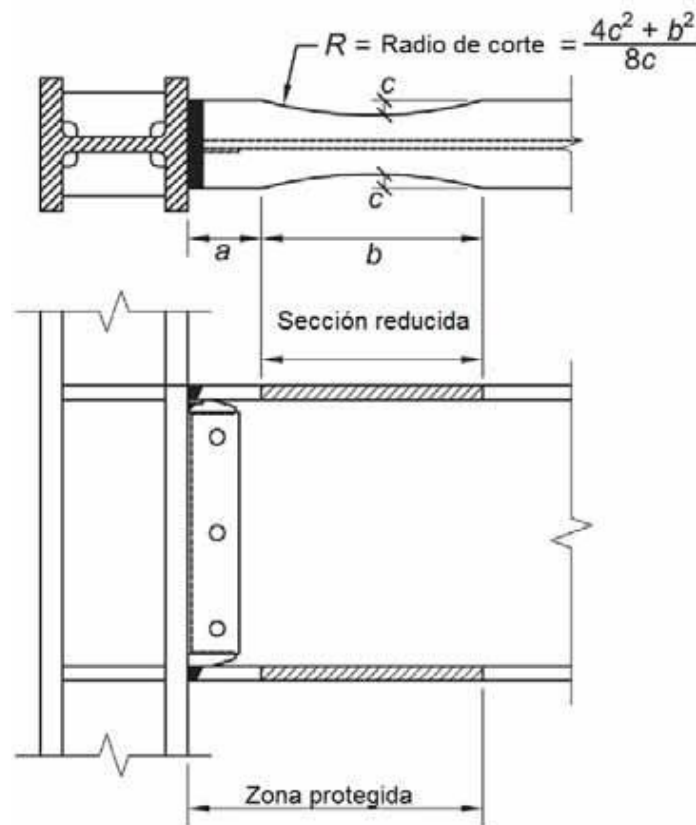


Figura II.4 Conexión a momento con viga de sección reducida

- b) Conexiones emperradas a momento con plancha extrema, rigidizada y no rigidizada. *Bolted Unstiffened and Stiffened End-Plate Connections*. Estas tres conexiones emperradas a momento son controladas por un conjunto de diferentes estados límites. El criterio de diseño consiste de proveer suficiente

resistencia de los elementos de las uniones de la conexión para asegurar deformación inelástica en la viga, en la vecindad de la conexión. Estos principios son los que aplicaremos a la conexión entre perfiles tubulares HSS seleccionados en esta investigación.

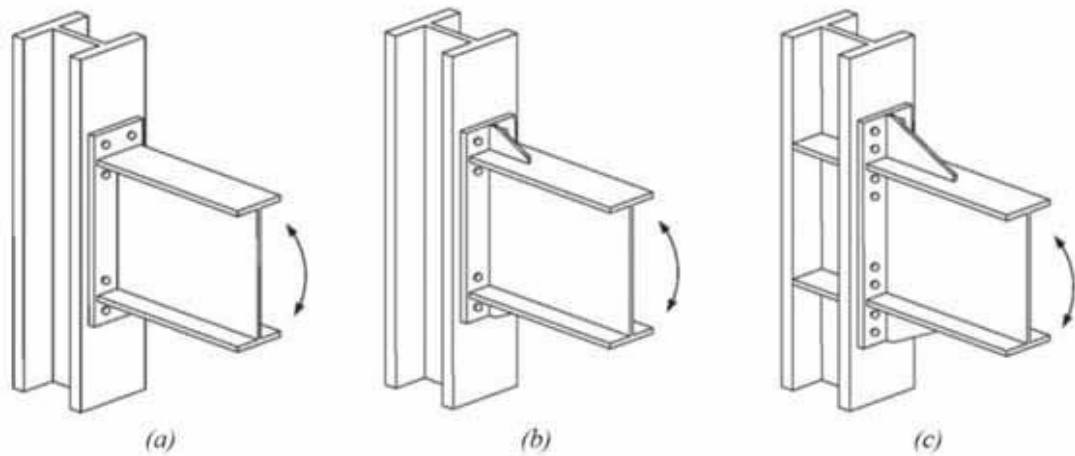


Figura II.5 Configuraciones de conexiones con plancha extrema: (a) No rigidizada de 4 pernos, 4E; (b) Rigidizada de 4 pernos, 4ES; (c) Rigidizada de 8 pernos, 8ES

- c) Conexión empernada a momento con plancha de cubierta en alas. *Bolted Flange Plate (BFP) Moment Connection*. En esta conexión, la cedencia inicial y la formación de la rótula plástica se pretende que ocurran en la viga en la región cercana del extremo de las planchas de cubiertas colocadas sobre las alas. El planteamiento de las planchas de cubierta o platabandas, como también son llamadas, es utilizado en la conexión a momento entre perfiles tubulares estudiada en esta investigación.

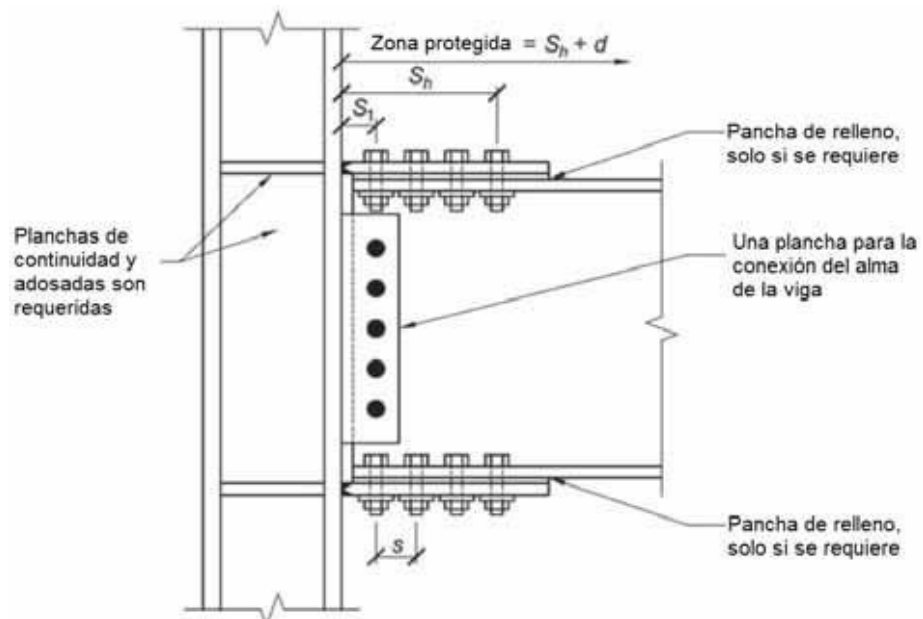


Figura II.6 Conexión emperrada a momento con plancha de cubierta en alas

- d) Conexión emperrada a momento no rigidizada con alas y almas soldadas. *Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) Moment Connection*. Para esta conexión la rotación inelástica es desarrollada principalmente por cedencia de la viga en la región adyacente a la cara de la columna.

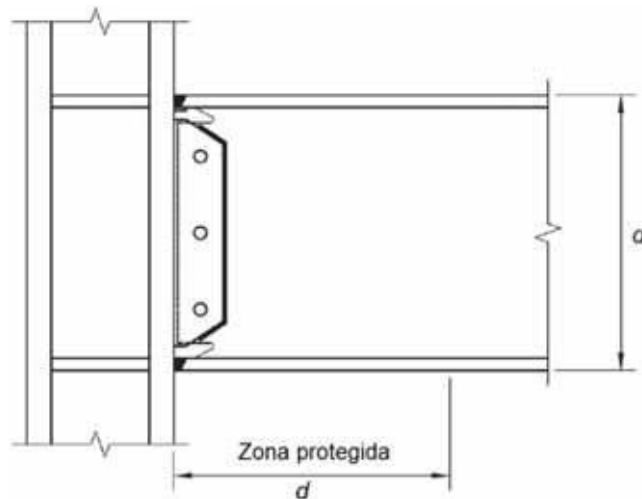


Figura II.7 Conexión emperrada a momento no rigidizada con alas y almas soldadas

- e) Conexión Kaiser empernada a momento con ménsulas. *Kaiser Bolted Bracket (KBB) Moment Connection*. La cedencia y la formación de la rótula plástica se pretende que ocurran principalmente en la viga en el extremo de las ménsulas, lejos de la cara de la columna. Esta conexión está protegida comercialmente por patente en USA.

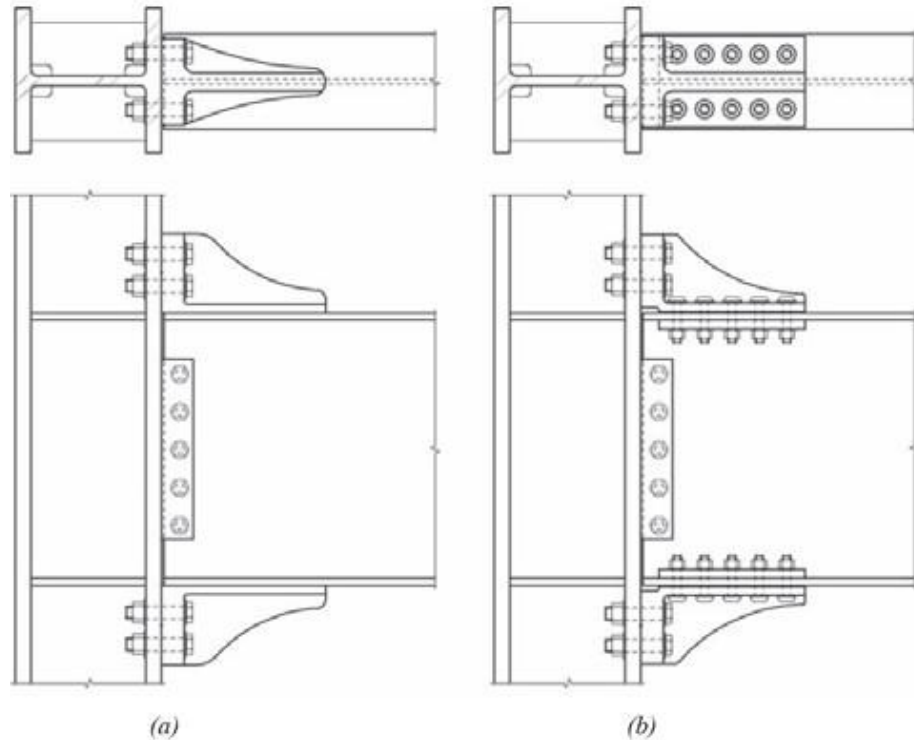


Figura II.8 Conexión Kaiser empernada a momento con ménsulas. (a) Serie soldada y (b) serie empernada.

- f) Conexión a momento empernada Conxtech Conxl. *Conxtech Conxl Moment Connection*. Esta conexión está configurada con perfiles tubulares HSS o perfiles armados tipo cajón, cuadrados rellenos con concreto estructural para las columnas y vigas con perfiles abiertos. La unión entre los miembros se realiza a través de un collar de acero de alta resistencia. Esta conexión permite la generación de conexiones en todas las caras de la columna, es decir

conexiones para pórticos de momento ortogonales. Las vigas deben poseer la misma altura. Esta conexión está protegida comercialmente por patente en USA.

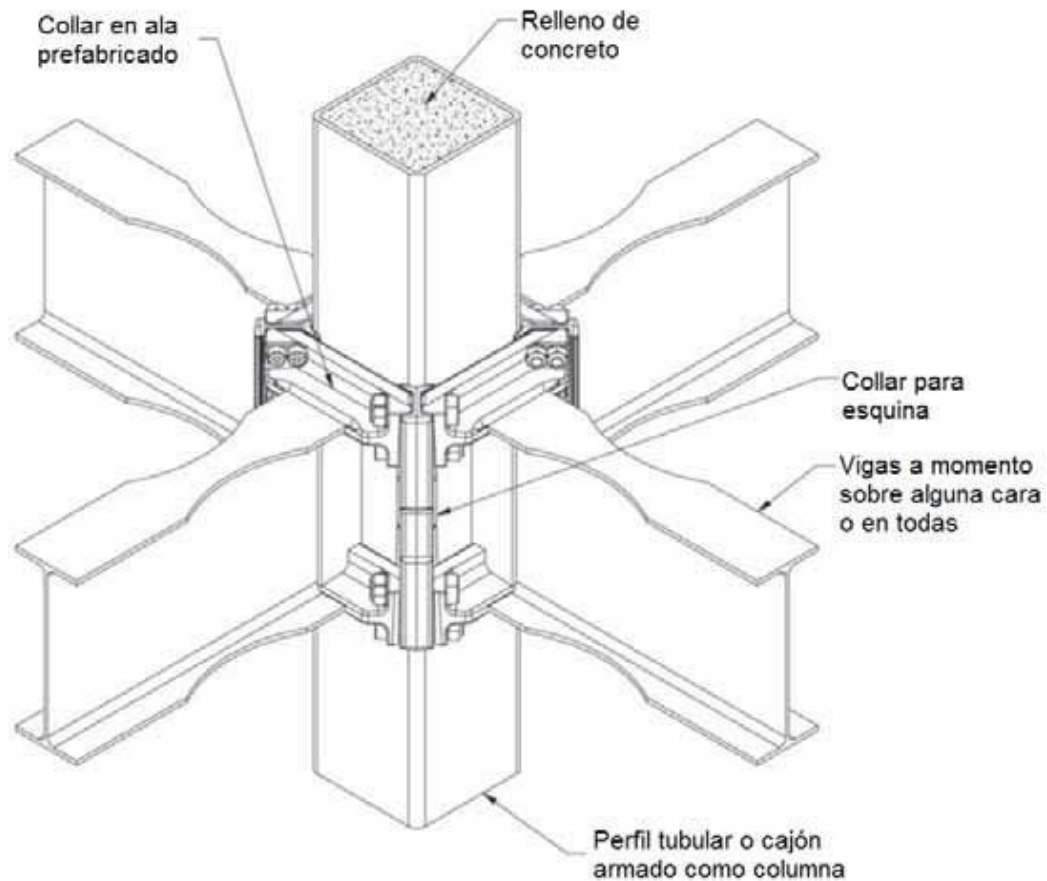


Figura II.9 Conexión a momento empernada ConXtech ConXL. Se destaca la incorporación de conexiones con columna tubular rellena

Igualmente, es propicio manifestar que existen otras fuentes de información técnica: normas, manuales, guías de diseño de organismos que contribuyen a la investigación para la generación de nuevas pautas, productos y aplicaciones, estas fuentes otorgan información relevante para el diseño de los perfiles tubulares en referencia. Entre estas fuentes adicionales tenemos el Eurocódigo 3, las guías de diseño del CIDECT *Comité Internacional pour le Developpement et l'Etude de la Construction Tubulaire*,

el manual de diseño de conexiones para perfiles tubulares del STI *American Institute of Steel Construction* y el manual de *Diseño de Estructuras de Acero con Perfiles Tubulares* de UNICON, publicado por primera vez en año 2011 y reeditado en el año 2014, el cual recopila y sintetiza información relevante para la aplicación de los tubulares en Venezuela.

Destacamos la guía n° 9 del CIDECT, *Guía de diseño para Uniones a Columnas de Perfiles Tubulares Estructurales, Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections*. La cual fue elaborada para proporcionar a los ingenieros la información necesaria para diseñar conexiones con columnas tubulares de acero de la forma más eficiente. Esta guía presenta información sobre las conexiones a momentos entre perfiles tubulares usados como columnas y perfiles abiertos como vigas, también incluye columnas tubulares rellenas con concreto estructural. El estudio contemplado por esa guía es bien completo y trata desde las conexiones simples hasta las conexiones rígidas. Las conexiones rígidas contempladas poseen diafragmas pasantes, internos y externos, sin embargo la conexión rígida entre perfiles tubulares no están dentro de este documento técnico informativo.

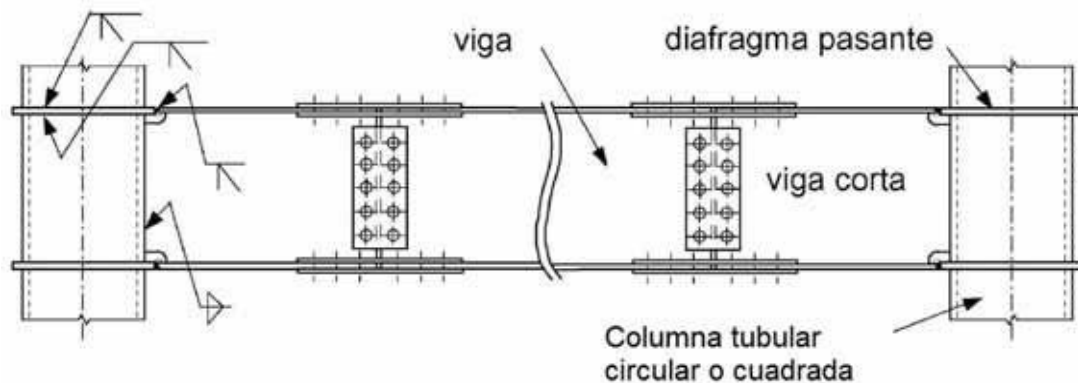


Figura II.10 Conexión viga-columna con diafragmas pasantes de típica utilización en Japón

Lo señalado en esta sección sugiere que la aplicación de los perfiles tubulares HSS se rige en Venezuela por un conjunto de normas y especificaciones, tanto venezolanas

como extranjeras, las cuales deben complementarse entre sí, mientras se actualiza la norma COVENIN1618 en donde se incluyan las ecuaciones y demás recomendaciones para el correcto diseño de estructuras con HSS para edificaciones y sus conexiones, en idioma español.

Dimensiones de los perfiles tubulares fabricados en Venezuela

Los perfiles tubulares usados en Venezuela poseen una gran variedad de tamaños y secciones.

- a) Secciones circulares: desde 3 pulgadas de diámetro nominal hasta 12¾ pulgadas, con espesores nominales desde 2,25 milímetros hasta 11,00 milímetros.
- b) Secciones cuadradas: desde 60x60mm hasta 260x260mm, con espesores nominales desde 2,25 milímetros hasta 11,00 milímetros.
- c) Secciones rectangulares: desde 80x40mm hasta 350x170mm, con espesores nominales desde 2,25 milímetros hasta 11,00 milímetros.

Todas las empresas tienen el mismo proceso de fabricación, sin embargo la variación principal se da en las calidades de los aceros, sistema de gestión de calidad de las empresas y capacidad que deben tener las mismas para suministrar los productos bajos las normas establecidas, mediante un certificado de calidad que garantice, la resistencia a la cedencia y tracción del material del productos finales (luego de transformado), así como la composición química y la ductilidad del mismo, según dicha norma.

Los más usados como se ha señalado a nivel nacional son los ASTM A500 en grado C, es decir el grado de mayor resistencia que contempla esta norma de fabricación, también se ha notado, menor escala, el uso del grado B, el cual posee menos resistencia que el grado C y mayor resistencia que el grado A. Para el caso del grado D no es muy común su comercialización ya que requiere tratamiento térmico luego de

su fabricación para liberar tensiones residuales producidas por el conformado en frío y por el efecto de la electrosoldadura.

A continuación se presentan tres cuadros con los grupos de perfiles tubulares conformados en frío fabricados en Venezuela actualmente:

Cuadro II.1 Dimensiones nominales de los perfiles tubulares circulares utilizados en Venezuela, según la norma ASTM

Designación Comercial	Diámetro Exte rno	Espesor nominal	Sección nominal	Peso nominal
D pulg NPS	D mm	e mm	A cm²	P Kgf/m
3	76,20	2,25	5,23	4,10
3 1/2	88,90	2,25	6,12	4,81
4 1/2	114,30	2,50	8,78	6,89
5	127,00	3,00	11,69	9,17
5	127,00	6,00	22,81	17,90
5 1/2	139,70	3,40	14,56	11,43
6	152,40	4,00	18,65	14,64
6	152,40	7,20	32,84	25,78
6 5/8	168,30	4,30	22,15	17,39
6 5/8	168,30	8,00	40,29	31,63
7 5/8	193,70	4,50	26,75	20,99
7 5/8	193,70	9,20	53,33	41,86
8 5/8	219,10	5,50	36,91	28,97
8 5/8	219,10	10,50	68,81	54,02
9 5/8	244,50	5,50	41,30	32,41
9 5/8	244,50	7,00	52,23	41,00
9 5/8	244,50	10,50	77,19	60,59
10 3/4	273,10	7,00	58,52	45,93
10 3/4	273,10	9,00	74,67	58,61
12 3/4	323,85	9,00	89,02	69,88
12 3/4	323,85	11,00	108,11	84,87

NPS: Designación comercial del producto en pulgadas

Cuadro II.2 Dimensiones nominales de los perfiles tubulares cuadrados utilizados en Venezuela, según
la norma ASTM

Designación Comercial	Espesor nominal	Radio externo	Sección nominal	Peso nominal
H x B mm DN	e mm	R mm	A cm ²	P Kgf/m
60 x 60	2,25	6,75	5,02	3,94
70 x 70	2,25	6,75	5,92	4,65
90 x 90	2,50	7,50	8,54	6,70
100 x 100	3,00	9,00	11,33	8,89
100 x 100	6,00	18,00	21,32	16,74
110 x 110	3,40	10,20	14,10	11,07
120 x 120	4,00	12,00	18,01	14,14
120 x 120	7,20	21,60	30,71	24,10
135 x 135	4,30	12,90	21,85	17,15
135 x 135	8,00	24,00	38,44	30,18
155 x 155	4,50	13,50	26,39	20,72
155 x 155	9,20	27,60	50,75	39,84
175 x 175	5,50	16,50	36,25	28,46
175 x 175	10,50	31,50	65,30	51,26
200 x 200	5,50	16,50	41,75	32,77
200 x 200	7,00	21,00	52,36	41,10
200 x 200	10,50	31,50	75,80	59,51
220 x 220	7,00	21,00	57,96	45,50
220 x 220	9,00	27,00	73,18	57,45
260 x 260	9,00	27,00	87,58	68,75
260 x 260	11,00	33,00	105,40	82,74

DN: Designación comercial del producto en milímetros

R: Radio de esquina externo máximo según ASTM A500

Cuadro II.3 Dimensiones nominales de los perfiles tubulares rectangulares utilizados en Venezuela,
según la norma ASTM

Designación Comercial	Espesor nominal	Radio externo	Sección nominal	Peso nominal
H x B mm DN	e mm	R mm	A cm ²	P Kgf/m
80 x 40	2,25	6,75	5,02	3,94
100 x 40	2,25	6,75	5,92	4,65
120 x 60	2,50	7,50	8,54	6,70
140 x 60	3,00	9,00	11,33	8,89
160 x 65	3,40	10,20	14,44	11,34
180 x 65	4,00	12,00	18,41	14,45
200 x 70	4,30	12,90	21,85	17,15
220 x 90	4,50	13,50	26,39	20,72
260 x 90	5,50	16,50	36,25	28,46
300 x 100	5,50	16,50	41,75	32,77
300 x 100	7,00	21,00	52,36	41,10
320 x 120	7,00	21,00	57,96	45,50
320 x 120	9,00	27,00	73,18	57,45
350 x 170	9,00	27,00	87,58	68,75
350 x 170	11,00	33,00	105,41	82,74

DN: Designación comercial del producto en milímetros

R: Radio de esquina externo máximo según ASTM A500

CAPÍTULO III

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Propiedades de los materiales de la conexión

Las propiedades del acero los perfiles tubulares están establecidas en la norma de fabricación del producto e implícitamente en las especificaciones de los materiales utilizados para su fabricación. En este sentido, se muestra en el Cuadro III.1, los valores mínimos de resistencia para los perfiles tubulares según la Norma ASTM A500, solo se muestran tres grados A, B y C, ya que el grado D no es de uso común para estructuras en Venezuela. Es importante destacar, que la Norma COVENIN 1618 y las previsiones sísmicas del AISC 341 solo admiten, el uso de los grados B y C para las aplicaciones sismorresistentes en la confección de estructuras para edificaciones.

Cuadro III.1 Valores mínimos de resistencia del tubular según ASTM A500

Forma del Perfil Tubular	Grados	F _y (Kgf/cm ²)	F _u (Kgf/cm ²)
Circular	A	2.320	3.170
	B	2.955	4.080
	C	3.230	4.360
Cuadrado Rectangular	A	2.740	3.170
	B	3.230	4.080
	C	3.515	4.360

Por otro lado, se señala que algunos fabricantes que certifican los HSS, utilizan acero con resistencias similares a la mínima especificada para la fabricación de los perfiles tubulares circulares, para de esta forma estar seguros que la cedencia y la tracción estén lejos de los valores mínimos especificados, en estos casos pareciera conveniente utilizar la resistencia a la cedencia mínima especificada del material sin conformar,

con la finalidad de no subestimar la resistencia de la sección, muy específicamente, cuando se diseñan miembros que pertenecen al sistema resistente a sismos, ya que este valor resulta ser más realista para el diseño por capacidad, específicamente para los arriostramientos y sus conexiones.

También las normas de fabricación controlan la composición química del acero usado, con el objetivo de permitir que el perfil pueda ser soldado a temperatura ambiente, sin precalentar los bordes a unir o conectar. El parámetro que controla esta situación se le llama: El Carbono Equivalente, CE . A medida que este valor es más bajo, el material posee mejores propiedades para su soldabilidad, este concepto aplica para la mayoría de los aceros convencionales; acero al carbono, los aceros microaleados, entre otros.

$$CE = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{(\%Cr + \%Mo + \%V)}{5} + \frac{(\%Cu + \%Ni)}{15} \quad (III.1)$$

Cuadro III.2 Composición química según ASTM A500

Grado	Composición química (% máximo)			
	Carbono (C)	Manganeso (Mn)	Fósforo (P)	Azufre (S)
C	0,23	1,35	0,035	0,035
B	0,26	1,35	0,035	0,035
A	0,26	1,35	0,035	0,035

De estos tres grados destacados, el más comercializado en Venezuela, es el grado C, el cual es especificado por algunos fabricantes, con la misma resistencia para todas las formas geométricas, es decir, la tensión cedente $F_y=3.515\text{Kg}/\text{cm}^2$ y la tensión última $F_u=4.360\text{Kg}/\text{cm}^2$, esto se debe a que el acero que se utiliza para la fabricación de estos productos, supera el mínimo especificado para los perfiles circulares como se mencionó en el párrafo anterior, según la ASTM A500.

De carácter referencial se muestran los valores de resistencia de tubos fabricados bajo la norma ASTM A53, en el siguiente cuadro:

Cuadro III.3 Valores mínimos de resistencia de los tubos para conducción de fluidos empleados en estructuras de acero, según ASTM A53

Forma del Perfil Tubular	Grados	F_y (Kgf/cm ²)	F_u (Kgf/cm ²)
Circular	A	2.100	3.370
	B	2.460	4.200

Por otra parte, las otras propiedades de interés que no presentan variabilidad significativa a las mencionadas en las normas y demás bibliografías técnicas, son las mostradas en el Cuadro III.4.

Cuadro III.4 Propiedades típicas de los aceros

Acero estructural	
Módulo de elasticidad	$E = 2,1 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$
Módulo de corte	$G = 0,808 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Peso específico	$\rho = 7.850 \text{ Kgf/m}^3$
Coeficiente de dilatación térmica lineal	$\alpha = 11,7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

También la conexión propuesta está compuesta, a parte de los perfiles tubulares de acero, por láminas o planchas de acero de varios tamaños y por conectores o pernos de alta resistencia. Las láminas de acero son las fabricadas de acuerdo a la norma ASTM A36 de uso común en para las estructuras en Venezuela. Sus propiedades son las siguientes:

Cuadro III.5 Producto plano fabricado bajo ASTM A36

Producto	Norma	F_y (Kgf/cm ²)	F_u (Kgf/cm ²)
Láminas Planchas	ASTM A36	2.530	4.080

Los pernos usados para la conexión son los denominados A325. Cabe destacar que los pernos de alta resistencia son agrupados por el AISC360 del año 2010 de acuerdo con la resistencia del material según lo siguiente:

Grupo A: ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449

Grupo B: ASTM A490, A490M, F2280, A354 Grado BD

En el siguiente cuadro se muestran las pretensiones mínimas de los pernos por grupos (A y B), para los diámetros estándar. Con designación en pulgadas.

Cuadro III.6 Pretensión mínima de los pernos de alta resistencia

Diámetro Nominal del Perno	Área nominal	Grupo A Pernos A325...	Grupo B Pernos A490...
d_p Pulgadas	A_b cm ²	kgf	kgf
1/2"	1,27	5.440	6.800
5/8"	1,98	8.620	10.900
3/4"	2,85	12.700	15.900
7/8"	3,88	17.700	22.200
1"	5,07	23.100	29.000
1 1/8"	6,42	25.400	36.300
1 1/4"	7,92	32.200	46.300
1 3/8"	9,58	38.600	54.900
1 1/2"	11,4	46.700	67.100

Por otra parte se muestran las resistencias de los pernos usados en las estructuras de acero para edificaciones y otras construcciones con conexiones con pernos o empernadas de forma regular en el país.

Cuadro III.7 Resistencia de los pernos de alta resistencia y partes roscadas

Descripción del Conector	Tensión de Tracción F_u , Kg/cm ²	Tensión de corte por Aplastamiento F_{nv} , Kg/cm ²
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte.	6.330	3.800
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte.	6.330	4.780
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte.	7.940	4.780
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte.	7.940	5.900
Partes roscadas que reúnan los requerimientos de la sección A.3.4 de AISC, cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte.	$0,75F_u$	$0,450F_u$
Partes roscadas que reúnan los requerimientos de la sección A.3.4 de AISC, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte.	$0,75F_u$	$0,563F_u$

Con respecto al material de aporte para la generación de las soldaduras, se menciona que las normas especifican que cuando se unen materiales o metales con diferentes resistencias se debe utilizar el metal de aporte compatible con el material base de mayor resistencia. En este caso el material base de mayor resistencia corresponde al de los perfiles tubulares estructurales HSS, el cual posee una resistencia última nominal de $F_u=4.360\text{Kg/cm}^2$ que es equivalente a 62.000psi o 62ksi.

De acuerdo a lo anterior la resistencia nominal del material de aporte soldado, deber poseer por lo menos 4.920Kg/cm^2 o 70ksi según lo establecido en las normas, con la

finalidad que la falla no ocurra en la soldadura. Las resistencias de los tipos de soldadura se muestran a continuación, en el siguiente cuadro:

Cuadro III.8 Resistencias de las soldaduras

Tipo de soldadura y tensiones	Material	Factor de minoración de la resisencia ϕ	Resistencia teórica F_{BM} o F_w	Metal de aporte requisitos (a,b)
SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN COMPLETA				
Tracción normal al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se debe utilizar material de aporte compatible Ver nota (c) para requisitos de tenacidad
Compresión normal al área efectiva Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura	Base	0,90	F_y	Se puede utilizar material de aporte con nivel de resistencia igual o menor al metal de aporte compatible
Corte sobre el área efectiva	Base	0,90	$0,60F_y$	
	Aporte	0,80	$0,60F_{EXX}$	
SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL				
Compresión normal al área efectiva Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura	Base	0,90	F_y	Se puede utilizar material de aporte con nivel de resistencia igual o menor al metal de aporte compatible
Corte paralelo al eje de soldadura	Base	0,75	$0,60F_{EXX}$	
	Soldadura			
Tracción normal al área efectiva	Base	0,75	F_y	
	Soldadura	0,80	$0,60F_{EXX}$	
SOLDADURA DE FILETE				
Corte sobre el área efectiva	Base	0,75	$0,60F_{EXX}$	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible. Véase AWS para requisitos de tenacidad
	Soldadura	0,75		
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura	Base	0,90	F_y	

(a) Soldadura compatible según AWS

(b) Se puede usar soldadura con resistencia un nivel por encima de la soldadura compatible

Variabilidad de la resistencia de los materiales de la conexión

Otro aspecto a subrayar en este capítulo, el cual es muy importante para el diseño sísmico, son los factores de modificación de la tensión o resistencia de cedente R_y y la tensión última o de tracción R_t . Estos factores son presentados en las normas con la intención de facilitar el diseño por capacidad, es decir, los mismos permiten estimar la capacidad máxima de resistencia probable de los miembros y elementos, con el objetivo de poder diseñar las conexiones con las máximas solicitaciones probables, con el propósito que las mismas se mantengan en el rango elástico de deformaciones. Los términos señalados son utilizados en el diseño de la conexión investigada en este trabajo.

Por su parte, las provisiones sísmicas del ANSI/AISC 341 vigente, presentan los valores de R_y y R_t de los acero más comunes según la ASTM. Para esta investigación solo requerimos los destinadas a los perfiles tubulares y para las planchas, sin embargo se muestran dos adicionales de forma referencial, con la finalidad de diferenciar los perfiles tubulares estructurales HSS, de los tubos de conducción de fluidos usados en estructuras y también distinguir las planchas fabricadas según ASTM A36, de los perfiles abiertos fabricados en caliente a través de la norma ASTM A36, ver Cuadro III.9.

Estos factores fueron establecidos luego que se determinara que la variabilidad de la resistencia del material afectaba de forma importante el diseño de las conexiones y el comportamiento entre los miembros estructurales que pertenecen al sistema resistente a sismos, ya que se estimada que el valor teórico o nominal empleado era suficiente para el diseño sismorresistente. Al mismo tiempo, se señala que estos valores vienen dados de los ensayos realizados a los materiales por fabricantes de los productos de acero mundialmente reconocidos, los cuales poseen un sistema de gestión de la calidad que ampara los procesos productivos, incluyendo la forma de realizar los ensayos, que ha permitido el almacenamiento de una amplia data de los resultados, lo cual otorga confiabilidad hacia los valores reportados.

Cuadro III.9 Valores de modificación de las tensiones cedente y última.

Aplicación	Formas de los productos	R_y	R_t
Perfiles tubulares estructurales de acero: ASTM A500 Grados B y C	Circulares, cuadrados y rectangulares	1,4	1,3
Tubos para conducción de fluidos y gases: ASTM A53 Grado B	Circulares	1,6	1,2
Planchas, tiras o bandas y láminas: ASTM A36	Elementos planos	1,3	1,2
Perfiles formados en caliente: ASTM A36	I, H, C, U, ángulos y tees	1,5	1,2

Para el caso de los perfiles tubulares se ha obtenido data de algunos ensayos a tracción de los productos nacionales conformados en frío fabricados por la empresa Industrias Unicon C.A, y se ha verificado que los valores promedios que sugiere el AISC 341, son muy cercanos a éstos, lo que permite que sean asumidos con seguridad en el diseño.

En la figura III.1 se muestran los resultados de 30 ensayos a tracción de perfiles tubulares, 28 de ellos corresponden a perfiles rectangulares y cuadrados y 2 a perfiles circulares con espesores nominales de 5,5mm. Estos resultados se contrastan con los valores de la norma y se nota que en la mayoría de los casos los mismos superan ampliamente los valores mínimos de cedencia y de tracción especificados por la norma de fabricación de los tubulares más utilizada en Venezuela, ASTM A500 en grado C.

Se resalta que las probetas o muestras extraídas a los perfiles, para el caso de los rectangulares y cuadrados, fueron tomadas del lado plano del perfil donde no está presente la soldadura o costura, según lo establecido por la norma de fabricación. No obstante, resultados de varias investigaciones indican, que la resistencia en las

esquinas de los tubulares es mayor que la del lado plano, así como en la zona soldada, esto fue verificado por McCormick y Fadden (2010) y Fadden (2013). Esta situación se debe a que hay concentración tensiones en las zonas señaladas, debido al conformado en frío del tubular, al efecto de la electrosoldadura y al posible enfriamiento disperejo en el proceso de terminación de la bobina, de hecho se puede decir que las propiedades varían en toda la sección transversal. Para el caso de esta investigación solo se presentarán los resultados de ensayos de probetas extraídas en zonas planas del perfil.

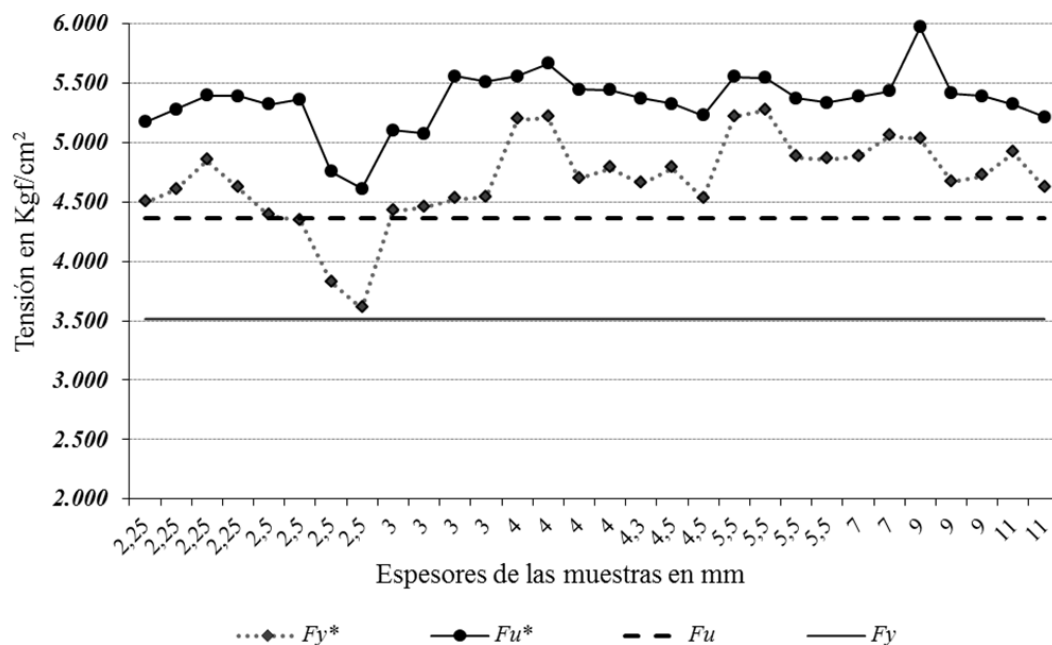


Figura III.1 Ensayo a tracción de muestras de perfiles tubulares estructurales de fabricación nacional de diferentes secciones y espesores

Otra situación que vale la pena destacar, se refiere que el trabajo o el conformado en frío del acero (lámina caliente) hace que se pierda el escalón de cedencia, esto lo podemos ver en la Figura III.2, la cual es representativa de todos los ensayos mencionados en esta muestra, ya que el comportamiento tiende a ser el mismo. Se resalta que esto no significa que el perfil no posea capacidad de disipar energía en el

rango inelástico de deformaciones, debido a que el acero empleado para fabricar este tipo de perfil es regularmente microaleado, lo que le permite poseer gran capacidad de ser deformado durante el proceso de fabricación y cuando es sometido a solicitaciones superiores a su resistencia cedente, esto se puede evidenciar en el Cuadro III.10, en donde se muestran los porcentajes de alargamiento de cada probeta ensayadas, éstos superan ampliamente la mínima especificada por la norma de fabricación ASTM A500 para el Grado C, la cual es del 21%.

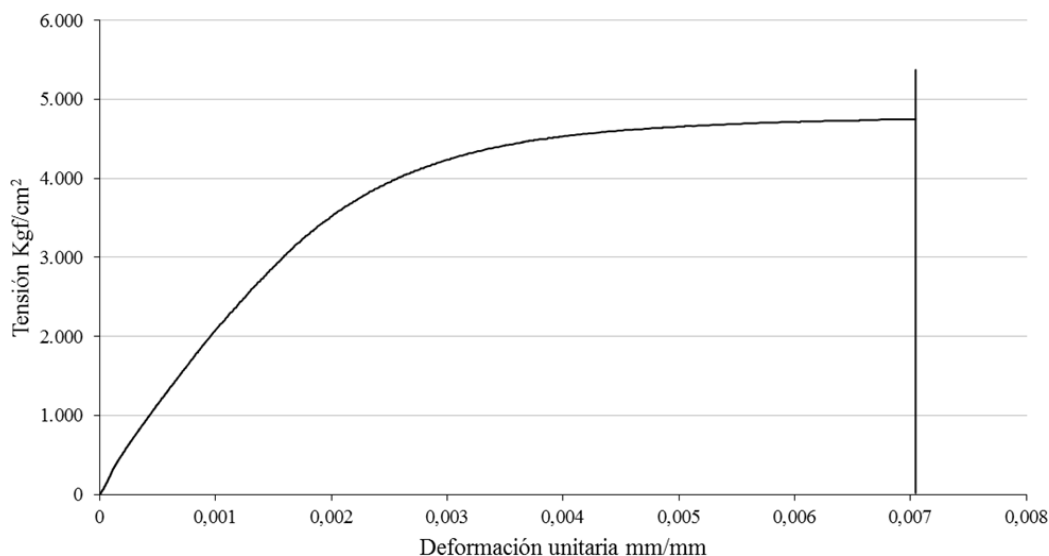


Figura III.2 Curva de ensayo a tracción de una probeta extraída de un perfil tubular estructural ECO200x70x4,3 mm

Cabe señalar que para determinar la resistencia cedente de los perfiles tubulares F_y , se pueden utilizar dos métodos, el método del 0,2% de la deformación (0,2% offset) y el de extensión bajo carga del 0,5% de la deformación, esto es debido a que el proceso de fabricación es conformado en frío lo cual no permite que esté presente, de forma evidente, el punto cedente. El segundo método fue el utilizado para determinar el punto cedente de los ensayos mostrados en esta sección, ver Cuadro III.10. Se destaca que la resistencia cedente se determina a partir de la carga aplicada, la cual se transforma en tensión usando el área de la sección transversal de la probeta calibrada.



Cuadro III.10 Propiedades de los perfiles tubulares ensayados

Espesores mm	Productos HxB = mmxmm D = pulgadas	F_y^* (Kgf/cm ²)	F_u^* (Kgf/cm ²)	R_y	R_t	F_u^*/F_y^*	F_y^*/F_u^*	Alargamiento %
2,25	80x40	4.497	5.172	1,279	1,186	1,150	0,869	29
2,25	80x40	4.602	5.278	1,309	1,211	1,147	0,872	27
2,25	100x40	4.849	5.398	1,379	1,238	1,113	0,898	24
2,25	100x40	4.616	5.391	1,313	1,236	1,168	0,856	25
2,5	120x60	4.384	5.320	1,247	1,220	1,213	0,824	30
2,5	120x60	4.342	5.362	1,235	1,230	1,235	0,810	30
2,5	120x60	3.821	4.757	1,087	1,091	1,245	0,803	32
2,5	120x60	3.603	4.609	1,025	1,057	1,279	0,782	31
3	100x100	4.419	5.102	1,257	1,170	1,154	0,866	37
3	100x100	4.455	5.074	1,267	1,164	1,139	0,878	38
3	100x100	4.525	5.559	1,287	1,275	1,229	0,814	28
3	100x100	4.539	5.510	1,291	1,264	1,214	0,824	28
4	180x65	5.190	5.560	1,477	1,275	1,071	0,934	28
4	180x65	5.209	5.664	1,482	1,299	1,087	0,920	29
4	120x120	4.694	5.447	1,335	1,249	1,160	0,862	27
4	120x120	4.785	5.440	1,361	1,248	1,137	0,880	27
4,3	200x70	4.655	5.375	1,324	1,233	1,155	0,866	34
4,5	220x90	4.782	5.325	1,360	1,221	1,114	0,898	35
4,5	220x90	4.530	5.227	1,289	1,199	1,154	0,867	35
5,5	260x90	5.215	5.552	1,484	1,273	1,065	0,939	34
5,5	260x90	5.271	5.545	1,500	1,272	1,052	0,951	33
5,5	8 5/8"	4.877	5.372	1,388	1,232	1,102	0,908	37
5,5	8 5/8"	4.859	5.334	1,382	1,223	1,098	0,911	36
7	220x220	4.882	5.385	1,389	1,235	1,103	0,907	31
7	220x220	5.050	5.433	1,437	1,246	1,076	0,930	32
9	220x220	5.030	5.972	1,431	1,370	1,187	0,842	30
9	220x220	4.667	5.416	1,328	1,242	1,160	0,862	32
9	220x220	4.717	5.390	1,342	1,236	1,143	0,875	36
11	260x260	4.912	5.321	1,397	1,220	1,083	0,923	32
11	260x260	4.620	5.214	1,314	1,196	1,129	0,886	33

Cuadro III.11 Estadística de las propiedades de los materiales de los 30 ensayos a tracción

Valores mínimos especificados Cuadrado y rectangular		Promedio		Desviación estándar		Valores máximos y mínimos			
F_y (Kgf/cm ²)	F_u (Kgf/cm ²)	F_y (Kgf/cm ²)	F_u (Kgf/cm ²)	O_y (Kgf/cm ²)	O_u (Kgf/cm ²)	$F_{y\ min}$ (Kgf/cm ²)	$F_{y\ max}$ (Kgf/cm ²)	$F_{u\ min}$ (Kgf/cm ²)	$F_{u\ max}$ (Kgf/cm ²)
3.515	4.360	4.687	5.350	371	251	3.603	5.271	4.609	5.972
R_y	R_t	R_y	R_t	O_y	O_t	$R_{y\ min}$	$R_{y\ max}$	$R_{t\ min}$	$R_{t\ max}$
1,40	1,30	1,332	1,226	0,105	0,057	1,025	1,500	1,057	1,370



Los resultados del Cuadro III.11 denotan que los valores promedios del R_y y R_t son ligeramente inferiores al establecido por las Provisiones Sísmicas ANSI/AISC341:10, aunque la dispersión para R_t es menor que para R_y .

No obstante, se puede estimar que para la sección completa los valores podrían ser superiores si se toma en consideración la contribución de la zona soldada (costura) y de las 4 esquinas del perfil tubular de sección cuadrada o rectangular, debido a que su resistencia tiende a ser mayor por el proceso de fabricación (conformado en frío). Aunque a medida que los fabricantes utilicen acero aleados o de baja aleación, el valor de R_y podría ser más bajo, debido a que estos tipos de aceros tienden a ser más dúctiles, es por ello que para ampliar esa información se requiere una investigación específica de parte de las empresas productoras, para determinar los valores reales según el tipo de acero empleado para la fabricación del perfil tubular.

En general se puede concluir que los valores de R_y y R_t suministrados por el ANSI/AISC341:10 son representativos y pueden ser tomados como referencia para los perfiles nacionales, es por ello que esta correlación valida el uso de esos valores para el diseño por capacidad en Venezuela con productos de producción nacional, aunque se podrían disminuir ligeramente si se realizará la investigación señalada en el párrafo anterior

Por último, se indica que los perfiles tubulares conformados en frío no presentan una resistencia homogénea en toda su sección transversal, debido al conformado en frío y al efecto de la soldadura, no obstante esto no les impide disipar energía por deformación inelástica, como se ha evidenciado en varias investigaciones citadas en este documento.

CAPÍTULO IV

PANDEO LOCAL. CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCIONES DE LOS MIEMBROS

En la industria de la construcción en acero, existen principalmente dos tipos de miembros estructurales; los laminados en caliente y los conformados en frío. Los laminados en caliente requieren trabajo a altas temperaturas para lograr la forma geométrica deseada, mientras los conformados en frío se fabrican a la temperatura del ambiente donde se encuentre la fábrica, a partir de bandas o tiras y/o láminas. Por otra parte se distingue que la aplicación de los perfiles conformados en frío en la construcción comienza en la década de 1850 (Yu 2000). La primera especificación o norma nace 1946, luego de las investigaciones realizadas por George Winter y sus colaboradores en la Universidad de Cornell en USA, entre los años 1939 y 1946. Cabe destacar que las secciones conformadas en frío, en la mayoría de los casos, eran secciones abiertas, las cerradas, los tubulares, eran las únicas secciones incluidas en el grupo de los conformados en frío.

La principal preocupación acerca de aplicación de los perfiles conformados en frío siempre ha sido la determinación de la resistencia al pandeo y al post-pandeo. Para abordar esta situación es necesario conocer el comportamiento del miembros ante los posibles modos de pandeo; local, distorsional, lateral torsional y el global. Para esta investigación solo se estudiará el primero mencionado, debido al efecto sobre los tubulares cuando están sometidos a cargas cíclicas, además las otras formas de pandeo no impactan de forma importante a la serie tubular analizada en este trabajo, debido a que ninguna sección transversal es esbelta, además las secciones cerradas o tubulares para el caso de esta investigación, poseen un buen comportamiento ante varios tipos de pandeo mencionados.

El pandeo local es un efecto típico que ocurre en láminas delgadas de acero cuando son comprimidas, debido a que la relación de aspecto ancho-espesor tiende a ser altas, por esa razón es de vital importancia su comprensión, específicamente para el diseño sismorresistente con perfiles tubulares estructurales de acero u otros perfiles.

Hoy en día las normas presentan con carácter obligatorio el evaluar la predisposición del pandeo local de los elementos de las secciones de los miembros que pertenecen al sistema resistente a sismos de las estructuras para edificaciones u otras construcciones, ya que este fenómeno controla el diseño sismorresistente, debido a que es indispensable que la sección plastifique, para poder disipar energía por deformación inelástica cuando sea requerido en zonas específicas. Regularmente, los elementos de las secciones de los miembros de acero, poseen espesores relativamente pequeños susceptibles a pandear localmente, cuando son sometidos a tensiones en compresión en su plano, bajo determinadas condiciones de borde. Este pandeo, que típicamente se presenta en forma de onda, debe controlarse o evitarse, con la finalidad de garantizar que el miembro pueda desarrollar toda su capacidad resistente más allá del rango elástico de deformaciones. En este sentido, se denota que usualmente el pandeo local es definido por la teoría de placas, a través de la ecuación general de pandeo (Ecuación IV.1), la cual tiene cierta similitud con la de Euler que caracteriza el pandeo global para los miembros sometidos a compresión; tipo columnas (Ecuación IV.2), excepto que la primera está en función de la relación de esbeltez local.

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (\text{IV.1})$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{\lambda}{r} \right)^2} \quad (\text{IV.2})$$

En la Figura IV.1 se muestra una placa sometida a compresión uniforme en un sentido, los parámetros dimensionales y de tensión son mostrados en a) y la posible

deformada en la b), cabe señalar que esta forma de pandeo es elemental, es decir, pueden ocurrir otras formas de pandeo, cuando las condiciones tienden a variar.

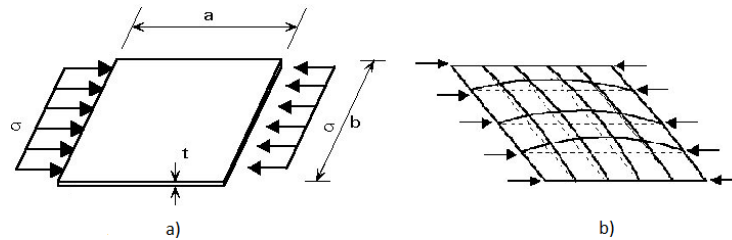


Figura IV.1 Forma de pandeo para una placa en compresión. t = espesor, b = ancho, a = largo σ = tensión

Por otro lado, se señala que la forma de pandeo local es demarcada por las condiciones de soporte de los bordes de la membrana, a través del factor k , el cual toma valores según las condiciones de contorno (ver Figura IV.2) y por la relación de esbeltez local del elemento plano en sentido de la carga.

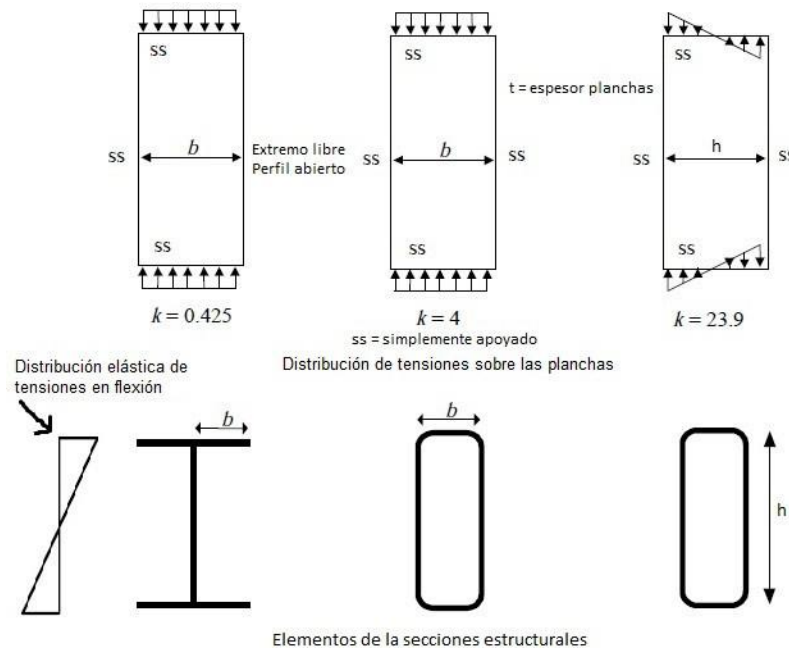


Figura IV.2 Ejemplo ilustrativo de los valores de k para casos específicos de miembros en flexión, según disposición de los elementos comprimidos en la sección de los miembros

De acuerdo a lo expuesto inicialmente en este apartado, y a lo establecido en los criterios usuales de diseño, se necesita que la placa (elemento comprimido de la sección) alcance la cedencia antes que pandee localmente, es decir, la tensión crítica efectiva debe ser superior a la tensión de cedencia del material, $\sigma_{cr} \geq F_y$, para plantear esta situación se requiere la utilización de la Ecuación IV.1, en la cual sustituimos la tensión crítica, σ_{cr} , por la tensión de cedencia, F_y , y de esta manera queda una ecuación general (elástica) en función de F_y , Ecuación IV.3:

$$\frac{b}{t} \leq \sqrt{\frac{k\pi^2}{12(1-\nu^2)}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{IV.3})$$

En la Ecuación IV.3 se puede notar que la esbeltez del elemento depende directamente de las características del material y las condiciones de borde del elemento, de lo que se desprende un valor máximo de esbeltez para que haya cedencia del elemento a compresión, la cual, dependiendo del tipo y forma de la sección, puede variar ligeramente a lo largo del elemento del miembro.

De igual manera se destaca, que si la relación de esbeltez local es alta, o medianamente alta, el comportamiento del elemento puede variar en términos de resistencia, es decir, puede haber disminución importante de la resistencia al post pandeo por el problema geométrico, incluso puede propiciarse una falla frágil por pandeo local prematuro.

La Figura IV.3 muestra el comportamiento en tres etapas de la distribución de tensiones para un elemento rigidizado con elevada esbeltez local, en donde el pandeo inicia en la zona central del elemento plano, antes de alcanzar la cedencia, debido a que la tensión crítica es menor que la tensión cedente. El Método del ancho efectivo fue planteado a partir de este comportamiento, por George Winter en los años 40, el mismo determina la longitud ineficaz de los elementos de la secciones, para lo cual se debe determinar una sección transversal efectiva o reducida la cual define la resistencia de diseño del miembro.

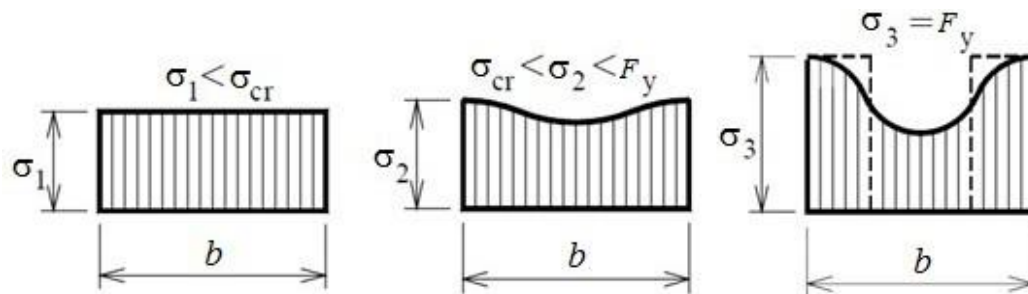


Figura IV.3 Desarrollo de la distribución de tensiones de un elemento plano rigidizado sometido a compresión

El comportamiento real de las placas más allá del rango elástico de deformación, es bastante difícil de expresar teóricamente, como se efectuó anteriormente. No obstante, este comportamiento es el que más interesa para el diseño sismorresistente.

Si consideramos un elemento de una sección que está sometido a compresión, la distribución de tensiones permanece elástica hasta que alcanza la tensión crítica, siempre y cuando su relación de esbeltez cumpla con la mínima establecida para el desarrollo del pandeo elástico, a partir de este punto las tensiones pierden uniformidad y se va desarrollando la resistencia al post pandeo, es decir, el elemento tiende a conservar parcialmente su forma permitiendo la cedencia del material. Esta resistencia tiende a ser pequeña si la relación de esbeltez es muy alta, y grande, cuando las relaciones de esbeltez son bajas. Se comprende entonces, que para garantizar un comportamiento estable de las secciones de los miembros que tienen la responsabilidad de disipar energía por deformación, es necesario que la resistencia la post pandeo se logre, ya sea con el aumento del espesor, disminución de la longitud susceptible al pandeo, a través de rigidizadores o atezadores, o con restricciones laterales uniformes de los elementos de la secciones de los miembros.

Aplicando el concepto anterior y las otras consideraciones a los perfiles tubulares, obtenemos dos ecuaciones generales de pandeo para elementos comprimidos. Una para los perfiles cuadrados y rectangulares (Ecuación IV.4) y otra para los circulares (Ecuación IV.5). Como se distingue, en las ecuaciones aparece una constante C , la

cual viene amparada por los datos mostrados anteriormente, así como de pruebas y resultados experimentales, igualmente, se señala que está incluida la incertidumbre de la variabilidad del valor de F_y , lo cual es muy importante para las consideraciones sismorresistentes. Cabe destacar, que los investigadores han incluido estos factores de seguridad, suficientemente amplios como para garantizar el comportamiento deseado y por ende la validez del método de diseño de los miembros.

$$\frac{b}{t} \leq C \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{IV.4})$$

$$\frac{D}{t} \leq C \frac{E}{F_y} \quad (\text{IV.5})$$

Asimismo, hoy en día las normas y especificaciones poseen bien definidos los límites de las relaciones de esbelteces locales (ancho/espesor o diámetro/espesor) de los elementos de las secciones de los miembros, tanto para los perfiles abiertos como para los perfiles cerrados (tubulares o HSS). Estas clasificaciones permiten determinar los límites de aplicabilidad de cada sección según el funcionamiento del miembro en la estructura, es decir, diferencia de manera expresa los miembros que pertenecen al sistema resistente a sismo y los que a su vez tienen la responsabilidad de disipar energía por deformación inelástica, según el nivel de amenaza sísmica, importancia de la obra, entre otros, de los que no pertenecen al sistema resistente a sismo. Es importante señalar que las normas no intentan estudiar el fenómeno del pandeo local, ni plantear una metodología del análisis del comportamiento de las estructuras una vez iniciado el pandeo local de los elementos las secciones de los miembros, más bien intentan establecer límites que puedan permitir la clasificación o utilidad de cada sección del miembro, dependiendo de su función en la estructura, para de esta manera no poner en peligro la integridad de la misma, con la aparición temprana del pandeo local que pueda propiciar fallas frágiles, la cuales deben ser evitadas en todo momento.

En este orden de ideas, se señala que los perfiles tubulares rectangulares, cuadrados y circulares de acero, por ser secciones cerradas son clasificados como secciones rigidizadas, según las normas, es decir, los elementos de las secciones de los miembros están restringidos en todo su contorno, a diferencia de los perfiles abiertos en donde las alas están restringidas en un sólo extremo, quedando el otro extremo libre (ver Figuras IV.2 y IV.4), cabe destacar, que el alma de los perfiles abiertos también está restringida en ambos extremos, es por ello que las mismas son consideradas como elementos rigidizados. Sin embargo, la sección de los perfiles abiertos es clasificada no rigidizada por tener por los menos un elemento no rigidizado (alas).

Lo antes mencionado, evidencia que los perfiles tubulares estructurales de acero poseen características favorables con respecto al pandeo local y por ende los límites de clasificación de los elementos de las secciones de los miembros, es decir los límites de la relación de esbeltez local, son más altos que el de los perfiles abiertos.

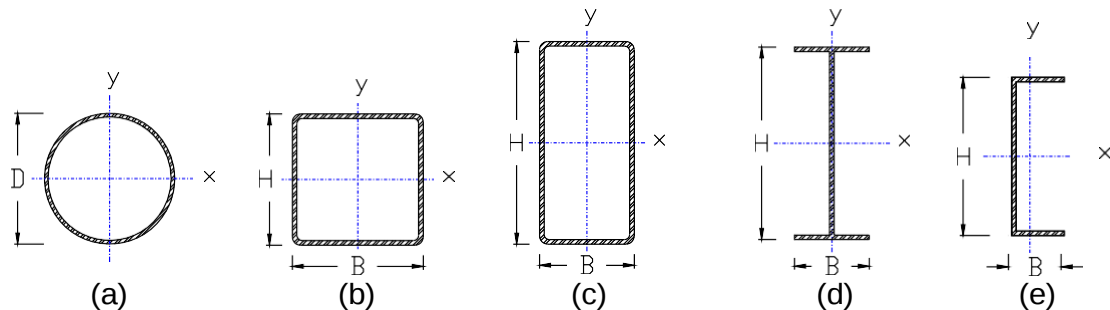


Figura IV.4 Secciones rigidizadas (a), (b), (c) y secciones no rigidizadas (d) y (e)

Los límites de esbelteces locales de los elementos de las secciones de los miembros, son definidos por las normas o especificaciones por categorías, éstas delimitan las secciones de acuerdo a la predisposición al pandeo de los elementos de la sección, en función del comportamiento estructural deseado. Para esta investigación, se toman como referencia las categorías establecidas por el AISC vigente (2010), la cuales son

más severas o conservadoras, que las establecidas en otras normas o códigos, por ejemplo el Eurocódigo 3.

El AISC define el parámetro de la relación de esbeltez local como λ . λ es básicamente una relación ancho/espesor (b/t , h/t) o diámetro/espesor (D/t) de los elementos de las secciones, la cual sirve de límite entre las clasificaciones de los elementos de las secciones, en donde, para los elementos de los perfiles rectangulares y cuadrados, el ancho b , se refiere al lado plano del elemento de la sección que estará sometido a compresión, y el espesor t , por ende, es el de la lámina, igualmente el ancho h , se refiere al lado plano que regularmente está sometido parcialmente a compresión no uniforme, como son las almas de los perfiles sometidos a flexión en el eje perpendicular a las mismas. Para el caso de los tubulares circulares λ es la relación diámetro/espesor (D/t), debido a que el pandeo del circular no es como el de una plancha, es decir, en éste se forman unas ondulaciones hacia dentro y hacia fuera, cuando está comprimida la sección, a estos modos de pandeo, algunos autores les han denominado: tipo diamante, anillo o tablero de ajedrez (ver Figura IV.5).

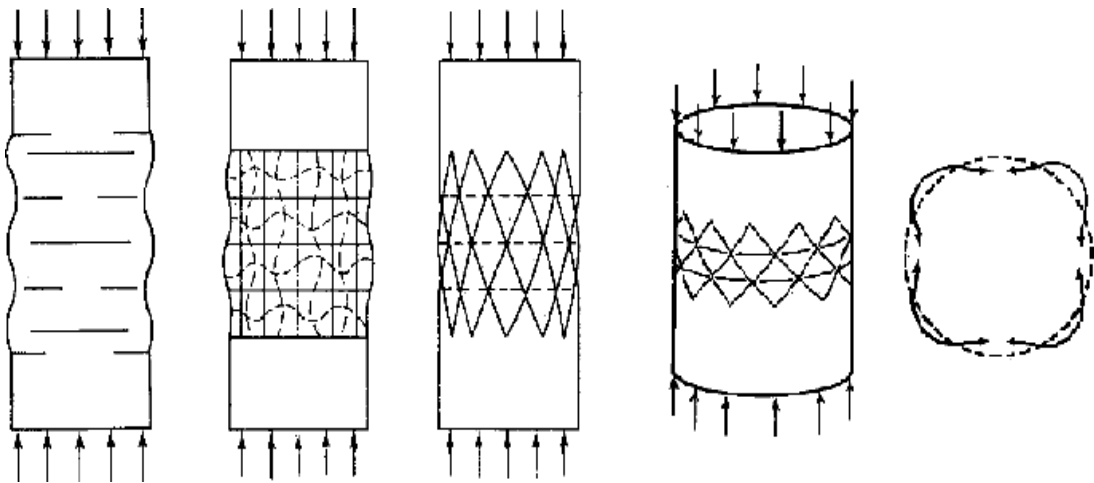


Figura IV.5 Modos de pandeo del tubular circular para miembros moderadamente largos

Ahora bien, ya conocido el significado y el comportamiento que genera la presencia del pandeo local en los elementos de las secciones de los miembros, es necesario saber cómo se calcula la relación de esbeltez para los perfiles tubulares estructurales HSS conformados en frío. Para ello se necesita conocer varios aspectos, uno de ellos es el espesor de diseño, el cual según la especificación ANSI/AISC 360-10, establece que para perfiles ERW-HSS se debe emplear un espesor de diseño (t) igual a 0,93 veces el espesor nominal (e), es decir, $t=0,93e$, se destaca que esta reducción solo aplica a los fabricados bajo la norma ASTM A500, no para los fabricados bajo la norma ASTM A53, ni para los fabricados según ASTM A1085. Para el caso de las secciones rectangulares y cuadradas conformadas en frío, el lado plano susceptible a pandeo se calcula de la siguiente manera: longitud total de la sección, donde esté el elemento que estará sometido a compresión, menos dos veces el radio de esquina externo ($b=B-2r$ o $h=H-2r$), (ver Figura IV.6).

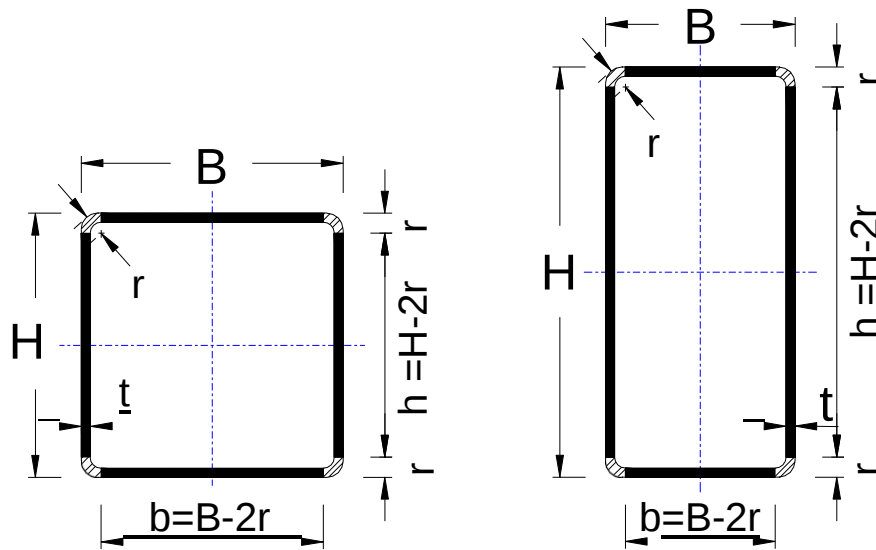


Figura IV.6 Longitud plana susceptible a pandeo local, para secciones cuadradas y rectangulares

El radio de esquina mínimo se debe tomar según el AISC, como 1,5 veces el espesor ($r=1,5t$), si éste no es conocido. No obstante, basado en la información suministrada por los fabricantes del país, los cuales poseen un estricto control de calidad para la

fabricación de los perfiles tubulares nacionales, por ejemplo los Conduven ECO, el radio de esquina externo se asume igual a 2,5 veces el espesor ($r=2,5t$). Entonces la relación de esbeltez local, para los elementos de las secciones cuadradas y rectangulares de los productos nacionales, será calculada tomando el ancho plano libre entre los radios de esquina:

$$b = B - 5t \quad (\text{IV.6})$$

$$h = H - 5t \quad (\text{IV.7})$$

Y cuando no se posea la información referente al radio de esquina externo, se determinará de la siguiente manera:

$$b = B - 3t \quad (\text{IV.8})$$

$$h = H - 3t \quad (\text{IV.9})$$

Según lo estipulan las normas de aplicación (AISC) y de fabricación (ASTM A500).

Para el caso de los perfiles circulares la relación de esbeltez (λ) se determina dividiendo el diámetro externo (D) entre el espesor de diseño (t).

En síntesis queda que la relación de esbeltez para los perfiles tubulares se determina de la siguiente manera:

Cuadrados y rectangulares: $ala \rightarrow \lambda = \frac{b}{t} \quad (\text{IV.10})$

$$alma \rightarrow \lambda = \frac{h}{t} \quad (\text{IV.11})$$

Circulares: $\lambda = \frac{D}{t} \quad (\text{IV.12})$

Para el caso particular del tubular rectangular la relación de esbeltez local, ancho/espesor = b/t o h/t , depende de la disposición y la forma de trabajo del miembro en la estructura. En general éstos son usados como vigas dispuestos en su eje fuerte. Luego de conocer el proceso de determinación de las esbelteces locales de los elementos de las secciones de los miembros, se procede a entrar en materia con las clasificaciones de las secciones de los miembros, según las especificaciones del AISC vigentes.

Clasificación de los elementos de las secciones de los miembros tubulares

Tomando en consideración la separación que tienen los documentos del AISC; La Especificación ANSI/AISC 360 y las Provisiones Sísmicas ANSI/AISC 341, en los cuales se dividen las consideraciones del diseño convencional y sismorresistente con respecto a las clasificaciones de los elementos de la secciones de los miembros, se presentan las dos condiciones de manera independiente, con la finalidad de mantener los dos problemas por separados, aunque el interés de esta investigación sea para miembros que son parte del sistema resistente a sismos.

Antes de definir los límites establecidos para el diseño, se presenta información referencial, con la finalidad de poder interpretar el significado general de las clasificaciones de los elementos de las secciones de los miembros, y por ende, el sentido que puede tener el aumento o disminución de la relación de esbeltez de los elementos comprimidos, se presenta la Figura IV.7. Específicamente, en ella se muestran cuatro estados que definen el comportamiento general de un miembro sometido a flexión.

El estado número (1) presenta a un miembro que posee elementos esbeltos en compresión por la flexión, se puede suponer inicialmente que son las alas del perfil, allí se puede evidenciar que el fallo del miembros sucede antes de alcanzar el momento cedente, es decir, el elemento de la sección falla por pandeo local elástico,

antes de alcanzar el momento cedente. Estas secciones son denominadas secciones con elementos esbeltos.

En el estado (2) se nota que la sección alcanza el momento cedente, sin embargo, no tiene la capacidad de mantenerlo e inmediatamente ocurre el pandeo local, a estas secciones las podemos calificar como secciones con elementos no compactos.

La etapa (3) revela a una sección que alcanza el momento plástico y luego ocurre el pandeo local, es decir, la sección no consigue mantener el momento plástico que le permita obtener mayores rotaciones inelásticas, a estas secciones se le conoce como sección compacta.

Finalmente, se encuentra el estado (4) el cual logra alcanzar el momento plástico y mantenerlo durante las rotaciones necesarias para disipar suficiente energía por deformación inelástica, aquí la sección consigue la plastificación total de la sección, estas secciones son denominadas secciones con alta ductilidad, se puede considerar que las secciones de moderada ductilidad se encuentran en un punto intermedio entre la etapa (3) y la etapa (4).

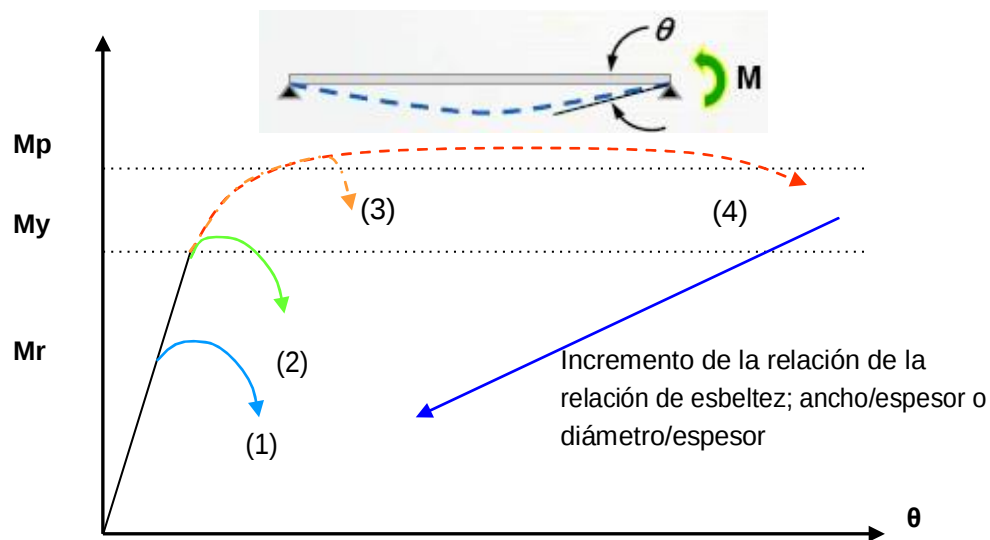


Figura IV.7 Significado de la relación de esbeltez local de los elementos de las secciones de los miembros

Por otra parte, vale la pena señalar que una buena manera de controlar la predisposición del pandeo local de los perfiles cerrados (HSS o tubulares), es rellenarlos con concreto estructural (ver Figura IV.8), lo cual permite elevar la capacidad de disipar energía en el rango inelástico de deformaciones y por ende mejorar su comportamiento estructural, ya que el relleno controla o restringe el pandeo local de los elementos de las secciones, entre otras ventajas de interés, como por ejemplo: aumento de la rigidez y resistencia de la sección y aumento de la posibilidad de soportar la exposición al fuego.

Esta opción resulta ser muy útil, cuando se tienen secciones con elementos que no son de alta o moderada ductilidad y se pretenden utilizar en sistemas resistentes a sismos, es decir, el relleno permite disminuir las relaciones de los elementos comprimidos significativamente y elevar, por ende, las secciones con clasificaciones inferiores a la mencionada, esto permite la utilización de secciones con elementos más delgados en las estructuras, lo cual implica un ahorro considerable en acero.

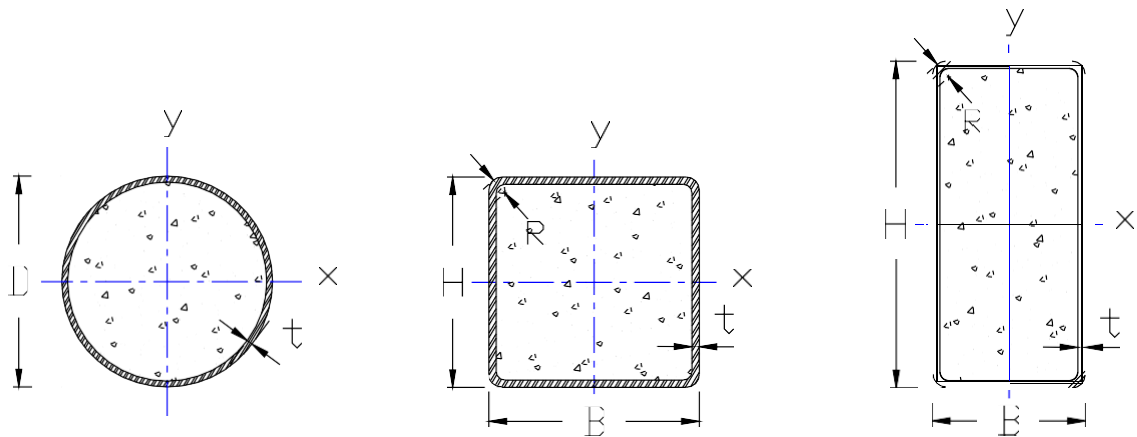


Figura IV.8 Secciones de los perfiles tubulares rellenas de concreto

En general las secciones tubulares deben poseer una sección transversal de por lo menos el 1% del total de la sección. Otro aspecto a destacar es, que dependiendo de las dimensiones de las secciones, hay cabida para la incorporación de acero de

refuerzo longitudinal (barras o cabillas) en la sección, al igual como es utilizado en los miembros de concreto reforzado, ver Figura IV.9.

Por otro lado, es importante señalar que la resistencia mínima especificada del concreto estructural debe ser superior a $f'_c \geq 210\text{Kg/cm}^2$ y no mayor a $f'_c \leq 700\text{Kg/cm}^2$.

Para el caso de las barras de refuerzo o cabillas; como son conocidas regularmente en el ámbito de la construcción, la resistencia cedente no debe ser mayor a 5.280Kg/cm^2 .

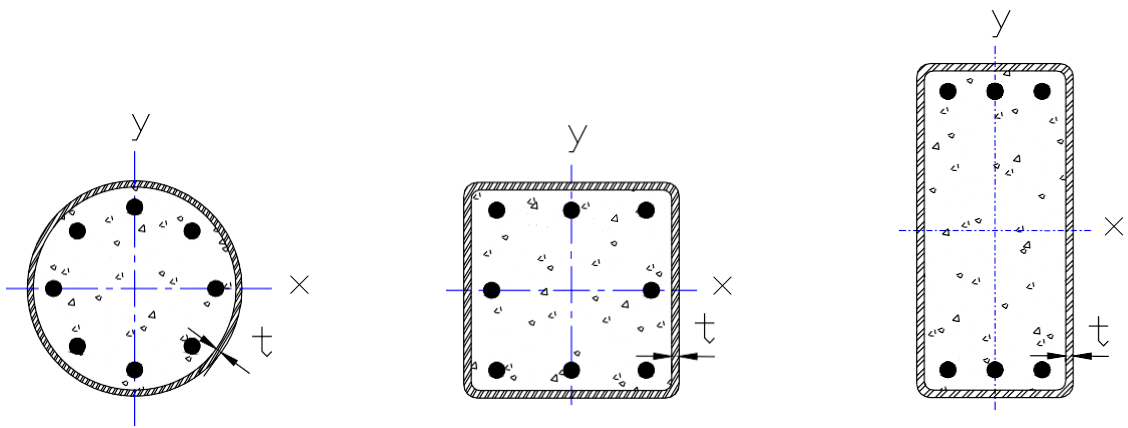


Figura IV.9 Secciones de los perfiles tubulares rellenas de concreto con acero de refuerzo longitudinal

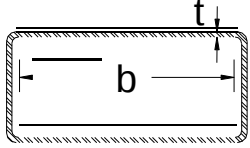
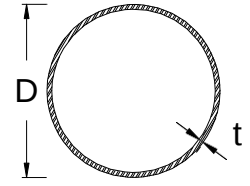
Diseño convencional con perfiles tubulares estructurales

Para el diseño convencional, las secciones de los perfiles tubulares pueden ser clasificadas, en función de la predisposición al pandeo local de los elementos comprimidos de las secciones de los miembros, en *no esbeltas* o *esbeltas* para el caso a compresión y *compactas*, *no compactas* y *esbeltas* para cuando sean sometidas a flexión.

Para miembros sometidos a compresión axial, las secciones se clasifican como *no esbeltas* o *esbeltas*.

La sección del perfil tubular es *no esbelta* si la relación de esbeltez local de algún elemento comprimido que la compone, no excede del valor límite λ_r presentado en el Cuadro IV.1, si el valor excede del límite λ_r la sección se considerará *esbelta*.

Cuadro IV.1 Relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de las secciones de los miembros tubulares sometidos a compresión axial según ANSI/AISC 360

Descripción del elemento	Relación de esbeltez local λ	Límite de relación de esbeltez local λ_r (no esbelta-esbelta)	Forma de la sección tubular
Paredes de las secciones tubulares (HSS) cuadrados y rectangulares de espesor uniforme	b/t	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sección circular (HSS) de espesor uniforme	D/t	$0,11 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

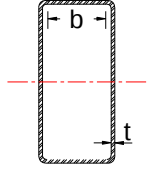
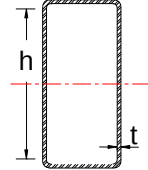
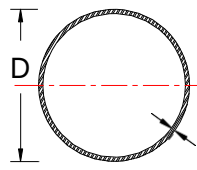
Para miembros sometidos a flexión, las secciones se clasifican como *compactas*, *no compactas* y *esbeltas*.

Para que una sección tubular califique como *compacta* la relación de esbeltez local de algún elemento comprimido que la compone, no debe de exceder del valor límite λ_p , del Cuadro IV.2.

Si la relación de esbeltez local de algún elemento comprimido excede λ_p , pero no supera λ_r , la sección se denomina *no compacta*.

Si la relación de esbeltez local de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección califica como *esbelta*.

Cuadro IV.2 Relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de las secciones de los miembros tubulares sometidos a flexión según ANSI/AISC 360

Descripción del elemento	Relación de esbeltez local λ	Límite de relación de esbeltez local		Forma de la sección tubular
		λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (no compacta-esbelta)	
Alas de secciones tubulares cuadradas y rectangulares (HSS) de espesor uniforme	b/t	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de secciones tubulares cuadradas y rectangulares (HSS) de espesor uniforme	h/t	$2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sección circular (HSS) de espesor uniforme	D/t	$0,07 \frac{E}{F_y}$	$0,31 \frac{E}{F_y}$	

De igual manera se cuenta con la clasificación de los elementos de las secciones de los miembros tubulares rellenos, con concreto estructural.

La clasificación del pandeo local de las secciones tubulares mixtas se determinara de acuerdo a lo siguiente:

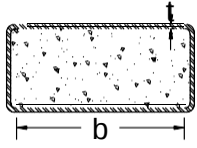
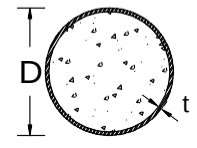
Para miembros sometidos a compresión, las secciones mixtas se clasifican como *compactas*, *no compactas* o *esbeltas*.

La sección del perfil tubular relleno es *compacta* si la relación de esbeltez local de algún elemento de acero comprimido que la compone, no excede del valor límite λ_p , presentado en el Cuadro IV.3.

Si la relación de esbeltez local de algún elemento de acero comprimido excede del límite λ_p , pero no supera el límite λ_r , del cuadro señalado, la sección mixta será *no compacta*.

Si la relación de esbeltez local de cualquier elemento de acero sometido a compresión excede λ_r , la sección tubular rellena será clasificada como *esbelta*. La máxima relación de esbeltez local permitida es especificada en el cuadro mencionado, a menos que se justifique mediante ensayos.

Cuadro IV.3 Límites de la relación de esbeltez local para elementos comprimidos de las secciones de los miembros tubulares rellenos sometidos a compresión axial según ANSI/AISC 360

Descripción del elemento	Relación de esbeltez local	λ_p compacto/ no compacto	λ_r no compacto/ esbelto	Máximo permitido	Forma de la sección tubular
Paredes de secciones tubulares cuadradas y rectangulares (HSS) de espesor uniforme	b/t	$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sección circular (HSS) de espesor uniforme	D/t	$\frac{0,15E}{F_y}$	$\frac{0,19E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$	

Para miembros sometidos a flexión, las secciones tubulares rellenas son clasificadas como *compactas*, *no compactas* y *esbeltas*.

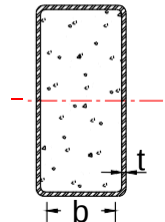
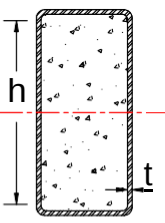
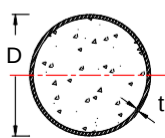
Para que una sección califique como *compacta*, relación de esbeltez local de algún elemento de acero comprimido no debe de exceder del valor límite λ_p del Cuadro IV.4.

Si la relación de esbeltez local de algún elemento de acero comprimido excede λ_p , pero no supera λ_r , la sección tubular rellena se clasifica *no compacta*.

Si la relación de esbeltez local de cualquier elemento de acero comprimido excede el límite λ_r , la sección mixta califica como *esbelta*.

La máxima relación de esbeltez local permitida será la especificada en el Cuadro IV.4, a menos que se justifique mediante ensayos.

Cuadro IV.4 Límites de la relación de esbeltez local para elementos comprimidos de las secciones de los miembros tubulares rellenos sometidos a flexión según ANSI/AISC 360

Descripción del elemento	Relación de esbeltez local	λ_p compacto/ no compacto	λ_r no compacto/ esbelto	Máximo permitido	Forma de la sección tubular
Alas de secciones tubulares rectangulares (HSS) de espesor uniforme	b/t	$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) de espesor uniforme	h/t	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sección circular (HSS) de espesor uniforme	D/t	$\frac{0,09E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$	

Diseño sismorresistente con perfiles tubulares estructurales

Las previsiones sísmicas ANSI/AISC 341, establecen los límites para clasificar los elementos de las secciones de los perfiles tubulares que pertenecen al sistema resistente a sismos, incluso para miembros rellenos con concreto u otro material que pueda cumplir con la misma función. Sin embargo, a diferencia de la ANSI/AISC 360 la cual provee los valores límites b/t , h/t y D/t para miembros con baja exigencia sísmica de estructuras convencionales sometidos a compresión axial y a flexión, el ANSI/AISC 341 solo ofrece el valor límite b/t , para las alas (paredes de los perfiles tubulares de sección rectangular y cuadrada) y D/t para los perfiles circulares, para miembros sometidos a compresión axial, orientados principalmente para los sistemas con pórticos arriostrados. Esos valores fueron desarrollados con el objetivo de

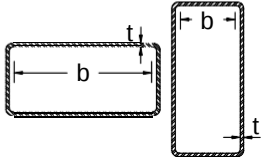
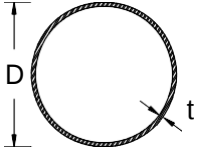
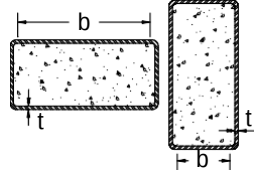
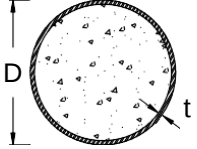
prevenir el pandeo local de los miembros tubulares utilizados como arriostramientos diagonales sometidos a carga axial cíclica (Lui y Goel 1988, Sherman 1995). Esto quiere decir que para los miembros tubulares estructurales sometidos a flexión cíclica no se tiene la referencia normativa para determinar el límite h/t para las almas. No obstante, se podría utilizar de manera referencial la relación b/t ofrecida para las alas de dichas secciones transversales, ya que los miembros sometidos a cargas axiales (compresión) inducen momentos flectores debido al efecto $P-\delta$ y subsecuentemente momentos flectores en el post pandeo de los elementos de la sección. En el próximo apartado se mostrará las recomendaciones emitidas por Matthew Floyd Fadden con respecto a los miembros sometidos a flexión cíclica.

Los límites de clasificación de las secciones son denominadas como: miembros de alta ductilidad (λ_{hd}) y moderada ductilidad (λ_{md}). Estas clasificaciones están orientadas a garantizar altos niveles de ductilidad, previniendo total o parcialmente el pandeo local en el rango inelástico de deformaciones. Es importante recordar que hemos definido a los miembros de alta ductilidad, como aquellos que se espera sean sometidos a grandes rotaciones plásticas (más de 0,02 radianes) por flexión o por flexión por pandeo bajo el sismo de diseño. También se definieron los miembros de ductilidad moderada, los cuales son aquellos que se espera sean sometidos a moderadas rotaciones plásticas (0,02 radianes o menos) por flexión o por flexión por pandeo bajo el sismo de diseño.

Los miembros tubulares (vacíos y rellenos) se clasifican como miembros de alta ductilidad si la relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de la sección no excede del límite λ_{hd} , establecido en el Cuadro IV.5. Cabe destacar, que la designación λ_{hd} , para miembros de alta ductilidad empleada en las previsiones sísmicas AISC 341:10, es similar a la designación λ_{pd} , empleada en la norma venezolana COVENIN 1618:1998 para secciones plásticas, donde se esperan importantes incursiones en el rango inelástico, sin pérdida apreciable de resistencia. Por otra parte, los miembros tubulares (vacíos y rellenos) se clasifican como

miembros de moderada ductilidad si la relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de la sección no excede del límite λ_{md} , del Cuadro IV.5. Es importante destacar que los valores límites de la relación de esbeltez local de los elementos comprimidos para perfiles tubulares de *alta y moderada ductilidad* establecidos en las previsiones AISC 341:10, son menores que los recomendados en el Eurocódigo 3 para las llamadas secciones *Clase 1*, y por tanto posiblemente más conservadores, aunque las restricciones para la fabricación de los perfiles tubulares son más exigentes.

Cuadro IV.5 Relación de esbeltez local de los elementos comprimidos para miembros tubulares vacíos y rellenos con alta y moderada ductilidad según ANSI/AISC 341-10

Descripción de l ele mento	Relación de esbeltez local λ	Límite de Relación de esbeltez local		Forma de la sección tubular
		λ_{hd} (Miembros con alta ductilidad)	λ_{md} (Miembros con moderada ductilidad)	
Paredes de perfiles tubulares rectangulares y cuadrados de espesor uniforme	b/t	$0,55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (a)$	
Secciones tubulares circulares (HSS) de espesor uniforme	D/t	$0,038 \frac{E}{F_y}$	$0,044 \frac{E}{F_y} \quad (b)$	
Paredes de perfiles tubulares (HSS) rectangulares y cuadrados de espesor uniforme. Rellenos	b/t	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Secciones tubulares circulares (HSS) de espesor uniforme. Rellenos	D/t	$0,076 \frac{E}{F_y}$	$0,15 \frac{E}{F_y}$	

a. El límite de relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de las paredes de los tubulares cuadrados y rectangulares usados como vigas o columnas no debe de exceder de $1,12 \sqrt{(E/F_y)}$

b. El límite de relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de las paredes de los tubulares circulares usados como vigas o columnas no debe de exceder de $0,70 \sqrt{(E/F_y)}$

También se puede notar en el Cuadro IV.5 que para los perfiles tubulares rellenos con concreto estructural (con resistencia mínima especificada $f'_c \geq 210\text{Kg/cm}^2$), los límites de la relación de esbeltez local de los elementos comprimidos de las secciones de los miembros se reducen de forma importante, ya que se disminuye la predisposición al pandeo local, el cual solo puede ocurrir en un solo sentido. Por otra parte, se destaca que el diseño de los miembros y sus conexiones se deben hacer de acuerdo a los lineamientos sugeridos en las secciones de las previsiones sísmicas ANSI/AISC 341:10, relativas a miembros mixtos.

Como se nota en el siguiente cuadro, el diseño sismorresistente presenta valores límites más exigentes que los presentados con anterioridad, para el diseño convencional de las estructuras de acero.

Las clasificaciones antes señaladas permiten la selección adecuada de los miembros que pueden ser parte del sistema resistente a sismos. Por tal motivo, este es el primer paso que todo ingeniero debe dar, para iniciar el diseño de los miembros que potencialmente tendrán la responsabilidad de disipar energía por deformación inelástica del material en una estructura. Aunque está orientado para miembros sometidos a compresión axial.

Es importante mencionar que las normas admiten la utilización de secciones con elementos que posean valores superiores a los límites señalados y por ende para los casos no contemplados, como los son las almas de los perfiles tubulares usados como vigas, para ello exige evidencia experimental que lo justifique.

A continuación se presentan una serie de figuras en donde se puede observar la situación actual de los perfiles tubulares comercializados en el país. Se distingue, que en el mercado venezolano se producen por lo menos 57 secciones transversales (circulares, cuadrados y rectangulares), con espesores nominales que varían de 2,25mm a 11mm. Esta amplia gama satisface al mercado del sector de la industria de

la construcción y metalmecánica, además en la mayoría de los casos son fabricadas con $F_y = 3.515 \text{Kgf/cm}^2$, en grado C.

La Figura IV.10 muestra que la mayoría de las alas de las secciones rectangulares vacías o no rellenas, según lo convenido al inicio de este apartado, podrían clasificar como elementos de *alta y moderada ductilidad* cuando están sometidas a flexión en su eje fuerte; 7 secciones con elementos de *alta ductilidad*, 12 secciones con elementos de *moderada ductilidad* y 3 que no entran dentro de las dos categorías señaladas. También se menciona que todas las secciones clasifican como *compactas* (15 secciones), por ende ninguna se clasifican como *no compacta* o *esbelta*. Esto demuestra, en primera instancia, que los rectangulares pueden ser utilizados como miembros a flexión para sistemas sismorresistentes, aunque la definición del parámetro límite para las almas no está definida en el ANSI/AISC 341, pero según las investigaciones en progreso es inminente su pronta publicación en la normativa usada como base para esta investigación. En la Figura IV.11 se muestran los límites para las secciones rectangulares rellenas, en la misma se puede observar que los límites aumentan debido al confinamiento que ofrece el material de relleno, lo cual hace presumir que todas las secciones podrían ser de *alta ductilidad*. La Figura IV.12 muestra que no tiene sentido utilizar un perfil tubular rectangular sin relleno, sometido a flexión en el eje débil, así como de columnas y arriostramientos que sean parte del sistema resistente a sismos, a menos que se coloquen elementos que disminuyan la longitud de pandeo local o se rellene con concreto estructural, ver Figura IV.13.

En la Figura IV.14 se exhiben las relaciones de esbeltez de las secciones cuadradas, en este caso la distribución es diferente. Se aprecian que 5 secciones clasifican como de *alta ductilidad*, 6 de *mediana ductilidad*, 12 *compactas* a flexión y 21 *no esbelta* en compresión, sin embargo, ninguna clasifica como *esbelta* en compresión o *no compacta* en flexión. Lo anterior demuestra que los tubulares cuadrados también pueden pertenecer al sistema resistente a sismo de una estructura de acero. No

obstante, se deben escoger las secciones de los miembros que cumplan los límites de esbeltez según el sistema estructural, a menos que se demuestre por ensayos. En la Figura IV.15 se muestran los límites de las relaciones de esbeltez local para las secciones cuadradas rellenas, como se puede notar, todas las secciones califican como secciones de *alta ductilidad*.

Para el caso de las secciones circulares, en la Figura IV.16 se observa que ocurre la una distribución similar a las secciones cuadradas, es decir 3 secciones de *alta ductilidad*, 6 secciones de *moderada ductilidad*, 12 secciones *compactas* en flexión, 9 secciones *no compactas* en flexión y todas las secciones en compresión son *no esbeltas* (21 secciones). Además, se observa que el límite de las secciones *esbeltas* para este caso (circulares) está más alejado que el de las secciones cuadradas. Además, hay un límite (*no compacta* en flexión), expresado que no se nota en la figura, ya que está muy alejado de las relaciones de esbeltez de las secciones tubulares en referencia y su valor está por encima de 185. Los límites de las secciones circulares rellenas se presentan en la Figura IV.17 en este último caso notamos el beneficio del relleno de concreto, ya que, 17 secciones califican como secciones de *alta ductilidad* y 4 como secciones de *moderada ductilidad*.

Es importante resaltar que la mayoría de las secciones tubulares circulares y todas las secciones cuadradas cumplen con los requisitos para ser utilizados como miembros de *alta ductilidad* y *moderada ductilidad*, cuando las mismas están rellenas con concreto.

En definitiva, la opción de rellenar los tubulares con concreto para ser utilizados como miembros del sistema resistente a sismos de una edificación, representa una gran ventaja, ya que la mayoría de las tubulares (38 secciones) destinadas a este fin (cuadradas y circulares) entran en la clasificación de *alta ductilidad* y 42 en *moderada ductilidad*.

Perfiles tubulares a flexión en sistemas de alta y moderada demanda sísmica

Los miembros tubulares tienen características favorables para ser empleados en las estructuras que pertenecen al sistema resistente a sismos, debido a su resistencia a la flexión, corte, compresión y a la torsión. Las aplicaciones más comunes para este tipo de perfiles han estado dirigidas a la confección de columnas (vacías y rellenas) y arriostramientos, es decir, su uso como viga para sistemas con pórticos a momento ha sido poca, ver Figura IV.18

En este sentido, se han encontrado algunas investigaciones que han determinado que los perfiles tubulares rectangulares y cuadrados pueden formar rótulas plásticas estables bajo flexión cíclica, además las mismas han identificado parámetros límites con respecto al pandeo local que afectan la estabilidad del miembro.

Como ya se ha expresado, existe ausencia total o parcial (tomando en consideración que se pueden utilizar los límites b/t para las alas comprimidas de los miembros sometidos a compresión) de los límites de las relaciones de esbeltez local específica para las vigas en el AISC 341, los cuales permiten clasificar los miembros usados como vigas para los sistemas con pórticos especiales SMF e intermedios IMF a momento, ver Figura IV.18. Para éstos dos sistemas se requieren conexiones que permitan mantener por lo menos el 80% de la capacidad de momento plástico nominal con derivas de 4% para los sistemas especiales y 2% para los sistemas intermedios.

Para lograr lo anterior se requieren vigas tubulares con capacidad de disipar energía por deformación de manera estable, esto es lo requerido por la filosofía de diseño sísmico actual.

La investigación de Fadden (2013) demostró que las relaciones de esbeltez local b/t , para las alas y h/t , para las almas, son las responsables de permitir que el momento se mantenga para largas rotaciones de la viga. Además sugiere que la degradación del momento se incrementa más rápidamente con el incremento de b/t comparado con un

incremento de h/t , porque las alas tienen la mayor contribución para la capacidad de momento. En la Figura IV.19 se puede observar la interacción entre b/t y h/t con respecto a la degradación de la capacidad de momento, que se realizó a través de la regresión lineal de los resultados de 11 ensayos realizados a productos rectangulares y cuadrados fabricados bajo la norma ASTM A500 en grado B. El contorno de las líneas representan el porcentaje (en forma decimal) de decrecimiento del momento máximo medido en 0,04 radianes. Esta investigación arrojó información que provee una idea de las posibles máximas relaciones de esbelteces locales b/t y h/t para asegurar que la resistencia a momento se mantenga en por lo menos 80% con un nivel de rotación de 0,04 radianes, ver Ecuaciones IV.13 y IV.14. Estas ecuaciones fueron establecidas a partir de ensayos cíclicos para productos con la resistencia especificada en grado B, más un amplio análisis a través del método de los elementos finitos de los miembros que tuvieron un buen comportamiento en la generación de una rótula plástica estable. Esta data experimental permitió obtener coeficientes que otorgan adecuada ductilidad para las vigas ante flexión cíclica.

$$\frac{b}{t} = 0,48 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{IV.13})$$

$$\frac{h}{t} = 1,13 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{IV.14})$$

Sin embargo, los valores de los coeficientes son muchos más conservadores que los ofrecidos en la especificación del ANSI/AISC360, 1,12 para b/t y 2,42 para h/t para miembros compactos sometidos a flexión y el valor del coeficiente de la Ecuación IV.13 es cercano al presentado por el ANSI/AISC341 para miembros del alta ductilidad (0,55 para b/t).

En conclusión se puede mencionar que existe una relación entre la relación de esbeltez local del ala y el alma, las cuales controlan la degradación de la resistencia

del miembro tubular, especialmente el de las alas. Para la gama de productos nacionales que se está considerando en esta investigación, se puede decir, que las 15 secciones rectangulares poseen relaciones de esbeltez por alma grandes (promedio = 42,22) y relaciones de esbeltez por ala pequeñas (promedio = 13,99), esto evidencia que puede haber reducción de la resistencia máxima obtenida por el ensayo, por encima del 20% a los 0,04 radianes, no obstante, hay alta probabilidad que el perfil cumpla con el protocolo; 80% del momento plástico nominal para una rotación de 0,40 radianes. Es de recordar que para nuestra investigación la viga (ECO200x70x4,30mm) seleccionada posee $b/t = 12,50$ y $h/t = 45,01$ y tiene una relación de aspecto $(h/b) = 2,35$. En la Figura IV.20 se muestran los valores de relación de esbeltez local de los elementos de las secciones rectangulares en función de h/b y h/t , en ella se puede evidenciar lo señalado. Como fue señalado en el apartado anterior no todas las secciones nacionales cumplen con la relaciones de esbelteces locales para los casos de miembros con alta y moderada ductilidad, para aplicaciones en sistemas especiales e intermedios de momento, sin embargo está la opción de justificar mediante ensayos su uso, o reforzar el elemento susceptible al pandeo local o rellenar con concreto estructural el miembro, esta última no ha sido común para las vigas ni para los arriostramientos, solo ha sido regular para las columnas. Para el caso de las vigas, el ANSI/AISC341:10 no suministra la información necesaria con respecto a los límites de las relaciones de esbelteces locales para los miembros tubulares que pertenezcan al sistema resistente a sismos. Vale la pena destacar que la necesidad de cumplir con los valores límites de esbeltez local, podría aplicar en general para las zonas que van a concentrar el daño (rótulas plásticas), las cuales regularmente se concentran o ubican en una zona que representa menos del 15% de la longitud del perfil usado como viga. Es por ello que otras soluciones de refuerzos pueden ser aplicadas para fortalecer las zonas de disipación de energía de perfiles con altas relaciones de esbelteces locales.

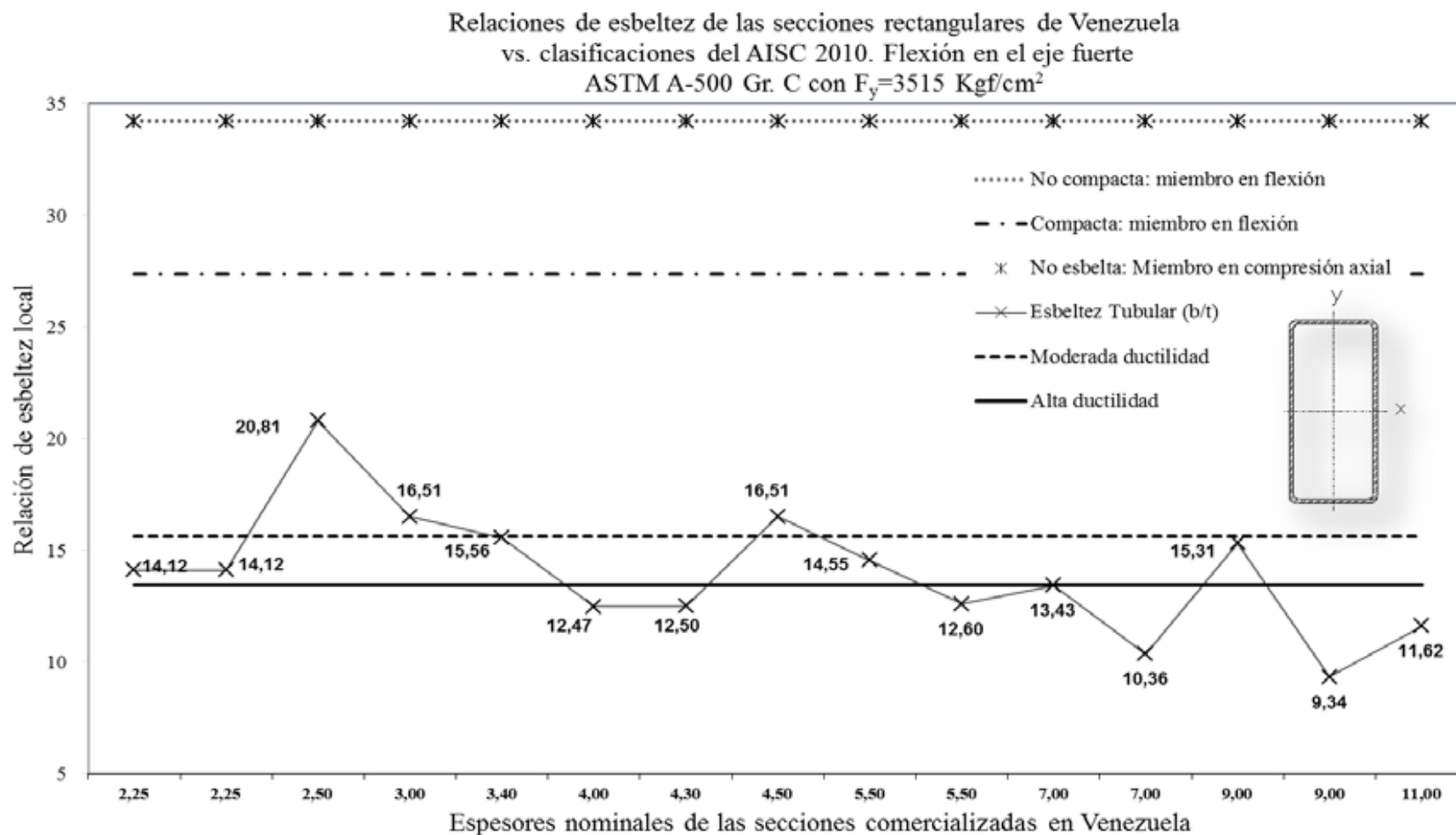


Figura IV.10 Relación de esbeltez local de las secciones rectangulares comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos. Flexión en el eje fuerte para secciones vacías o no rellenas con concreto

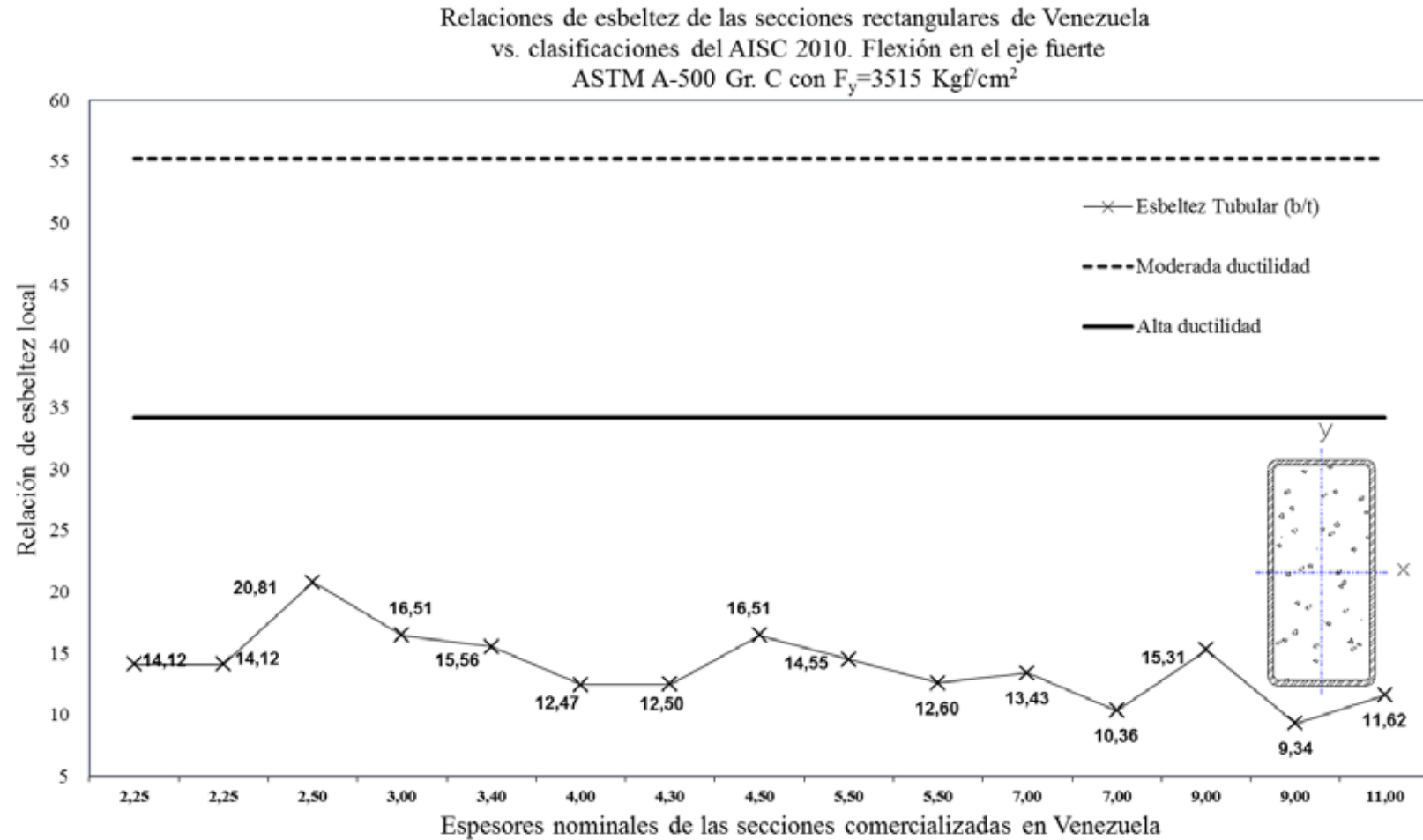


Figura IV.11 Relación de esbeltez local de las secciones rectangulares comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos. Flexión en el eje fuerte para secciones rellenas con concreto

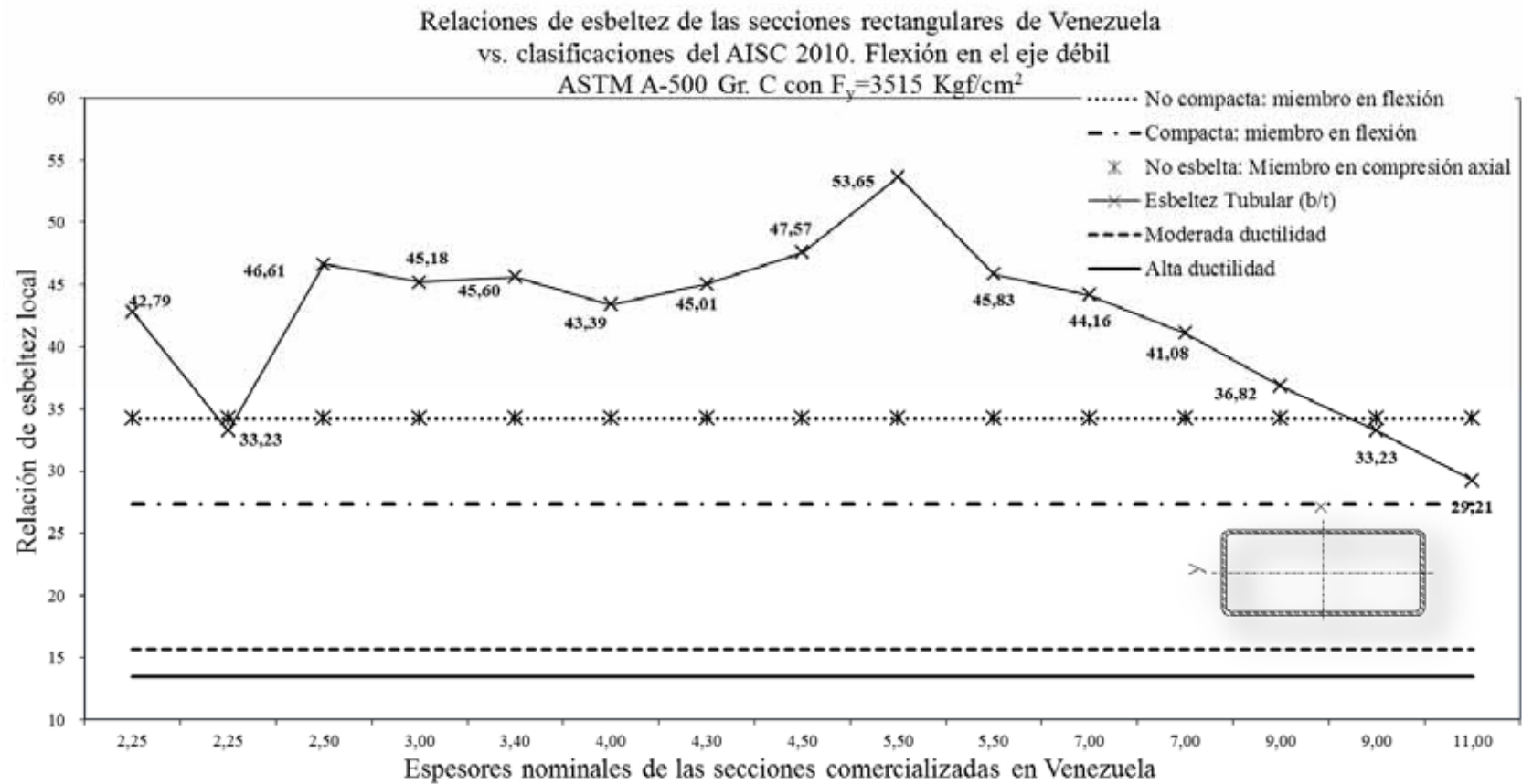


Figura IV.12 Relación de esbeltez local de las secciones rectangulares comercializadas en Venezuela versus los límites establecidos. Flexión eje débil para secciones vacías o no rellenas con concreto

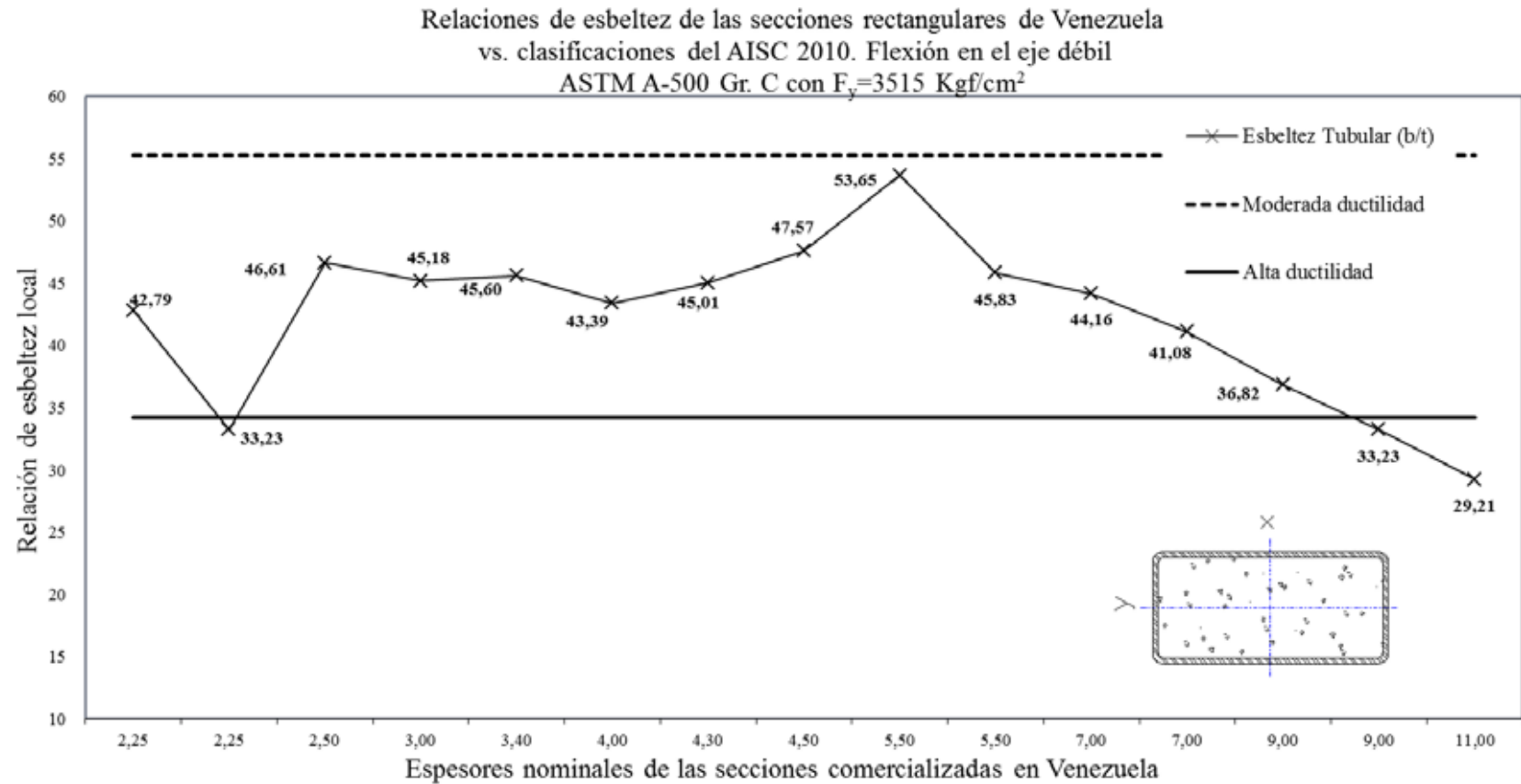


Figura IV.13 Relación de esbeltez local de las secciones rectangulares comercializadas en Venezuela versus los límites establecidos. Flexión eje débil para secciones rellenas con concreto

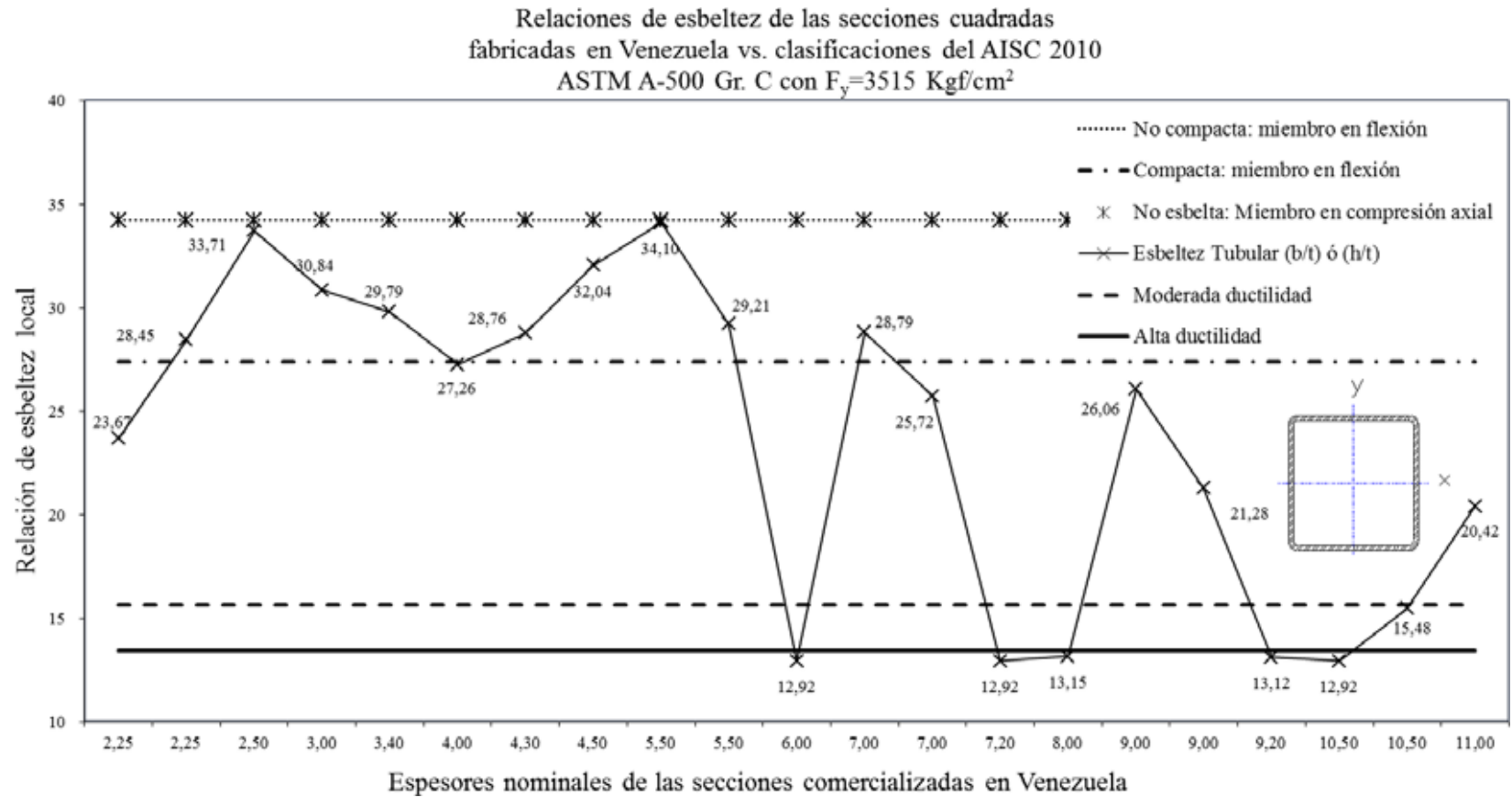


Figura IV.14 Relación de esbeltez local de las secciones cuadradas comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos, para secciones vacías o no rellenas con concreto

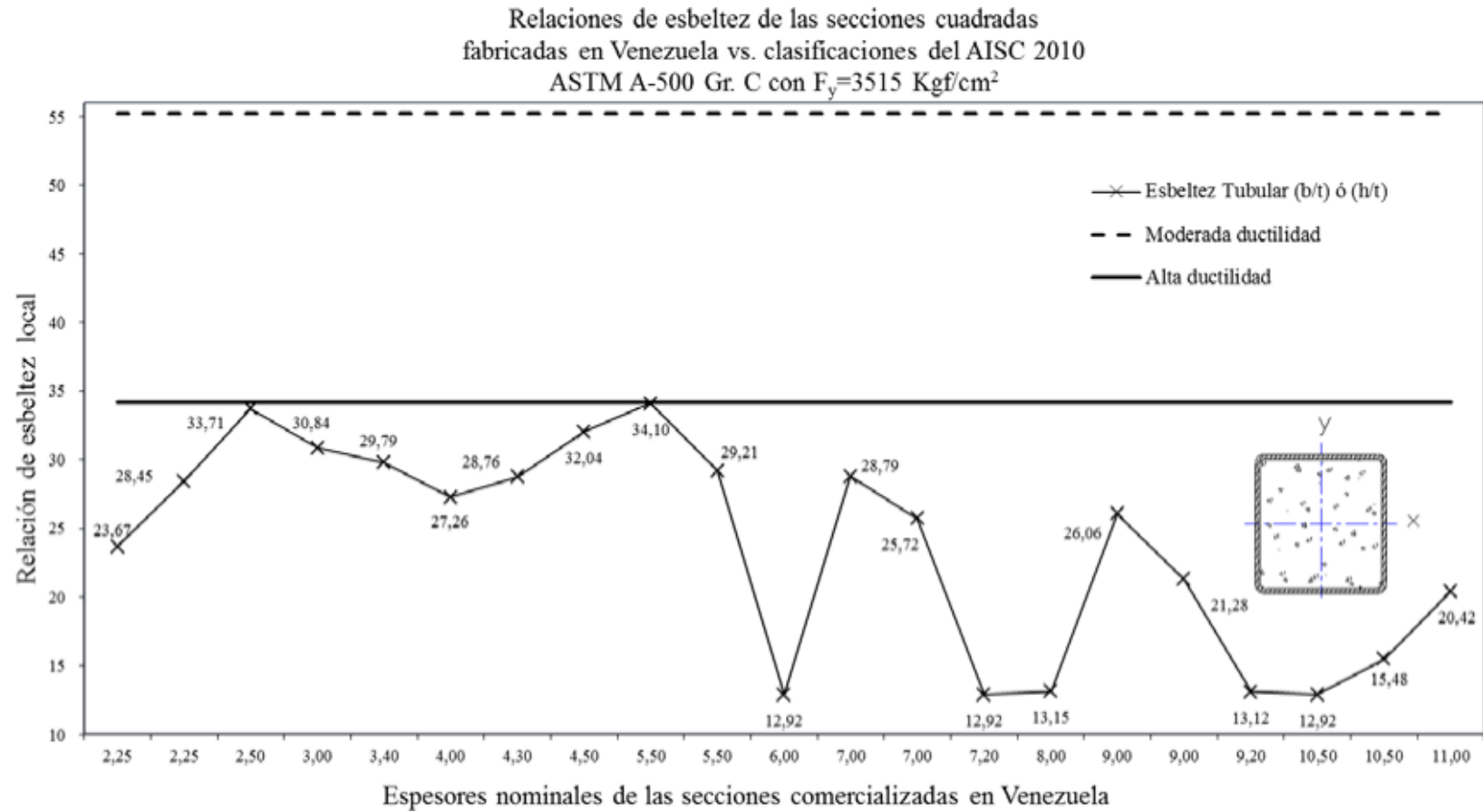


Figura IV.15 Relación de esbeltez local de las secciones cuadradas comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos, para secciones rellenas con concreto

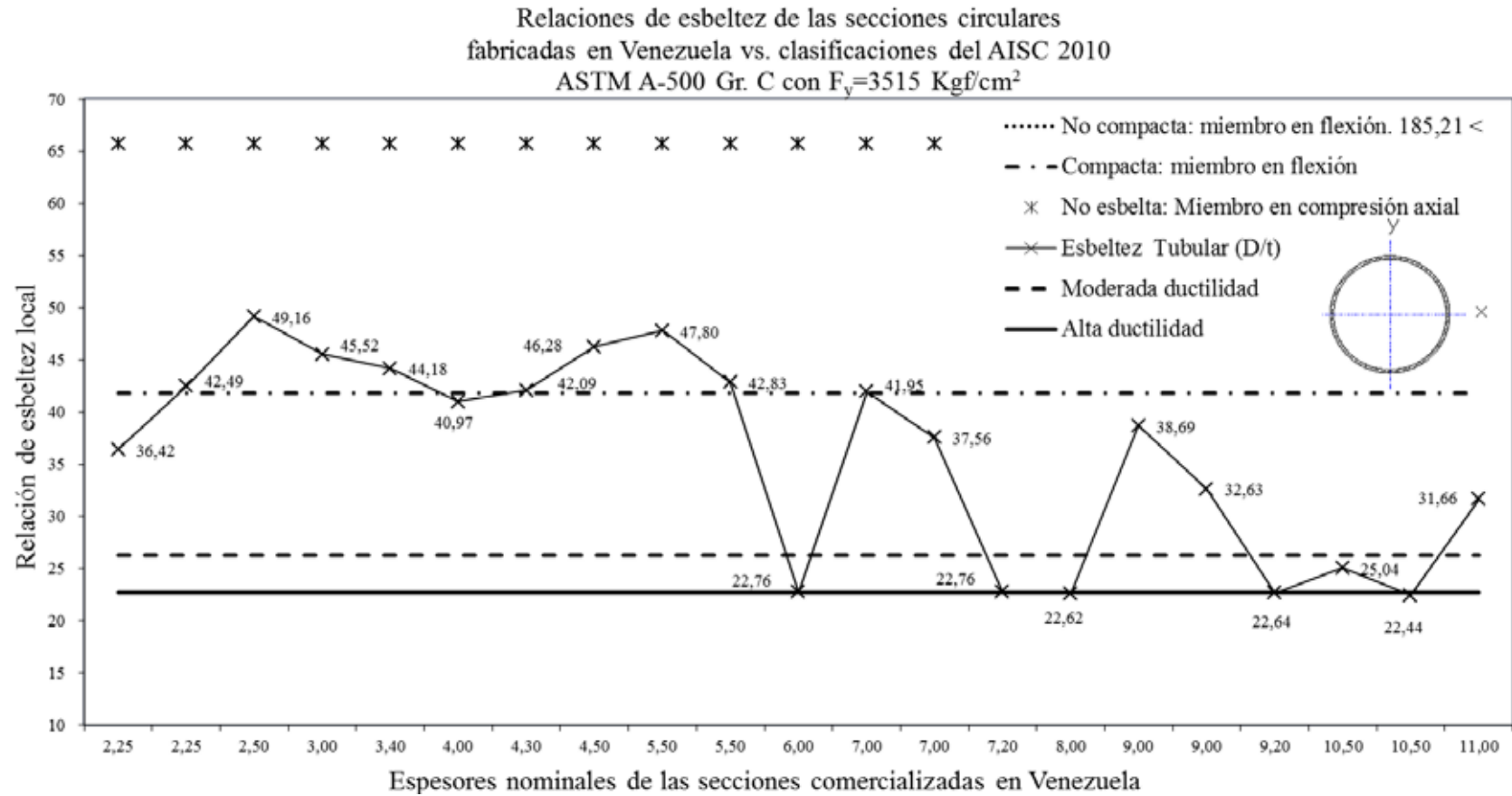


Figura IV.16 Relación de esbeltez local de las secciones circulares comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos, para secciones vacías o no rellenas con concreto

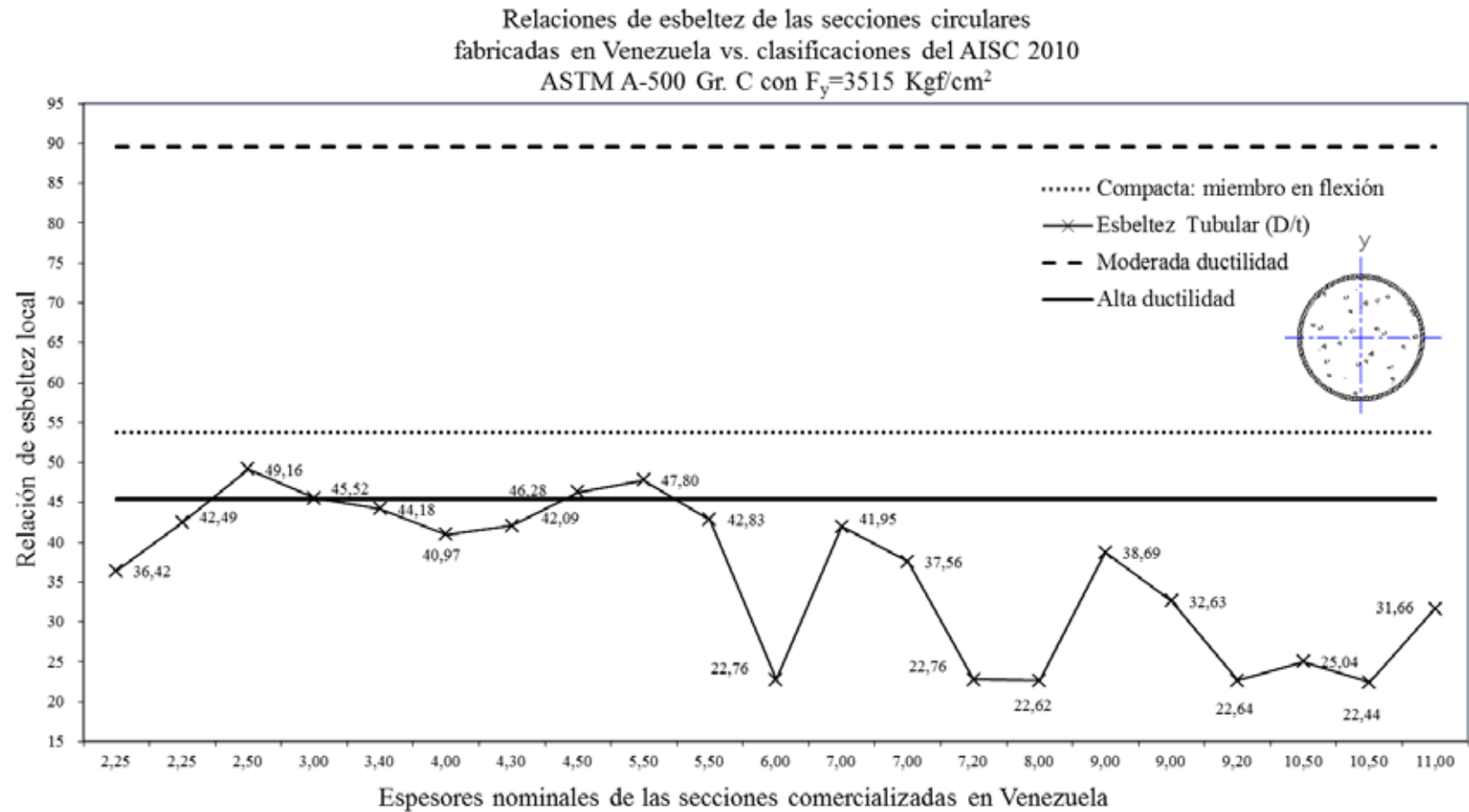


Figura IV.17 Relación de esbeltez local de las secciones circulares comercializadas en Venezuela, versus los límites establecidos, para secciones rellenas con concreto

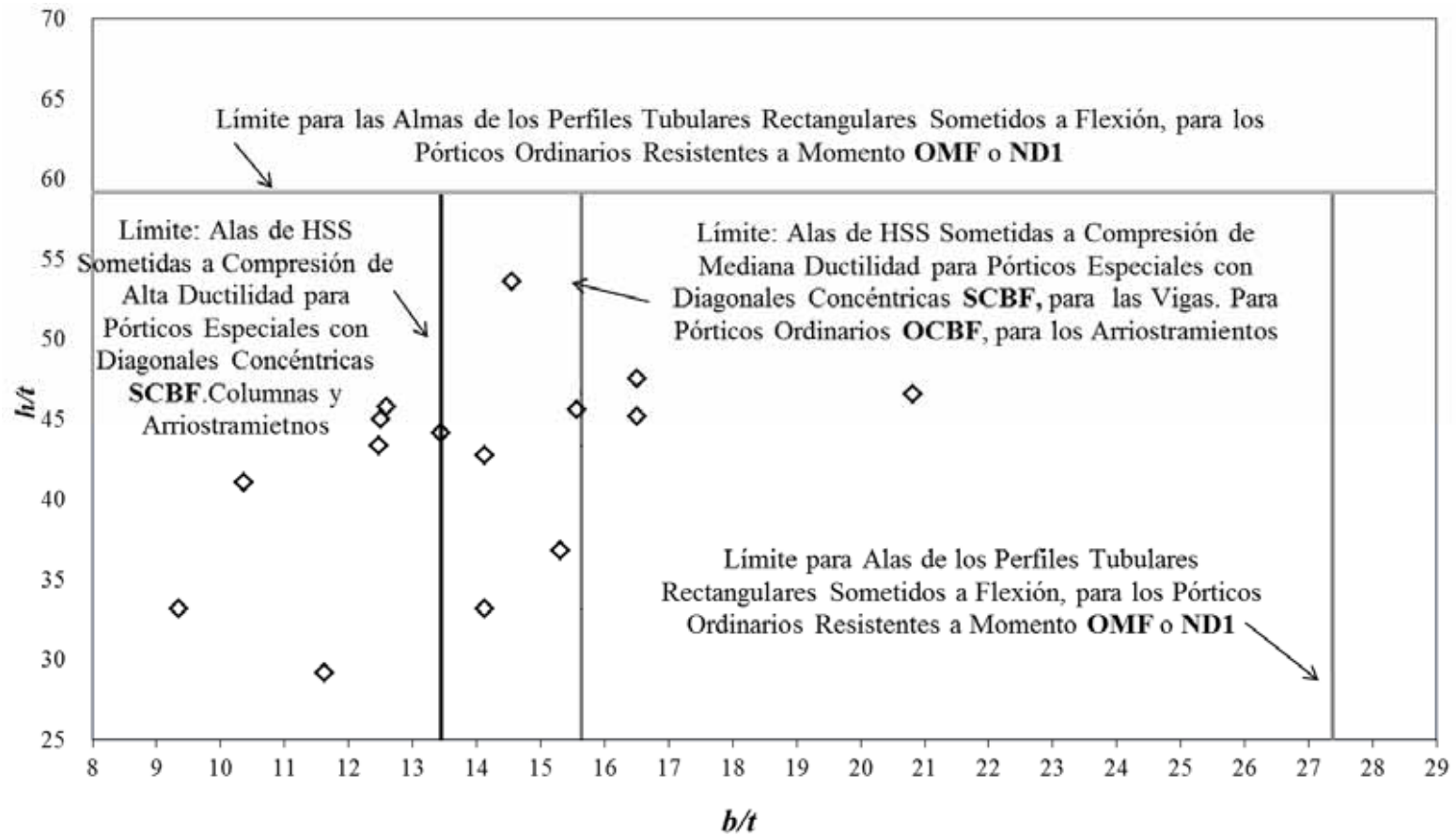


Figura IV.18 Límites de relaciones de esbelteces locales, h/t y b/t , asociados a los pórticos a momento ordinarios y para los pórticos especiales y ordinarios con diagonales concéntricas

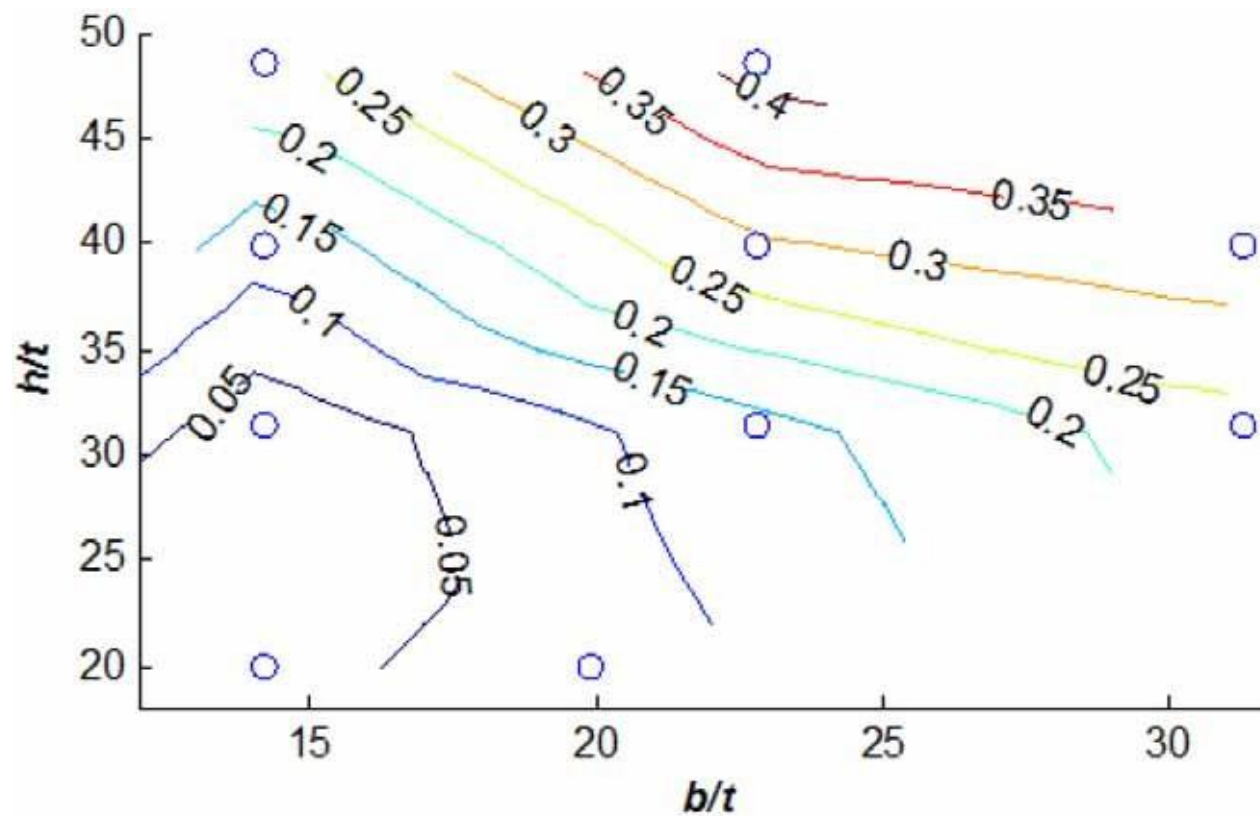


Figura IV.19 Degradación de la capacidad de momento a 0,04 radianes con respecto a la relación de esbelteces locales h/t y b/t según ensayos realizados a secciones cuadradas y rectangulares de productos fabricados bajo la norma ASTM A500 grado B

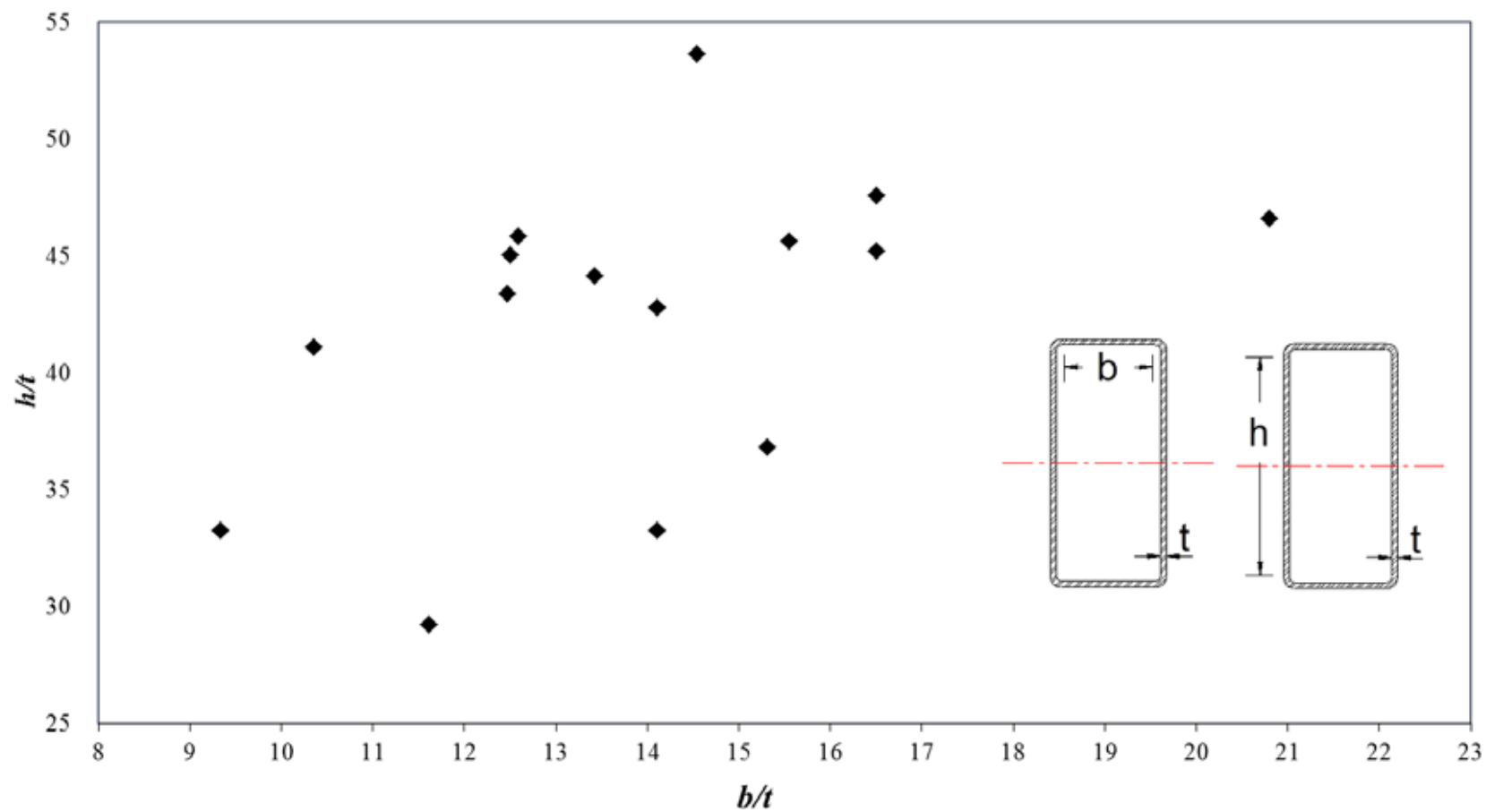


Figura IV.20 Relación de esbeltez local de las secciones fabricadas en Venezuela

CAPÍTULO V

DISEÑO Y MODELADO DE LA CONEXIÓN

Los sistemas con pórticos a momento, en general, han sido utilizados considerablemente en regiones sísmicas, debido a su capacidad de resistir fuerzas sísmicas a través del marco rígido que se genera con la vinculación de las vigas y columnas, así como de la capacidad que tienen para disipar energía por deformación inelástica a flexión de los miembros fusibles destinados para tal fin y la capacidad de sobrellevar largas deformaciones de manera dúctil. Este tipo de sistema estructural ha sido empleado ampliamente en el mundo para las estructuras de acero de edificaciones con perfiles abiertos de secciones transversales tipo I y H, debido al desarrollo y empuje de las investigaciones a gran escala referidas a las conexiones a momento de diferentes tipos, entre estos perfiles. En los Capítulos I y II de esta investigación se muestran aspectos relevantes sobre estas consideraciones.

Conexiones a momento soldadas para miembros con celosías

Los miembros tubulares tienen características favorables para ser empleados en las estructuras con pórticos a momentos; resistentes a la flexión, compresión, corte y torsión. Por otra parte, las investigaciones asociadas a las conexiones entre perfiles tubulares han estado destinadas para configuraciones de miembros con celosías, principalmente, y para los arriostramientos diagonales, en este sentido se subraya que en el capítulo K del ANSI/AISC360 y así como en las disposiciones del Eurocódigo, se presentan un conjunto de conexiones con sus respectivos estados límites para el diseño; cedencia local del tubular por carga axial, plastificación de la cara del tubular, cedencia por corte de la pared del tubular, aplastamiento de las paredes laterales del perfil tubular, corte por punzonamiento, cedencia local de las paredes laterales del tubular, falla por distorsión del cordón. También se presentan conexiones a momento entre perfiles tubulares, para vigas con celosías (tipo Virendeel u otras

configuraciones) en donde su puede considerar la contribución del momento en el sistema, éstas pueden estar solicitadas en el plano y fuera del plano para tubulares circulares, cuadrados y rectangulares, a diferencia de las conexiones vigas-columnas para pórticos a momentos, en éstas se debe considerar la fuerza axial en la determinación del diseño, debido a la naturaleza de los miembros con celosías.

En la Figura V.1 se presenta un modo de falla común en las conexiones a momentos entre perfiles tubulares de tamaños muy diferentes, en la misma se observa el patrón de líneas de cedencia que identifica la plastificación que ocurre en la cara del miembro de mayor tamaño, se evidencia entonces que las deformaciones se concentran en una sola cara de este miembro (el dispuesto de forma horizontal), además el miembro de menor tamaño no presenta ningún daño, lo cual permite identificar que la generación de una conexión a momento entre perfiles de tamaño tan disímiles, puede producir daños importantes en la columna o cordón, y la viga, la cual debe concentrar el daño, no alcanza el estado de deformación plástica, es decir no alcanza el momento plástico, este efecto es más severo cuando las columnas poseen espesores pequeños y esbelteces locales altas.

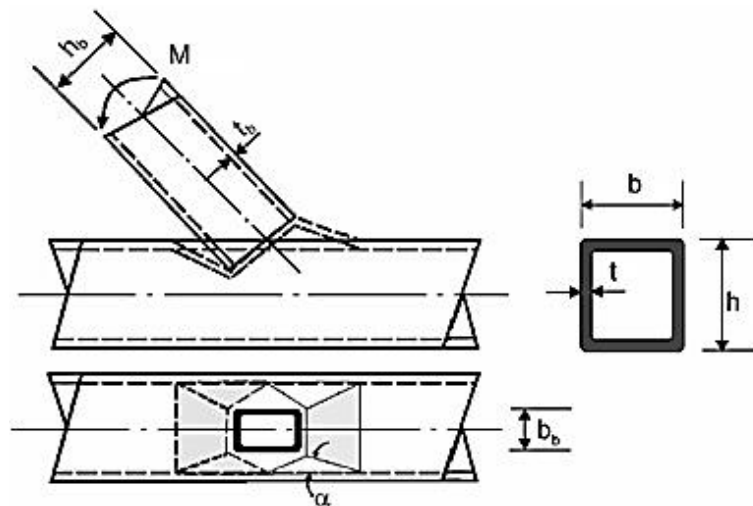
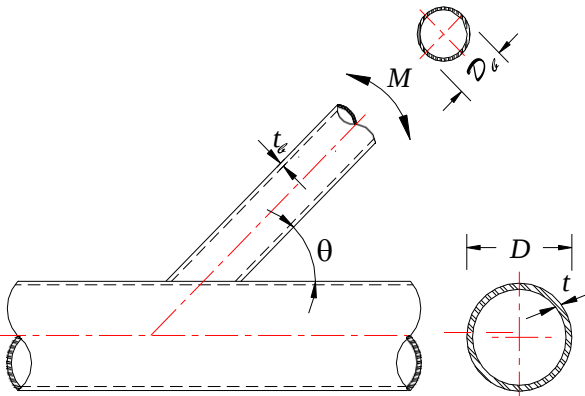
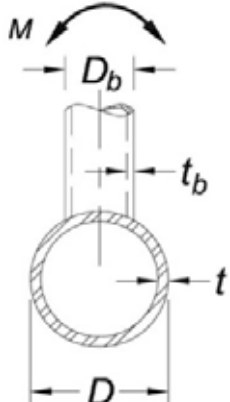


Figura V.1 Modo de falla de una conexión directa entre perfiles tubulares de tamaños disímiles sometida a momento en su plano

En el Cuadro V.1 se muestran las consideraciones para el diseño de conexiones a momento con perfiles tubulares circulares, y el Cuadro V.2 se muestra las funciones para determinar la eficiencia de la conexión y los límites de aplicabilidad.

Cuadro V.1 Resistencia de diseño de conexiones a momento entre perfiles tubulares circulares

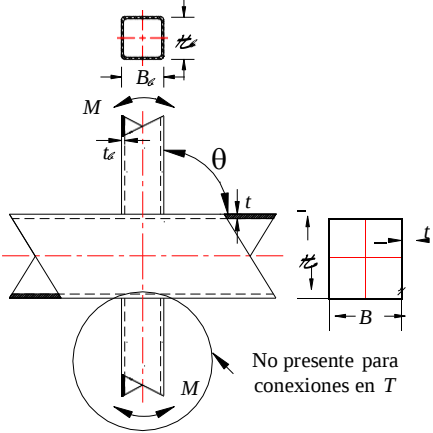
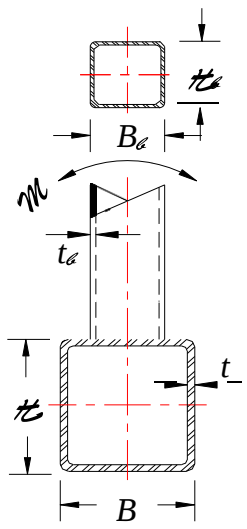
Tipo de conexión	Resistencia de diseño a flexión de la conexión
 Figura V.2 Ramal(es) solicitado(s) por flexión en el plano. Conexiones en T, en Y y en cruz	Estado límite: plastificación del cordón $M_n \sin \theta = 5,39 F_y t^2 \gamma^{0,5} \beta D_b Q_f \quad (V.1)$ $\phi = 0,90$
	Estado límite: cedencia por corte (punzonamiento), cuando $D_b < (D - 2t)$ $M_n = 0,6 F_y t D_b^2 \left[\frac{1 + 3 \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right] \quad (V.2)$ $\phi = 0,95$
 Figura V.3 Ramal(es) solicitado(s) por flexión fuera del plano. Conexiones en T, en Y y en cruz	Estado límite: plastificación del cordón $M_n \sin \theta = F_y t^2 D_b \left[\frac{3,0}{1 - 0,81 \beta} \right] Q_f \quad (V.3)$ $\phi = 0,90$
	Estado Límite: cedencia por corte (punzonamiento), cuando $D_b < (D - 2t)$ $M_n = 0,6 F_y t D_b^2 \left[\frac{3 + \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right] \quad (V.4)$ $\phi = 0,95$
Para conexiones en T, en Y y en cruz, con ramal(es) bajo una combinación de carga axial y en el plano de flexión y fuera del plano de flexión, o cualquiera combinación de estos efectos de carga: $\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{u-ip}}{\phi M_{n-ip}} + \frac{M_{u-op}}{\phi M_{n-op}} \right) \leq 1 \quad (V.5)$	

Cuadro V.2 Funciones para el diseño de miembros circulares y límites de aplicabilidad de acuerdo al tipo de conexión, configuración estructural y dimensiones de los miembros

Funciones		
$Q_f = 1$ para cordones (superficie de conexión) a tracción $Q_f = 1,0 - 0,3U(1+U)$ (V.6) Para perfiles tubulares (superficie de conexión) a compresión		
$U = \left[\frac{P_u}{F_y A_g} + \frac{M_u}{F_y S} \right] \quad (V.7)$ Donde P_u y M_u son determinados en el lado de la junta que tiene la menor tensión a compresión. P_u y M_u se refieren a las resistencias requeridas (solicitaciones) en el perfil tubular.		
Límites para su aplicabilidad		
Ángulo del miembro ramal o secundario	θ	$\geq 30^\circ$
Esbeltez local de la pared del cordón	D/t	≤ 50 para conexiones en T y en Y
	D/t	≤ 40 para conexiones en cruz
Esbeltez local de la pared del miembro ramal	D_b/t_b	≤ 50
	D_b/t_b	$\leq 0,05E/F_{yb}$
Relación de ancho	0,2	$< D_b/D \leq 1,0$
Resistencia del material	F_y y F_{yb}	$\leq 3.660 \text{ kgf/cm}^2$
Ductilidad	F_y/F_u y F_{yb}/F_{ub}	$\leq 0,8$ [Nota: ASTM A500 Grado C es aceptable para las formulaciones consideradas]

De igual manera se presentan las consideraciones para el diseño de las conexiones a momento con perfiles tubulares cuadrados y rectangulares. En el Cuadro V.3 se muestra la resistencia a la flexión de la conexión y en el Cuadro V.4 se muestran las funciones que determinan la eficiencia de la conexión y los límites de aplicabilidad según sea el caso.

Cuadro V.3 Resistencia de diseño de conexiones a momento entre perfiles tubulares para secciones
rectangulares y cuadradas

Tipo de conexión	Resistencia de diseño a flexión de la conexión
 Figura V.4 Ramal(es) solicitado(s) a flexión en el plano. Conexiones en T y en cruz	Estado límite: plastificación de la pared del cordón, cuando $\beta \leq 0,85$. $\phi = 1,00$ $M_n = F_y t^2 H_b \left[\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right] Q \quad (V.8)$
	Estado límite: cedencia local de las paredes laterales del cordón, cuando $\beta > 0,85$. $\phi = 1,00$ $M_n = 0,5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \quad (V.9)$
	Estado límite: cedencia local del miembro ramal(es) debido a una distribución de carga desigual, cuando $\beta > 0,85$. $\phi = 0,95$ $M_n = F_y b \left[Z_b - \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right) \frac{B H t}{b} \right] \quad (V.10)$
 Figura V.5 Ramal(es) solicitado(s) a flexión fuera del plano. Conexiones en T y en cruz	Estado límite: plastificación de la pared del cordón, cuando $\beta \leq 0,85$. $\phi = 1,00$ $M_n = F_y t \left[\frac{0,5 H_b (1+\beta)}{(1-\beta)} + \sqrt{\frac{2 B B_b (1+\beta)}{(1-\beta)}} \right] Q \quad (V.11)$
	Estado límite: cedencia local de las paredes laterales del cordón, cuando $\beta > 0,85$. $\phi = 1,00$ $M_n = F_y^* t (B - t) (H_b + 5t) \quad (V.12)$
	Estado límite: cedencia local del miembro ramal(es) debido a una distribución de carga desigual, cuando $\beta > 0,85$. $\phi = 0,95$ $M_n = F_y b \left[Z_b - 0,5 \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right)^2 \frac{B^2 t}{b} \right] \quad (V.13)$
	Estado límite: falla por distorsión del cordón, para conexiones en T y en Cruz desbalanceada. $\phi = 1,00$ $M_n = 2 F_y \left[H_b t + \sqrt{B H t (B + H)} \right] \quad (V.14)$
Para conexiones en T y en cruz, con ramal(es) bajo una combinación de carga axial y en el plano de flexión y fuera del plano de flexión, o cualquiera combinación de estos efectos de carga: $\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{u-ip}}{\phi M_{n-ip}} \right) + \left(\frac{M_{u-op}}{\phi M_{n-op}} \right) \leq 1 \quad (V.15)$	

Cuadro V.4 Funciones para el diseño de miembros cuadrados y rectangulares y límites de aplicabilidad de acuerdo al tipo de conexión, configuración estructural y dimensiones de los miembros

Funciones		
$Q_f = 1$ para cordones (superficie conectada) a tracción $Q_f = 1,3 - 0,4 \frac{U}{\beta} \leq 1,0$ para tubos (superficie de conexión) en compresión V.16		
$U = \left[\frac{P_u}{F_y A_g} + \frac{M_u}{F_y S} \right] \quad (V.17)$ Donde P_u y M_u son determinados en el lado de la junta que tiene la menor tensión a compresión. P_u y M_u se refieren a las resistencias requeridas (solicitaciones) en el perfil tubular. $F_y^* = F_y$ para conexiones en T y $= 0,8F_y$ para conexiones en cruz $b_{eoi} \neq \left[\frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) \right] B \leq B_b \quad (V.18)$		
Límites para su aplicabilidad		
Ángulo del miembro ramal o secundario	θ	$\cong 90^\circ$
Esbeltez local de la pared del cordón	B/t y H/t	≤ 35
Esbeltez local de la pared del miembro ramal o secundario	B_b/t_b y H_b/t_b	≤ 35 para ramales a tracción
		$\leq 1,25 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$
Relación de ancho	B_b/B	$\geq 0,25$
Relación de aspecto	0,5	$\leq H_b/B_b \leq 2,0$ y $0,5 \leq H/B \leq 2,0$
Resistencia del material	F_y y F_{yb}	$\leq 3.660 \text{ kgf/cm}^2$
Ductilidad	F_y/F_u y F_{yb}/F_{ub}	$\leq 0,8$ [Nota: ASTM A500 Grado C es aceptable para las formulaciones consideradas]

Es importante señalar que la resistencia de este tipo de conexión a momento, es regularmente controlada por el tamaño de los miembros tubulares, especialmente por el espesor de los cordones de las celosías. Claro está que estas conexiones son regularmente empleadas en estructuras donde las fuerzas son consideradas del tipo

estática, además su efectividad radica en que no se requieren, en la mayoría de los casos, elementos de refuerzos, lo cual genera ahorro y permite mantener una buena estética que hace que no sea necesario cubrir las estructuras, es decir, pueden quedar a la vista del público o usuario. Por otra parte, se ha notado un avance importante en cuanto a las soldaduras entre perfiles tubulares, hoy en día el ANSI/AISC 360 (2010) posee recomendaciones para la generación de soldaduras precalificadas emanadas principalmente de las recomendaciones realizadas por la Sociedad Americana de Soldadura, *American Welding Society*, AWS D1.1 (2010).

Conexiones a momento entre perfiles tubulares con diafragmas externos

Tomando en consideración las virtudes de los perfiles tubulares estructurales de acero, las cuales han sido identificadas debido a la efectividad que han tenido estos miembros en la configuración de estructuras con celosías, su aplicación en sistemas a momento como columnas, en sistemas concéntricos y excéntricos como diagonales y columnas y los avances importantes en cuanto a recomendaciones para la generación de soldaduras. Se presenta una conexión empernada del tipo rígida entre perfiles tubulares con diafragmas externos y planchas extremas, destinada principalmente para la configuración de estructuras con pórticos resistentes a momentos para áreas de alta y moderada amenaza sísmica de edificaciones unifamiliares, bifamiliares y multifamiliares, en principio de 2 a 5 niveles, también puede ser aplicable a otras edificaciones que posean distancias entre columnas 3 y 4,5 metros, esto se debe a que la gama de perfiles nacionales posee columnas y vigas de tamaños medianos, en comparación a los fabricados fuera de Venezuela, lo cual puede afectar la rigidez lateral del pórtico al no cumplir los requisitos de derivas mínimas establecidas en la normativa venezolana, es decir, no es un asunto de resistencia, si no de rigidez, debido a los espesores de las secciones de los miembros.

Otro aspecto importante de la conexión, es que se configura con el propósito de permitir la disposición de vigas en cada lado plano de la columna de sección cuadrada, esta situación logra la configuración de pórticos a momentos ortogonales.

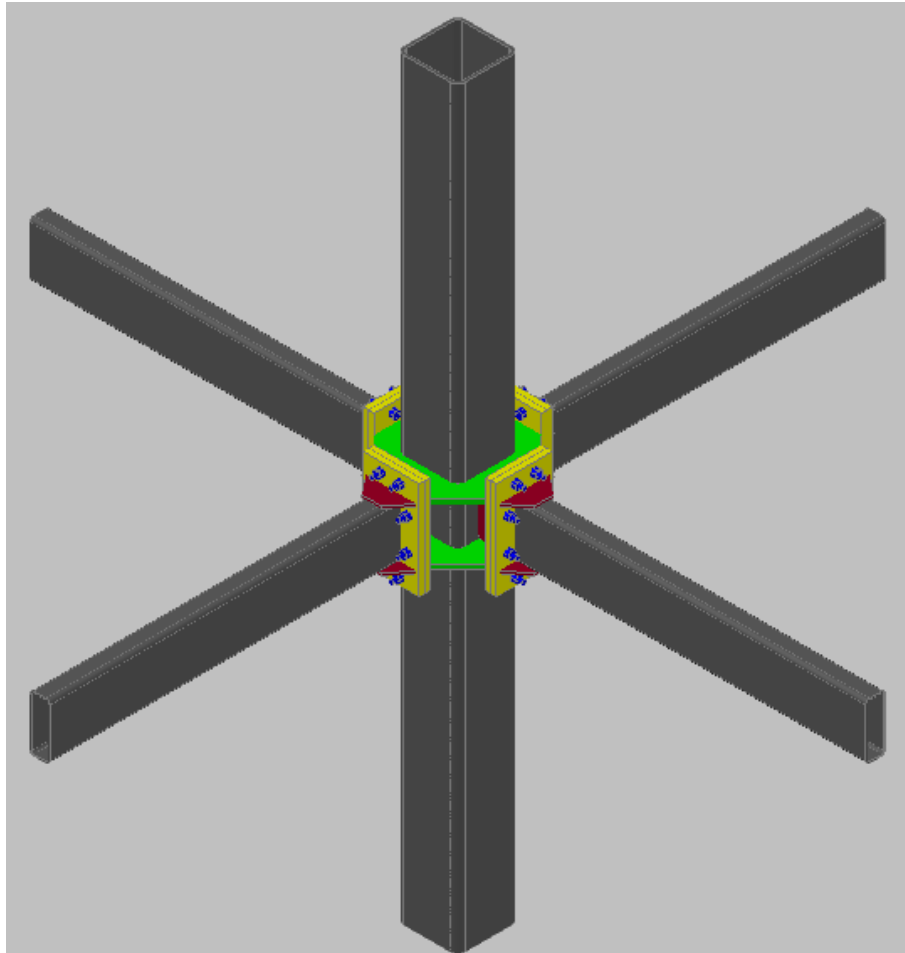


Figura V.6 Conexión para 4 vigas rectangulares ortogonales

La conexión presentada en esta investigación está influenciada por la recomendaciones dadas por la CIDECT Guía N°9 (2005), de los actuales requerimientos para el diseño de las conexiones a momento entre perfiles abiertos, de las investigaciones para determinar el comportamientos de miembros rectangulares bajo carga cíclica y las conexiones a momento directas y con diafragmas, así como de las investigaciones para el diseño de las planchas extremas empernadas. Estas

investigaciones fueron realizadas por los siguientes; Wheeler, Clarke, Hancock y Murray (1997), Wilkinson y Hancock (1998), Wilkinson (1999), Wheeler, Clarke, Hancock (2003), McCormick y Fadden (2010), Fadden (2013), entre otros relacionadas como lo realizado en Venezuela y en Colombia, ver el Capítulo I de este trabajo.

Características dimensionales de la conexión

La conexión en estudio ha sido planteada para que se desarrolle un modo de falla dúctil alrededor de la misma, específicamente en la viga rectangular HSS (ver Figura V.7 en donde se muestra una esfera que estima la ubicación de la rótula plástica en la conexión propuesta), evitando fallas frágiles en las soldaduras y en elementos que componen a la conexión, bajo carga cíclica, todo esto con la finalidad de permitir que la viga alcance el momento plástico, luego que esto ocurra, la misma tiene la responsabilidad de mantener el momento para grandes deformaciones.

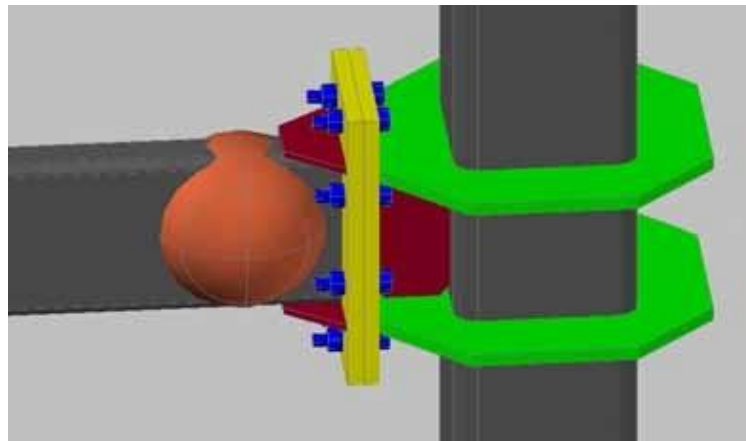


Figura V.7 Posición estimada de la rótula plástica en la viga tubular rectangular

Con la finalidad de facilitar el dimensionamiento de la conexión se planteó una estandarización de los términos que definen la geometría de la conexión, similar a las empleadas en la *Prequalified Connections for Especial and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications* ANSI/AISC 358, *Conexiones Precalificadas*

para Sistemas con Pórticos a Momento de Acero, Especiales e Intermedios, para Aplicaciones Sísmicas, esta iniciativa también puede permitir la parametrización de la conexión, ver Figura V.8.

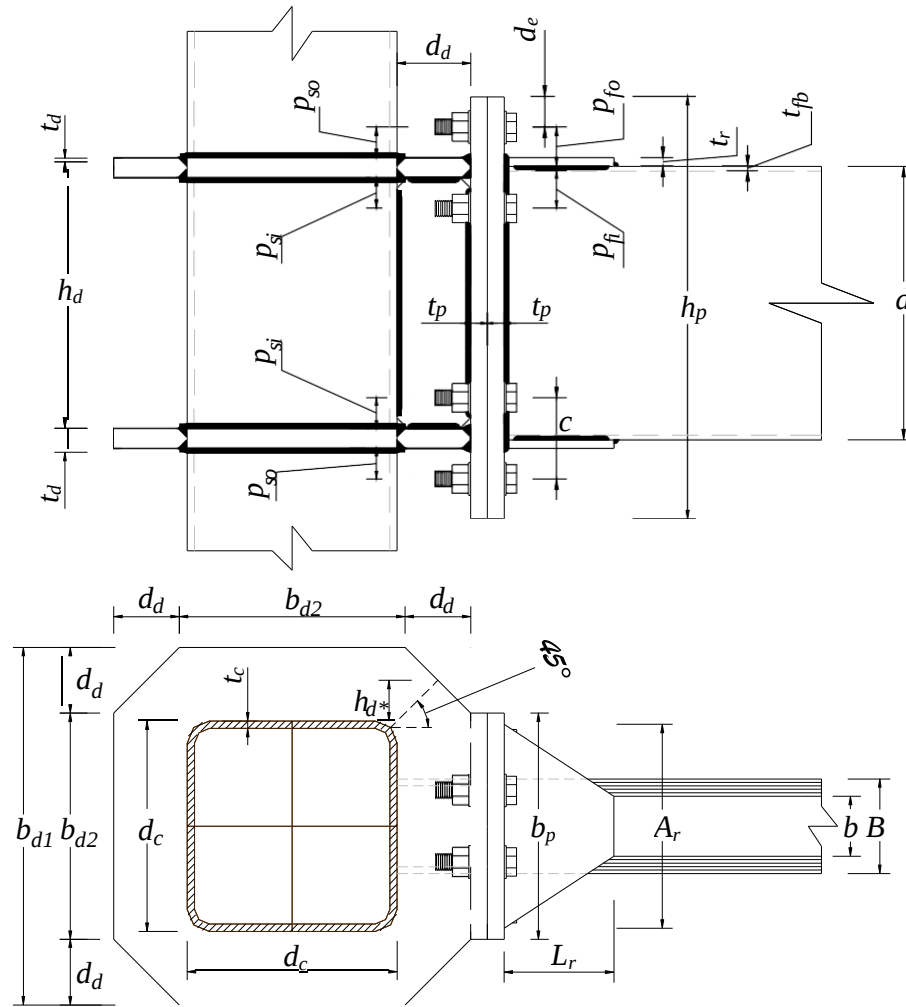


Figura V.8 Geometría de la conexión identificada con los términos que controlan el dimensionamiento y el diseño

En la Figura V.9 se muestran otros términos usados para el dimensionamiento y diseño de las planchas extremas o de los extremos que permiten la unión entre la viga y la conexión. En ella se puede identificar los dos rigidizadores internos que permiten vincular la cara de la columna, el diafragma y la plancha extrema interna de la

Para controlar la relación de espesores entre la columna (t_c) y el diafragma (t_d) se tiene que:

$$0,75 \leq \frac{t_d}{t_c} \leq 2,0 \quad (\text{V.19})$$

Para controlar la distancia mínima entre la columna y borde del diafragma (posible punto de concentración de tensiones) se tiene que:

$$0,07 \leq \frac{h_d^*}{d_c} \leq 0,40 \quad (\text{V.20})$$

Igualmente se consideró la revisión de la predisposición al pandeo local del diafragma en zonas susceptibles a ese efecto, con la finalidad de no permitir pandeo severo en el rango inelástico de deformaciones, si se llegara a presentar esta situación. Para controlar el pandeo local en el diafragma se presentan los siguientes casos:

$$\frac{d_d}{t_d} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{V.21})$$

Caso con dos rigidizadores; $\frac{h_d^* + d_c/2 - B/2}{t_d} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{V.22})$

y

Caso con dos rigidizadores; $\frac{b_p/2 - B/2}{t_d} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{V.23})$

El pre-dimensionado del diafragma se puede determinar de acuerdo a la máxima capacidad probable de tracción producida por la sección efectiva del ala (incluidos los radios de esquinas) de la viga y la contribución efectiva de la plancha de cubierta.

Con este desarrollo se puede estimar la sección mínima aproximada del diafragma que se conecta con la plancha extrema interna y por ende el espesor del diafragma. Luego de haber avanzado en el diseño se presenta la forma de diseño definitivo de la sección mínima del diafragma conectado.

Cedencia por tracción:

$$\phi T_{nd} \geq T_{ub} + T_{ur} \quad (V.24)$$

$$\phi A_{min} F_{yd} \geq A_{bf} F_{yb} R_{yb} + A_r F_{yr} R_{yr} \quad (V.25)$$

$$t \geq \frac{A_{bf} F_{yb} R_{yb} + A_r F_{yr} R_{yr}}{\phi b F_{p\ yd}} \quad (V.26)$$

Donde:

T_{nd} : resistencia a tracción del diafragma.

T_{ub} : tracción máxima del ala de la viga.

T_{ur} : tracción máxima de la plancha de cubierta.

A_{min} : área mínima de la sección del diafragma = $t_d b_p$

A_{bf} : área compuesta por el elemento plano más los radios de esquinas del perfil tubular, no está incluida la sección de las almas.

A_r : área promedio o total de la sección transversal de la plancha de cubierta según se considere.

b_p : ancho mínimo del diafragma conectado, igual al ancho de la plancha extrema.

R_y : factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada del material.

ϕ : factor de minoración de resistencia = 0,90.

Ruptura por tracción:

$$\phi T_{nd} \geq T_{ub} + T_{ur} \quad (V.27)$$

$$\phi A_{min} F_{yd} \geq A_{bf} F_{ub} R_{tb} + A_r F_{ur} R_{tr} \quad (V.28)$$

$$t_d \geq \frac{A_{bf} F_{ub} R_{tb} + A_r F_{ur} R_{tr}}{\phi b_p F_{ud}} \quad (V.29)$$

Donde:

A_{min} : área mínima de la sección del diafragma = $t_d b_p$

A_{bf} : área compuesta por el elemento plano más los radios de esquinas del perfil tubular, no está incluida la sección de las almas (lado plano).

A_r : área promedio o total de la sección transversal de la plancha de cubierta según se considere.

b_p : ancho mínimo del diafragma conectado, igual al ancho de la plancha extrema.

R_t : factor de modificación de la tracción mínima especificada del material.

ϕ : factor de minoración de resistencia = 0,75.

El subíndice d identifica los términos asociados al diafragma.

El subíndice b identifica los términos asociados a la viga.

El subíndice r identifica los términos asociados a la plancha de cubierta o refuerzo.

Para la revisión y diseño definitivo del espesor del diafragma se debe considerar el máximo momento producido por la viga como sigue:

$$F_d = \frac{M_f}{(d + 2t_r - t_d)} \quad (V.30)$$

Donde:

F_d : fuerza máxima a tracción que actúa en la sección mínima del diafragma conectado a la plancha extrema interna.

M_f : momento aplicado en el extremo del diafragma.

Cedencia por tracción:

$$t_d \geq \frac{F_d}{\phi b_p F_{yd}} \quad (V.31)$$

Donde:

ϕ : factor de minoración de resistencia = 0,90.

Ruptura por tracción:

$$t_d \geq \frac{F_d}{\phi b_p F_{ud}} \quad (V.32)$$

Donde:

ϕ : factor de minoración de resistencia = 0,75.

Bloque de corte:

$$t_d \geq \frac{F_d}{\phi (0,60 F_{ud} 2d_d + U_{bs} F_{ud} b_p)} \leq \frac{F_d}{\phi (0,60 F_{yd} 2d_d + U_{bs} F_{ud} b_p)} \quad (V.33)$$

Donde:

ϕ : factor de minoración de resistencia = 0,75.

U_{bs} : cuando la tensión es uniforme = 1 y cuando no es uniforme = 0,5

También se puede hacer una revisión final con respecto al comportamiento de la sección transversal que se forma con los diafragmas y los rigidizadores, con la finalidad de estimar si su comportamiento será elástico o plástico. Para ello necesitamos obtener la inercia de la sección compuesta efectiva conectada a la plancha extrema interna y luego calcular el módulo de sección elástico.

$$I_{xd} = \left[\frac{b_p t_d^3}{6} + b_p t_d \frac{(h + t_d)^2}{2} + n \frac{t_d^3}{12} \right] \quad (V.34)$$

$$S_{xd} = \frac{2I_{xd}}{h + 2t_d} \quad (V.35)$$

$$F_{nd} = \frac{S_{xd} F_{yd}}{h_d + t_d} = \frac{M_{yd}}{h_d + t_d} \quad (V.36)$$

Donde:

F_{nd} : fuerza de tracción elástica resistente de la sección formada por el diafragma y los rigidizadores.

n : número de rigidizadores por viga conectada.

d_i : altura efectiva de conexión del rigidizador.

Entonces podemos asumir que si $F_{nd} > F_d$ la sección formada tendrá un comportamiento elástico.

Dimensionamiento y diseño de la plancha de cubierta

Antes de entrar en materia, es conveniente señalar que la función principal de este refuerzo es prevenir la concentración de tensiones en las esquinas del perfil tubular conectado a la plancha extrema externa y por ende, falla temprana de la soldadura o en la zona afectada por el calor. Como se ha indicado en esta investigación las esquinas de los perfiles tubulares concentran grandes tensiones debido al conformado en frío, es por ello que se recurre al reforzamiento de la zona del ala para distribuir en un área mayor las tensiones producidas por la viga. También las planchas de cubiertas permiten fijar la posición probable de la rótula plástica.

Para dimensionar la plancha de cubierta se debe considerar que la variación del espesor, con respecto al ala de la viga, no debe ser abrupta, para ello se controla la relación de la siguiente manera:

$$1 \leq \frac{t_r}{t} \leq 2 \quad (\text{V.37})$$

Al igual que el diafragma es necesario controlar el pandeo local a través de:

$$\frac{A_r - b}{2t_r} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (\text{V.38})$$

El subíndice r identifica los términos asociados a la plancha de cubierta o platabanda o refuerzo, como también es conocida.

Lo anterior también funciona para cuando la plancha de cubierta es de superficie rectangular. Cuando se refiere a superficie trapezoidal tiende a ser conservadora. El ángulo considerado, para el caso trapezoidal, debe estar entre $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$, el mismo se puede determinar de la siguiente forma:

$$\alpha = \arctang \left| \frac{(A_r - b)}{2L_r} \right| \quad (V.39)$$

La longitud L_r , será determinada de acuerdo a la necesidad de longitud de soldadura para transmitir la fuerza producida por el lado plano del ala del perfil tubular rectangular, debido a que las planchas de cubiertas deben ser soldadas a la plancha extrema antes de soldar la viga, por ese motivo se requiere determinar la contribución de las soldaduras paralelas a la dirección de la fuerza (soldaduras abocinadas o de contorno convexo; lado plano de la plancha y radio de esquina del tubular) y la soldadura perpendicular en la dirección de la fuerza (soldadura de filete), ya que el lado plano del perfil no contará con soldadura para generar la unión con la plancha extrema externa. La plancha de cubierta se une a la plancha extrema mediante soldadura de penetración completa o total.

Diseño y dimensionamiento de las planchas extremas

Un aspecto interesante que se desarrollará en esta sección, se refiere a como determinar el espesor de las planchas extremas, para ello se tomó en consideración las investigaciones previas. El concepto de conexiones a momento con planchas extremas empernadas fue desarrollado a finales de los años 50, a través del método de la T partida o dividida (stud-tee o split-tee), que involucra regularmente el uso de perfiles abiertos como vigas. Al inicio de los años 60 Jhonson, Cannon y Spooner concluyen que la conexión con planchas extremas y pernos de alta resistencia permiten el desarrollo de la capacidad plástica de los miembros conectados, es decir, la formación de la rótula plástica en la viga proporciona capacidad de rotación inelástica dentro del miembro y no dentro de la conexión. Posteriormente, otras investigaciones determinaron que hay incremento de las tensiones en los pernos debido al efecto del apalancamiento, cuando los espesores de las planchas eran pequeños o delgados.

Wheeler, Clarke y Hancock (2003) establecen que la analogía de la T partida puede ser adaptada para modelos con perfiles tubulares rectangulares, aunque difiera el comportamiento con perfiles abiertos, el modelo resultante le denominaron la T partida acumulada. Para el caso de esta investigación, en donde las planchas de cubiertas y el perfil tubular rectangular forman una T equivalente más parecida a las de los perfiles abiertos, podemos asumir en general que el comportamiento global tiende a ser similar.

El análisis por la teoría de líneas de cedencia fue primero introducido en los años 60 para analizar losas de concreto armado. Este poderoso método de análisis es usado para determinar la carga de flexión en la cual un mecanismo de colapso se puede formar en una plancha plana. Una línea de cedencia se refiere a una continua formación de rotulas plásticas a lo largo de líneas curvas o rectas. Para el caso de esta investigación, es conveniente conocer el comportamiento de una plancha cargada a flexión, en donde se pueda formar líneas de cedencia cuando la resistencia cedente de la plancha es excedida. Cabe destacar, que el daño de la plancha ocurre cuando la formación de la línea de cedencia produce el mecanismo de colapso. Como en el diseño plástico, las deformaciones elásticas de los miembros son despreciables comparadas con las deformaciones plásticas en la localización de la líneas de cedencias, es por ello que se permite asumir que la plancha se divide por las líneas de cedencia en una serie de regiones rígidas, a esto se le conoce como patrón de líneas de cedencia.

El análisis por líneas de cedencia se puede realizar por dos métodos; el método energético o de trabajo virtual y el método de equilibrio, en esta investigación utilizaremos el primero mencionado, por ser el preferido para el análisis de planchas de acero. Este método consiste aplicar un pequeño y arbitrario desplazamiento (desplazamiento virtual) en la dirección de la carga.

El trabajo externo es generado a medida que la carga pasa a través del pequeño desplazamiento y el interno por la rotación de la plancha a lo largo de las líneas de cedencia del patrón asumido, el cual da cabida a los pequeños desplazamientos. Para satisfacer el principio de conservación de energía, el trabajo interno de la plancha debe ser igual al trabajo externo realizado por las cargas. La igualdad resultante es utilizada para determinar la carga de falla desconocida o la resistencia a flexión de la plancha y por ende de la conexión.

Para aplicar la teoría de líneas de cedencia, con el fin de determinar la resistencia de la plancha extrema, se requieren realizar tres pasos; asumir un patrón de líneas de cedencia, generar las ecuaciones de trabajo interno y externo, y solucionar la igualdad. Adicional a lo anterior se mencionan algunas recomendaciones para la aplicación de la teoría:

- a) Los ejes de rotación descansan a lo largo de las líneas de soporte.
- b) Las líneas de cedencia pasan a través de la intersección de los ejes de rotación a los segmentos rígidos.
- c) A lo largo de la línea de cedencia, el momento flector es asumido constante e igual al momento plástico de la plancha.
- d) No tomar en consideración el material removido en los agujeros para ajustar la resistencia de las planchas extremas.
- e) El ancho de las soldaduras en las planchas, ala y alma no se debe considerar en la ecuación.
- f) El ancho de las almas de la viga y el espesor de los rigidizadores se debe considerar igual a cero en las ecuaciones de líneas de cedencia.
- g) Las pequeñas contribuciones de las líneas de cedencia en compresión se deben despreciar.

Luego de asumir un patrón de línea de cedencia, se aplica un desplazamiento virtual igual a la unidad a través de la rotación de la conexión de la viga tomando como eje

de rotación la zona comprimida entre el ala y la plancha de cubierta. En la Figura V.10 se puede notar el patrón de línea de cedencia seleccionado para la conexión emperrada y el desplazamiento virtual aplicado.

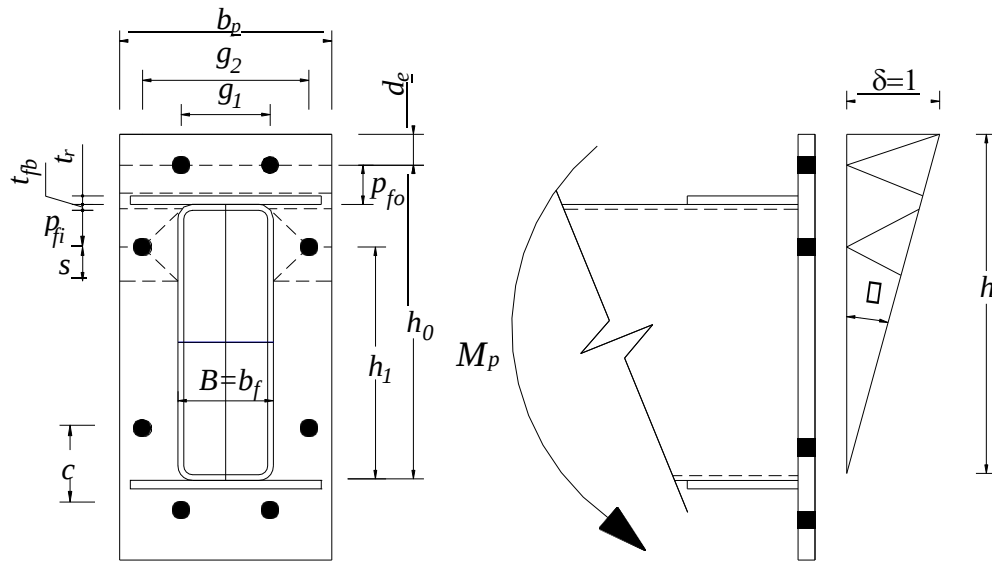


Figura V.10 Patrón de línea de cedencia de la plancha de extremo externa y desplazamiento virtual de una conexión emperrada de 8 pernos rigidizada horizontalmente con plancha de cubierta

El trabajo interno acumulado dentro del patrón de líneas de cedencia, es el trabajo acumulado dentro de cada línea de cedencia que forma el mecanismo.

$$W_i = \sum_{n=1}^N m_p \theta_n L_n \quad (V.40)$$

n : número de líneas de cedencia del mecanismo.

m_p : momento plástico resistente de la plancha por unidad de longitud,

$$m_p = F_{yp} Z = F_{yp} \left(\frac{(1)t_p^2}{4} \right) \quad (V.41)$$

θ_n : rotación relativa del segmento rígido de la plancha a lo largo de la línea de cedencia.

L_n : longitud de las líneas de cedencia.

t_p : espesor de la plancha extrema.

Para facilitar la determinación del trabajo interno debido al complejo patrón de cedencia seleccionado, es conveniente dividir en componentes el trabajo interno según el sistema cartesiano de coordenadas, como sigue:

$$W_i = \sum_{n=1}^N m_{px} \theta_{nx} L_{nx} + m_{py} \theta_{ny} L_{ny} \quad (V.42)$$

El trabajo externo debido a la virtual rotación es:

$$W_e = M_f \theta = M_f \left(\frac{1}{h} \right) \quad (V.43)$$

M_f : momento aplicado en el extremo del diafragma.

θ : rotación virtual.

h : distancia del eje de rotación de la zona comprimida entre el ala y la plancha de cubierta y el extremo en tracción de la plancha extrema.

Para la determinación de resistencia a flexión de la plancha y la determinación de la longitud de la línea de cedencia, se efectúa el análisis que consiste en igualar el trabajo interno y externo de la siguiente forma:

$$W_i = W_e \quad (V.44)$$

Resolviendo nos queda que el trabajo interno es igual a:

$$W_i = \frac{4m_p}{h} \left[\left(\frac{b_p - B}{2} \right) \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) \left(\frac{p_{fi} + s}{g_2 - B} \right) \left(\frac{b_p - g_1}{2} \right) \left(1 + \frac{h^0}{p_{fo} - t_r} \right) \right] \quad (V.45)$$

La resistencia de la conexión basada en el patrón de líneas de cedencia de la plancha extrema se determina igualando la ecuación V.43 y V.45 el resultado se muestra a continuación:

$$M_f = 4m_p \left[\left(\frac{b_p - B}{2} \right) \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) h_1 + 2h_1 \left(\frac{p_{fi} + s}{g_2 - B} \right) + \left(\frac{b_p - g_1}{2} \right) \left(1 + \frac{h_0}{p_{fo} - t_r} \right) \right] \quad (V.46)$$

El espesor requerido se determina reemplazando m_p por la ecuación V.41 en la ecuación V.46, resultando como:

$$t_p = \sqrt{\frac{M_f / F_{yp}}{\left[\left(\frac{b_p - B}{2} \right) \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) h_1 + 2h_1 \left(\frac{p_{fi} + s}{g_2 - B} \right) + \left(\frac{b_p - g_1}{2} \right) \left(1 + \frac{h_0}{p_{fo} - t_r} \right) \right]}} \quad (V.47)$$

La longitud de la línea de cedencia de la plancha extrema externa, ya está implícita en las ecuaciones anteriores y queda como:

$$Y_p = \left[\left(\frac{b_p - B}{2} \right) \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) h_1 + 2h_1 \left(\frac{p_{fi} + s}{g_2 - B} \right) + \left(\frac{b_p - g_1}{2} \right) \left(1 + \frac{h_0}{p_{fo} - t_r} \right) \right] \quad (V.48)$$

Para la determinación de la distancia s se utilizará la siguiente ecuación:

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{(b_p - B)(g_2 - B)} \quad (V.49)$$

Nota: si $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$

Para el caso de la plancha de extremo interna que se une mediante soldadura de penetración total a los diafragmas, también se aplicó el procedimiento de análisis por líneas de cedencia. Se destaca que el patrón de líneas de cedencia es similar al de la plancha de extremo externa, ya que se emplearon dos rigidizadores internos para unir la plancha extrema interna, los diafragmas y la columna.

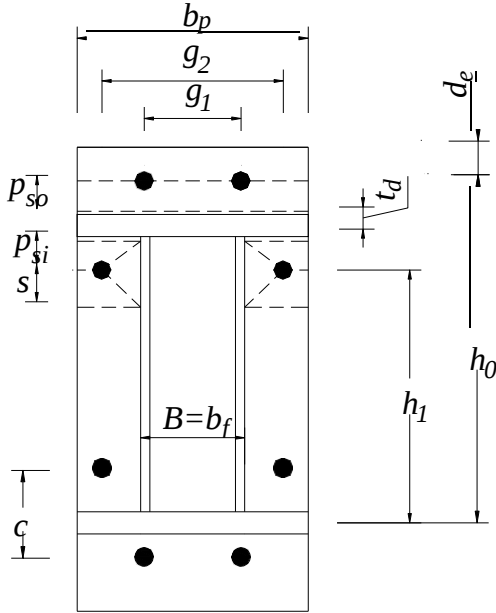


Figura V.11 Patrón de línea de cedencia de plancha de extremo interna para conexión emperrada de 8 pernos rigidizada horizontalmente con plancha de cubierta

De forma resumida se presentan los resultados para el caso de la plancha de extremo interna, se puede notar que la diferencia es mínima con respecto a la plancha extrema externa. Vale la pena destacar que también se puede utilizar un solo rigidizador en la zona interna, para ese caso se debe determinar el patrón de línea de cedencia que le corresponda para un solo elemento con posición vertical.

$$M_f = 4m_p \left[\left(\frac{b_p - B}{2} \right) \left(\frac{1}{p_{si} + s} + \frac{h_1}{2h_1} \right) + \left(\frac{p_{si} + s}{g_2 - B} \right) + \left(\frac{b_p - g_1}{2} \right) \left(\frac{h_0}{p_{so}} + 1 \right) \right] \quad (V.50)$$

El espesor requerido se determina reemplazando m_p por la ecuación V.41 en la ecuación V.50, resultando como:

$$t_p = \sqrt{\frac{M_f / F_{yp}}{\left[\left(\frac{b_p - B}{2} \right) \left(\frac{1}{p_{si} + s} + \frac{1}{s} \right) h_1 + 2h_1 \left(\frac{p_{si} + s}{g_2 - B} \right) + \left(\frac{b_p - g_1}{2} \right) \left(\frac{h_0}{p_{so}} + 1 \right) \right]}} \quad (V.51)$$

La longitud de la línea de cedencia de la plancha extrema externa, ya está implícita en las ecuaciones anteriores y queda como:

$$Y_p = \left(\frac{(b_p - B)(1 + 1)}{2} \right) \left(\frac{(p_{si} + s)}{p_{si}} + \frac{|h_1 + 2h_1|}{g_2 - B} \right) + \left(\frac{(b_p - g_1)(h_0)}{2} \right) \left(\frac{p}{p_{so}} + 1 \right) \quad (V.52)$$

Para la determinación de la distancia s se utilizará la siguiente ecuación:

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{(b_p - B)(g_2 - B)} \quad (V.53)$$

Nota: si $p_{si} > s$, use $p_{si} = s$

Finalmente se menciona, que el dimensionamiento de la plancha se realizará mediante lo señalado, tomando en consideración el máximo momento posible entre el generado de acuerdo al diseño por capacidad proveniente de la viga, más los efectos colaterales y la incertidumbre debido a la máxima capacidad de los pernos seleccionados, más las restricciones o limitaciones del espaciado de los pernos, así como del tamaño de perfil utilizado. En todo caso, el momento a utilizar para determinar los espesores de las planchas extremas, será el mayor entre el momento producido por los pernos en tracción, M_b y $1,11M_f$ (el momento esperado en el diafragma más el 11% de su valor). Para ello se utiliza la ecuación recomendada por el ANSI/AISC358:10.

$$\text{Si } 1,11M_f > M_b \quad t_{p-req} = \sqrt{\frac{1,11M_f}{\phi F_{yp} Y_p}} \quad (V.54)$$

$$\text{Si } M_b > 1,11M_f \quad t_{p-req} = \sqrt{\frac{M_b}{\phi F_{yp} Y_p}} \quad (V.55)$$

Donde:

Y_p : longitud total de la línea de cedencia.

ϕ : factor de resistencia = 1.

Por otra parte, se tienen otras revisiones para las planchas extremas que tienen que ver con los efectos producidos por la presencia de los pernos.

Corte cedente de la porción extendida de los 4 pernos:

$$\frac{F_d}{2} \leq \phi V_n = \phi 0,6 F_{yp} b_p t_p \quad (V.56)$$

$$\phi = 1,00$$

Donde:

F_d : fuerza máxima a tracción que actúa en la sección mínima del diafragma conectado a la plancha extrema interna.

F_{yp} : tensión cedente del material de la plancha extrema.

b_p : ancho de la plancha extrema.

t_p : espesor de la plancha extrema.

Ruptura por corte de la porción extendida de la plancha extrema en la ubicación de los pernos:

$$\frac{F_d}{2} \leq \phi V_n = \phi 0,6 F_{up} A_n \quad (V.57)$$

$$\phi = 0,90$$

$$A_n = t_p (b_p - 2d_h) \quad (V.58)$$

Donde:

A_n : área neta a corte.

F_{up} : tensión mínima a la tracción del material de la plancha extrema.

d_h : diámetro del agujero.

b_p : ancho de la plancha extrema.

Resistencia al aplastamiento y desgarramiento por corte de la plancha:

$$V_u \leq \phi R_n = \phi(n_i r_i + n_o r_o) \quad (V.59)$$

$$\phi=0,90$$

$$\text{Para cada perno interno: } r_{ni} = 1,2L_c t_p F_{up} < 2,4d_b t_p F_{up} \quad (V.60)$$

$$\text{Para cada perno externo: } r_{no} = 1,2L_c t_p F_{up} < 2,4d_b t_p F_{up} \quad (V.61)$$

Donde:

n_i : número de pernos internos.

n_o : número de pernos externos.

r_i : resistencia al desgarramiento o al aplastamiento por perno interno.

r_o : resistencia al desgarramiento o al aplastamiento por perno externo.

t_p : espesor de la plancha extrema que corresponda al análisis.

d_b : diámetro del perno.

L_c : distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el extremo de un agujero al extremo del agujero adyacente o al extremo de la plancha.

Diseño de los pernos

El diseño de los pernos se realiza de acuerdo a las premisas establecidas en ANSI/AISC 358, en donde se espera de manera implícita que el comportamiento de la plancha extrema sea rígido para que el efecto de apalancamiento no ocurra o sea el mínimo, ya que se espera que la viga alcance el momento plástico antes que los pernos fallen por tracción.

En la Figura V.12 se puede visualizar el comportamiento esperado para dos tipos de planchas, el identificado con la letra (a) es el esperado para los niveles de diseño ND2 y ND3 o en la equivalencia que se ha realizado para sistemas especiales e intermedios, el comportamiento identificado con la letra (b) puede ser utilizado para el nivel de diseño ND1 o para sistemas ordinarios según AISC u otra aplicación en conexiones empernadas; rígidas o semirrígidas.

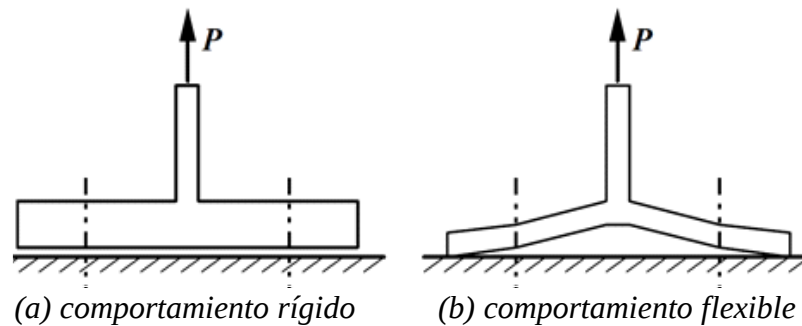


Figura V.12 Tipo de comportamiento de la plancha extrema. Analogía de la T partida

Para dar inicio al procedimiento, primero se debe determinar el máximo momento probable en la rótula plástica (M_{pr}) como sigue:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (\text{V.62})$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \quad (\text{V.63})$$

Donde:

R_y : factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada del material.

F_y : tensión cedente mínima especificada del perfil tubular.

F_u : resistencia a la tracción mínima especificada del perfil tubular.

Z : módulo plástico de sección de la viga tubular.

C_{pr} : se refiere a un factor que mide la resistencia pico de la conexión. En este factor se incluyen, el endurecimiento del acero, restricciones locales, refuerzos adicionales; tal como los son las planchas de cubiertas en las alas del perfil tubular, así como de otras condiciones de conexión.

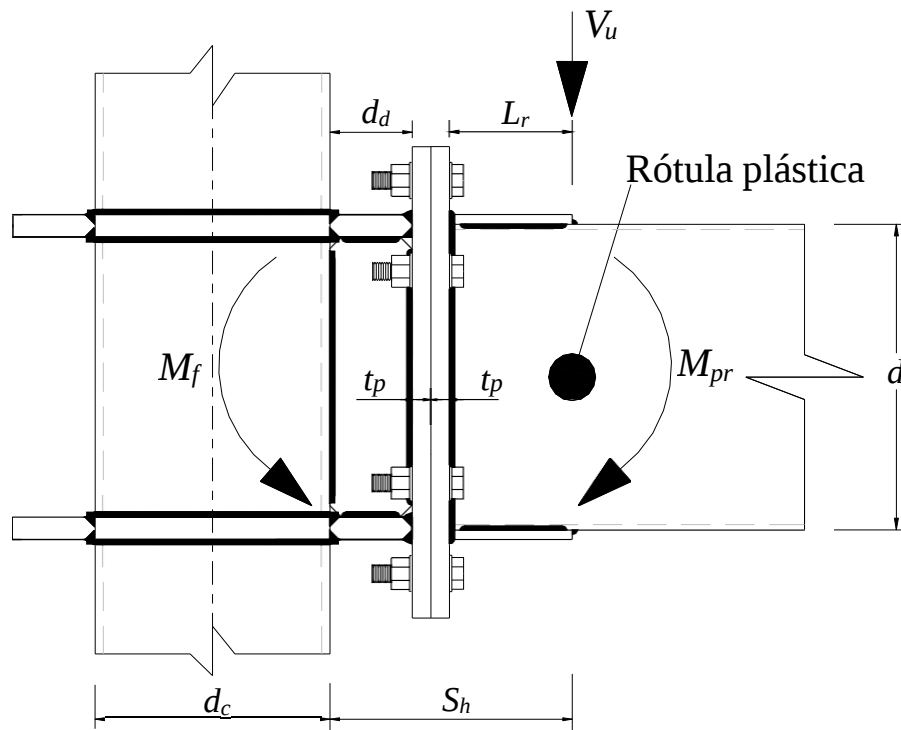


Figura V.13 Esquema para la determinación de los momentos que actúan sobre los pernos

Ahora se requiere determinar el momento esperado (M_f) en el diafragma, para ello se debe sumar, al momento máximo probable en la rótula plástica (M_{pr}), el efecto de corte máximo probable y efecto que genera la carga gravitacional, es decir, el

momento adicional que ocurre por el traslado del corte a la posición de la rótula plástica. Un aspecto a considerar se refiere a que, M_f , puede ser evaluado en la cara de la columna o en el extremo del diafragma, ya que la distancia d_d considerada para este tipo de conexión no debe ser mayor a la mitad de la altura de la viga, sin embargo para esta investigación se consideró en el extremo del diafragma por considerarlo más exacto.

$$M_f = M_{pr} + V_u(S_h - d_d) \quad (V.64)$$

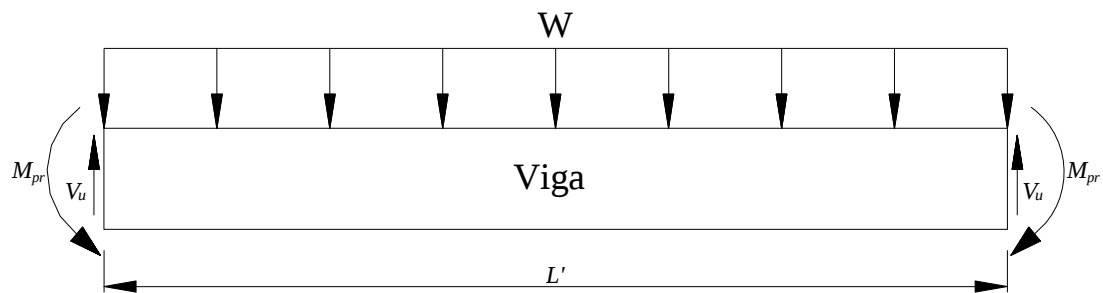


Figura V.14 Diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las rótulas plásticas

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L'} + V_g \quad (V.65)$$

$$S_h = d_d + 2t_p + L_r \quad (V.66)$$

$$L' = L - 2S_h - d_c \quad (V.67)$$

Donde:

V_u : corte máximo en la rótula plástica.

V_g : corte producido por la carga gravitacional según la siguiente combinación de carga: $1,2CP + \gamma_s CV + 0,2S$ ANSI/AISC 358:10 recomienda que el porcentaje de la acción variable no sea menor que 0,5.

γ_s : porcentaje de la acción variable con la cual se ha calculado el peso total de la edificación según NVC1756-01.

S_h : se refiere a la distancia desde la cara de la columna hasta la posición de la rótula plástica.

L' : longitud libre de la porción de la viga entre las rótulas plásticas.

d_d : distancia de la cara de la columna a la plancha extrema interna.

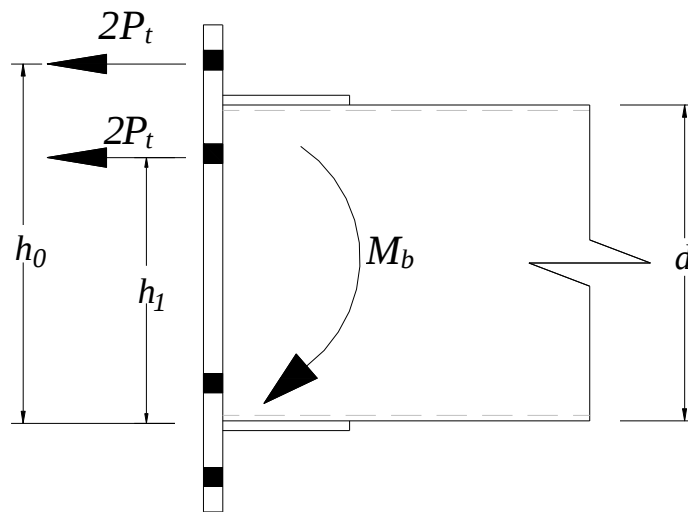


Figura V.15 Modelo de fuerzas empleado para el cálculo de los pernos

Entonces el dimensionamiento de los pernos se determina como sigue (diámetro requerido del perno):

$$d_{b-req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}} \quad (V.68)$$

$$\phi_n = 0,90$$

Donde:

F_{nt} : resistencia a la tracción del perno.

h_0 : distancia al eje de los elementos en compresión que conforman el ala efectiva conectada de la viga, con respecto a la línea que define el eje de los pernos más alejados en tracción.

h_1 : distancia al eje de los elementos en compresión que conforman el ala efectiva conectada de la viga, con respecto a la línea que define el eje de los pernos más cercanos en tracción.

ϕ_n : factor de minoración de resistencia o factor de resistencia.

Igualmente se señala que se puede calcular el momento máximo producido por los pernos seleccionados, como sigue:

$$P_t = \frac{F \pi d^2}{4} \quad (V.69)$$

$$M_b = 2P_t(h_0 + h_1) \quad (V.70)$$

Por otra parte, se tiene otra revisión para los pernos debido a efecto interacción con las planchas.

Resistencia a la ruptura por corte de los pernos

$$V_u \leq \phi V_n = \phi (n_b) F_{nv} A_b \quad (V.71)$$

$$\phi = 0,90$$

Donde:

n_b : número de pernos en la zona comprimida.

F_{nv} : resistencia al corte del perno.

A_b : área del perno.

Resistencia a cortante en la zona del panel

La zona de panel de la conexión entre perfiles tubulares propuesta, se forma por la presencia de los diafragmas externos y las planchas extremas internas, la misma está compuesta por las dos almas de la columna más la contribución de los rigidizadores; los cuales se extienden de forma horizontal en la zona de panel y la hacen más robusta debido a la contribución en área de corte, además éstos ofrecen estabilidad y vinculación de los diafragmas, así como disminución de la capacidad de pandeo local de la cara de la columna conectada.

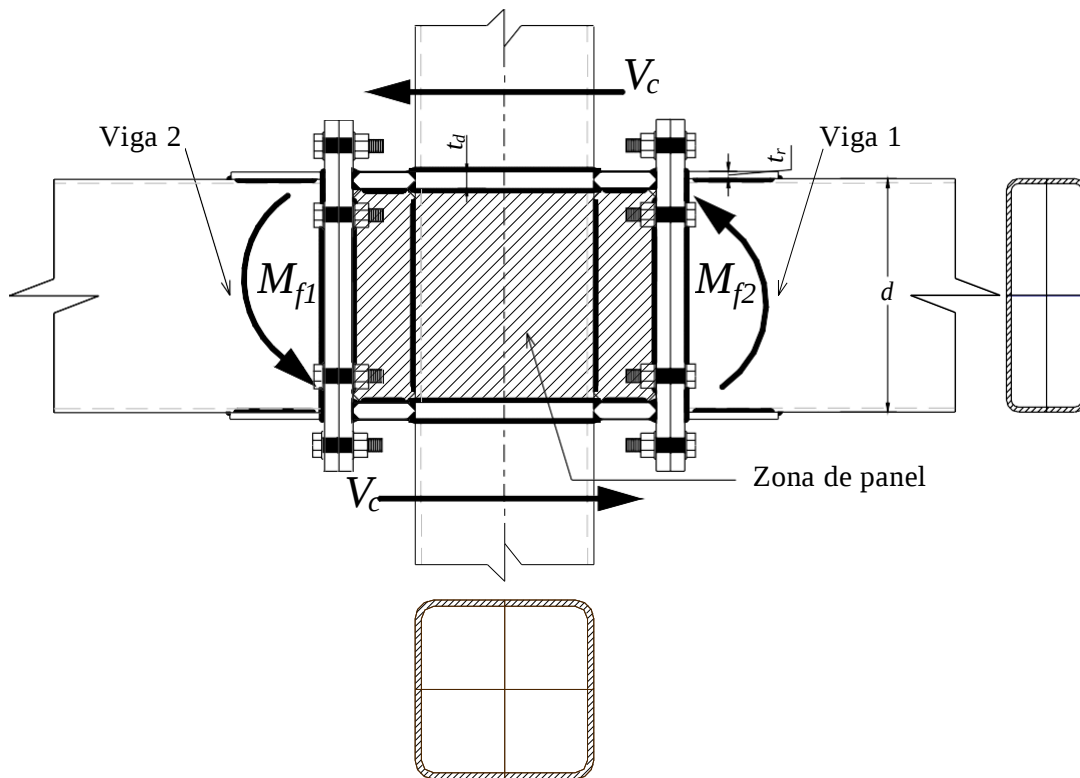


Figura V.16 Configuración de la conexión e identificación de las fuerzas en el nodo

El panel generado por las almas de la columna y demás elementos, también pueden contribuir al mejoramiento del comportamiento del pórtico, mediante la disipación de energía que ingresa al sistema por deformación a través de cedencia moderada a corte. Es importante destacar que debe evitarse excesiva cedencia en esta zona para

eludir la inducción de fallas frágiles; pandeo local de las almas o prematura rotura por tracción de las soldaduras o de zonas afectadas por las soldaduras.

La zona de panel debe ser suficientemente resistente para soportar la demanda de corte producida por las vigas o viga del pórtico y la deformación no debe ser excesiva, como se ha mencionado, ya que la cedencia en la zona del panel puede ser eficiente para proveer ductilidad al sistema.

La fuerza de corte en la zona de panel de la columna se determina de la siguiente manera:

$$V_{pz} = \left(\frac{\sum M_f}{d + 2t_r - t_d} \right) - V_c \quad (V.72)$$

Donde:

V_{pz} : fuerza de corte máxima actuante en la zona de panel.

V_c : fuerza de corte producida por las vigas del pórtico.

t_d : espesor del diafragma.

d : altura de la viga.

t_r : espesor de la plancha de cubierta o platabanda.

Se destaca que la fuerza cortante señalada, V_c , no se refiere a la que ocurre en la columna proveniente del análisis elástico del pórtico según las normas, ya que no sería consistente con las cargas que producen el máximo corte, más bien se refiere al corte producido por la flexión en las vigas del pórtico.

Esta fuerza cortante se calcula de forma aproximada tomando en consideración que los puntos de inflexión de las columnas ocurren en la mitad de la altura de piso.

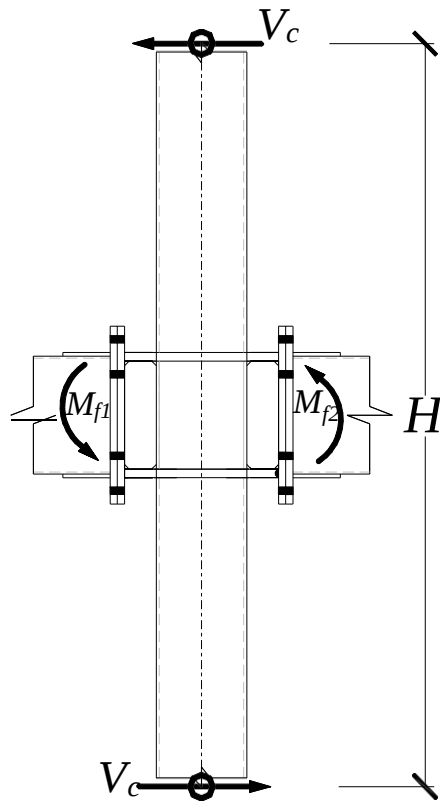


Figura V.17 Esquema para el cálculo del corte producido por las vigas del pórtico

De lo anterior se desprende que el corte actuante se puede determinar de la siguiente forma:

$$V \approx \frac{M_{f1} + M_{f2}}{H} = \frac{\sum M_f}{H} \quad (V.73)$$

Donde:

H : distancia aproximada entre los puntos de inflexión.

M_{f1} y M_{f2} : momentos máximos producidos por las vigas.

V_c : fuerza de corte producida por las vigas del pórtico.

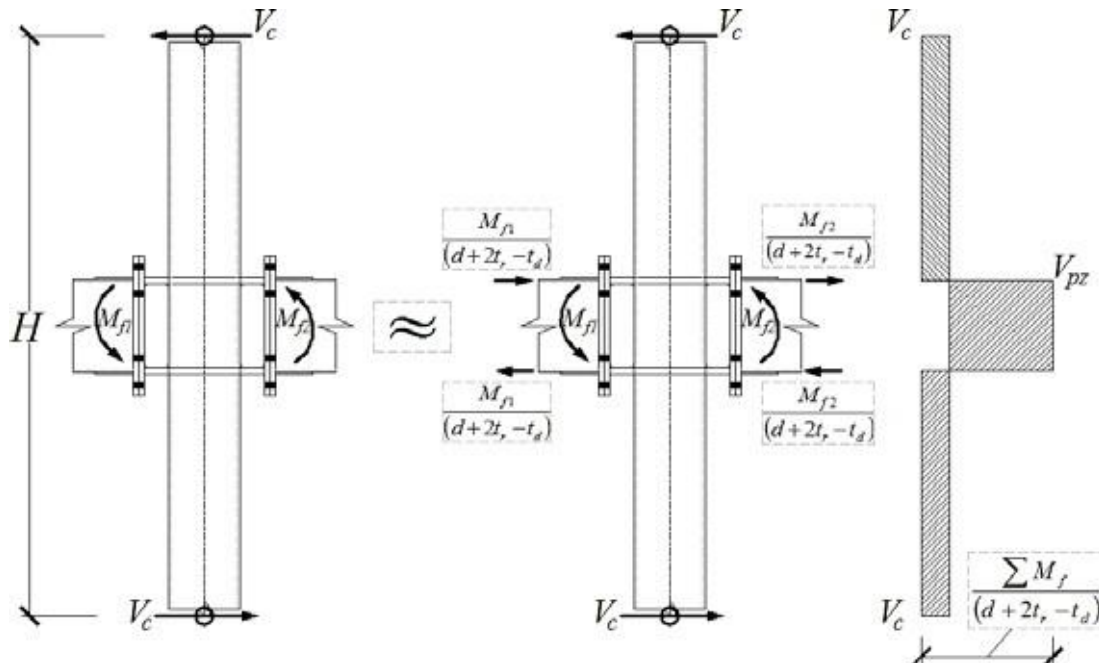


Figura V.18 Corte máximo en la zona del panel

Para el cálculo de la resistencia de diseño de la zona del panel se considera la contribución de las dos almas de la columna y el aporte de los rigidizadores internos. Para simplificar el cálculo se toma toda la longitud de la columna y para el caso de los rigidizadores se considera el área efectiva a corte, la cual comprende el ancho del elemento menos los agujeros de acceso a cada lado. Vale la pena destacar que si la columna tubular se va a rellenar, no es recomendable incluir la resistencia a corte del concreto a menos que esté confinado con ligaduras (cuadrados y rectangulares) o zunchos (para perfiles circulares) dentro del perfil tubular con un buen espaciado de acuerdo al nivel de diseño.

Otra consideración importante se refiere a no tomar el efecto de la deformación de la zona del panel sobre la estabilidad del pórtico, debido a que regularmente los miembros tubulares cuadrados y circulares usados como columnas comercializadas en Venezuela poseen espesores delgados y dimensiones pequeñas. La contribución de la zona del panel en la estabilidad del pórtico puede ser tomada en consideración

cuando el tubular está relleno o cuando se verifique que la presencia de los rigidizadores mejora la condición.

Entonces para el cálculo de la resistencia de la zona de panel se puede tomar en consideración la siguiente ecuación:

$$\phi_{pz} V_{npz} = \phi_{pz} 0,6(2F_{yc}d_c t_c + nF_{yr}t_{wr}d_r) \quad (V.74)$$

Donde:

V_{npz} : resistencia total a corte de la zona del panel.

n : número de rigidizadores presentes en la conexión.

d_r : ancho efectivo del rigidizador.

t_{wr} : espesor del rigidizador.

ϕ_{pz} : factor de minoración de resistencia, el cual es igual 0,90.

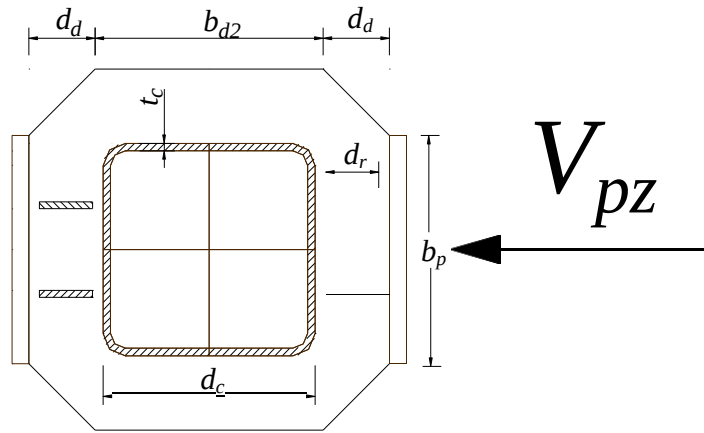


Figura V.19 Elementos dispuestos de forma paralela que contribuyen a la resistencia a corte de la zona del panel

Resistencia del rigidizador

El rigidizador se calcula para que tenga la capacidad de soportar el corte máximo de la rótula plástica proveniente de la viga. También se debe verificar la predisposición del pandeo local y su contribución a la resistencia del panel.

Resistencia por corte:

$$t_{wr} \geq \frac{V_u}{\phi_n 0,6nF_{yr}d_i} \quad (V.75)$$

Donde:

V_u : corte máximo en la rótula plástica.

n : número de rigidizadores por viga conectada.

d_i : altura efectiva de conexión del rigidizador.

t_{wr} : espesor del rigidizador.

ϕ_n : factor de minoración de resistencia.

Resistencia por capacidad de corte equivalente del perfil tubular empleado como viga:

$$t_{wr} \geq \frac{F_{yb} A_{wb}}{nF_{yr}d_i} \quad (V.76)$$

Donde:

A_{wb} : área de corte de la viga.

n : número de rigidizadores por viga conectada.

d_i : altura efectiva de conexión del rigidizador.

t_{wr} : espesor del rigidizador.

Por pandeo local:

$$t_{wr} \geq \frac{d}{2,42 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}} \quad (V.77)$$

La soldadura del rigidizador se calcula de acuerdo a la capacidad del material que lo conforma.

Soldaduras

Las soldaduras empleadas para el diseño de la conexión a momento empernada entre perfiles tubulares se detallan de acuerdo a los elementos a unir. Por sugerencia de los talleres especializados se limitó al mínimo el uso de soldadura de penetración completa o total, ya que genera baja productividad en las líneas de fabricación, sin embargo por requisitos sismorresistentes, se consideró la soldadura de penetración completa entre la plancha extrema interna y los diafragmas, así como para la unión entre plancha de cubierta y la plancha extrema externa.

Para las demás soldaduras se emplean las del tipo filete y de contorno convexo (abocinada en bisel), esta última se utiliza para la unión entre las planchas de cubierta y los elementos que componen las alas del perfil tubular utilizado como viga.

La resistencia de las soldaduras se determina de acuerdo a lo establecido en el capítulo III, ver Cuadro III.8.

Para determinar el tamaño de las soldaduras de filete se emplea la siguiente ecuación:

$$D = \frac{F}{\phi_w (0,707) F_w L_w} \quad (V.78)$$

Donde:

D : tamaño de la soldadura de filete.

F : fuerza que actúa en la soldadura.

F_w : resistencia teórica o nominal de la soldadura $= 0,60F_{exx}$.

L_w : longitud efectiva de la soldadura.

Para el caso de las soldaduras abocinadas en bisel, el espesor de garganta efectivo se calcula como sigue:

$$t_{wab} = 5 \sqrt{6} (R) \quad (V.79)$$

Donde:

t_{wab} : espesor de garganta efectivo de la soldadura abocinada en bisel.

R : radio de esquina externo del perfil tubular.

La resistencia de diseño será:

$$\phi_w R_{wab} = \phi_w F_w t_{wab} L_w \quad (V.80)$$

Donde:

R_{wab} : resistencia nominal de la soldadura.

F_w : resistencia teórica o nominal de la soldadura $= 0,60F_{exx}$.

L_w : longitud efectiva de la soldadura.

Para simplificar el diseño se puede asumir la resistencia en función de la longitud como sigue, ya que el radio de esquina es constante:

$$L_w = \frac{16F}{\phi_w F_w 5R} \quad (V.81)$$

Donde:

F : fuerza que actúa en la soldadura.

R : radio de esquina externo del perfil tubular.

F_w : resistencia teórica o nominal de la soldadura $= 0,60F_{exx}$.

Igualmente para todos los casos se deben respetar las compatibilidades de espesores, tamaños y longitudes máximas y mínimas de las soldaduras según la normativa vigente.

Criterio de columna fuerte y viga débil.

Con respecto al comportamiento global de pórtico, se tiene la evaluación necesaria para determinar si la columna es adecuada para satisfacer el criterio de columna fuerte y viga débil.

Para promover una situación favorable, de acuerdo al criterio se presentan dos opciones críticas para el diseño, la primera se refiere al diseño convencional, en donde la columna solo estará solicitada por las vigas en un solo sentido, lo cual es una situación habitual para el diseño con perfiles abiertos. La segunda condición crítica se refiere a que la columna tubular puede estar solicitada por las vigas en ambos sentidos debido a su forma geométrica. El hecho está en conocer la condición que se genera en la columna debido al tipo de conexión a utilizar y aplicar el procedimiento para cada caso.

Para la condición número uno se puede utilizar el siguiente criterio:

$$\frac{\sum M^*}{\sum M_{*}^{pb}} > 1 \quad (V.82)$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$: sumatoria de los momentos en la columna, superior e inferior con respecto a la conexión, utilizando la resistencia a flexión con la reducción impuesta por la fuerza axial.

Puede tomarse como:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_{xc} (F_{yc} - P_{uc} A_g) \quad (V.83)$$

$\sum M_{pb}^*$: sumatoria de los momentos en las vigas con respecto al punto de intersección de los ejes baricéntricos en la conexión, desde la posición de la rótula plástica hasta el eje central de la columna tomando en consideración la resistencia nominal a flexión.

Puede considerarse como:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 R_y F_{yb} Z_{xb} + M_{uv}) \quad (V.84)$$

$$M_{pb}^* = M_{pr} \left(\frac{S_h V_u}{d_c} \right) \quad (V.85)$$

Esta condición no necesita ser aplicada para los siguientes casos:

1. Columnas no muy cargadas; aquellas localizadas en el último nivel (nivel techo) o donde no hay muchas columnas que no cumplen lo estipulado en la ecuación V.82.
2. Aquellas que pertenecen a un edificio de un nivel.
3. Columnas que son suficientemente fuertes comparadas con las columnas del nivel superior.
4. Columnas que tengan una desviación perpendicular al eje de más del 10%.
5. Columnas en cualquier nivel que tengan una relación de corte de más del 50% que el nivel superior.
6. Otros casos pueden ser considerados.

Para la condición número dos, se puede considerar lo siguiente:

Debido a que la columna puede estar sometida a flexión biaxial, la misma debe ser suficientemente resistente para permitir rotulación simultánea en todas las vigas que concurren a la columna. Para calcular la relación de momentos entre las columnas y las vigas para esta condición biaxial, se puede tomar la tensión real de cedencia del material de la columna, en vez de la tensión de cedencia mínima especificada por la norma de fabricación, F_y , para ello se requieren ensayar los productos a utilizar.

El valor de $\sum M_{pc}^*$ con relación a cada eje, debe ser tomada como:

$$\sum M_{pc}^* = M_{pcu}^* + M_{pcl}^* \left[\frac{\sum M_{pb}^*}{H_u + H_l} d \right] \quad (V.86)$$

Donde:

M_{pcu}^* : momento plástico nominal resistente de la columna encima del nodo, sobre el eje considerado, teniendo en cuenta la carga axial simultánea y la carga sobre el eje transversal.

M_{pcl}^* : momento plástico nominal resistente de la columna por debajo del nodo, sobre el eje considerado, teniendo en cuenta la carga axial simultánea y la carga sobre el eje transversal.

H_u : altura del piso encima del nodo.

H_l : altura del piso por debajo del nodo.

d : altura de la viga tubular.

Para secciones con propiedades iguales en ambos ejes, los momentos resistentes,

M_{pcu}^* y M_{pcl}^* , se pueden tomar como:

$$M_{pcu}^* = M_{pcl}^* = 0,67 Z_c F_{yc} \left(1 - \frac{P_{uc}}{A F_{gyc}} \right) \quad (V.87)$$

Con respecto a la sumatoria de momentos de las vigas, $\sum M_{pb}^*$, se considera el mismo precepto empleado para el caso número uno, con la diferencia que la sumatoria de momentos de las vigas debe ser en cada eje.

En todo caso, la relación de momentos entre vigas y columnas debe ser mayor que la unidad, de acuerdo a la ecuación V.82. Si esto no ocurre, se debe considerar aumentar el tamaño de columna, rellenar la columna con concreto estructural o disminuir el tamaño de la viga.

Es importante señalar que cuando se rellena con concreto, se puede considerar que la sección de la columna se comporta como una sección mixta total, con capacidad de soportar las cargas axiales y los momentos, con la nueva sección transversal.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA CONEXIÓN

Los pórticos a momento de acero que pertenecen al sistema resistente a sismos han sido utilizados con frecuencia en las estructuras de edificaciones y otras construcciones, debido a la capacidad que tienen los mismos en resistir fuerzas laterales, comportamiento dúctil a flexión, entre otros beneficios. Para que lo anterior se cumpla se requieren conexiones a momento capaces de vincular de forma efectiva los miembros concurrentes. Cabe destacar que, la mayoría de las investigaciones sobre las conexiones de los pórticos a momento han sido mayoritariamente para los perfiles abiertos tipo I y H, sin embargo se ha notado que los perfiles tubulares poseen características favorables que les puede permitir ser parte integral del sistema resistente a sismos de las estructuras para edificaciones, en regiones de moderada y alta sismicidad, debido a su buena resistencia a la flexión, compresión y a la torsión.

Por las razones expresadas, se planteó la investigación que trata el comportamiento de la conexión (viga-columna) a momento empernada con perfiles tubulares HSS; como columna y como viga. Con la finalidad de validar o calificar la conexión, se diseñó un prototipo de conexión siguiendo el procedimiento del Capítulo V y las recomendaciones de fabricantes de las estructuras de acero (talleres metalmecánicos), así como del fabricante más grande de los tubulares estructurales HSS en el país. A partir del prototipo se fabricaron tres especímenes idénticos a escala natural

Tipo de ensayo

En el planteamiento y alcance de esta investigación se tomó en consideración la realización de tres ensayos cíclicos quiasi-estáticos o pseudo-dinámicos en volado, es decir con una sola viga, ver Figura VI.1, siguiendo las recomendaciones (protocolo) de la *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* ANSI/AISC341:10, Capítulo

K denominado *Prequalification and Cyclic Qualification Testing Provisions*, específicamente en los siguientes apartados: K1 *Prequalification of Beam-to-Column and Link-to-Column Connections* y principalmente en el apartado K2 *Cyclic Test for qualification of Beam-to-Column and Link-to-Column Connections*, para los sistemas especiales (SMF) e intermedios (IMF) de momento, según lo estipulado o establecido en el capítulo E.

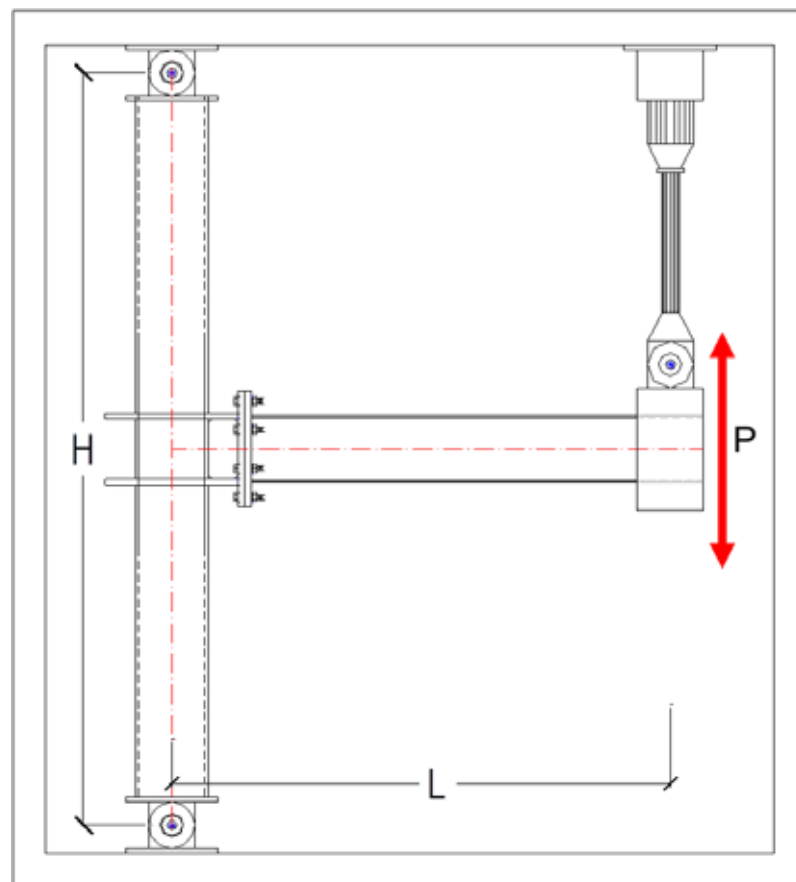


Figura VI.1 Esquema general del tipo de ensayo a realizar

El propósito de los ensayos, es proveer de forma objetiva la evidencia que la conexión a momento emperrada entre perfiles tubulares HSS viga-columna, satisface los requerimientos de resistencia; mantener el 80% de la resistencia nominal a flexión, $0,80M_p$ con un ángulo de deriva de piso de 0,04 radianes para el sistema

especial a momento SMF y 0,02 radianes para el sistema intermedio de momento IMF, establecidos en ANSI/AISC 341:10, los cuales son los requisitos necesarios que conforman el criterio de aceptación y rechazo sobre la funcionalidad de la conexión, de acuerdo al tipo de sistema (SMF o IMF) o su equivalente para el caso de las normativa nacional vigente, nivel de diseño ND3 y ND2.

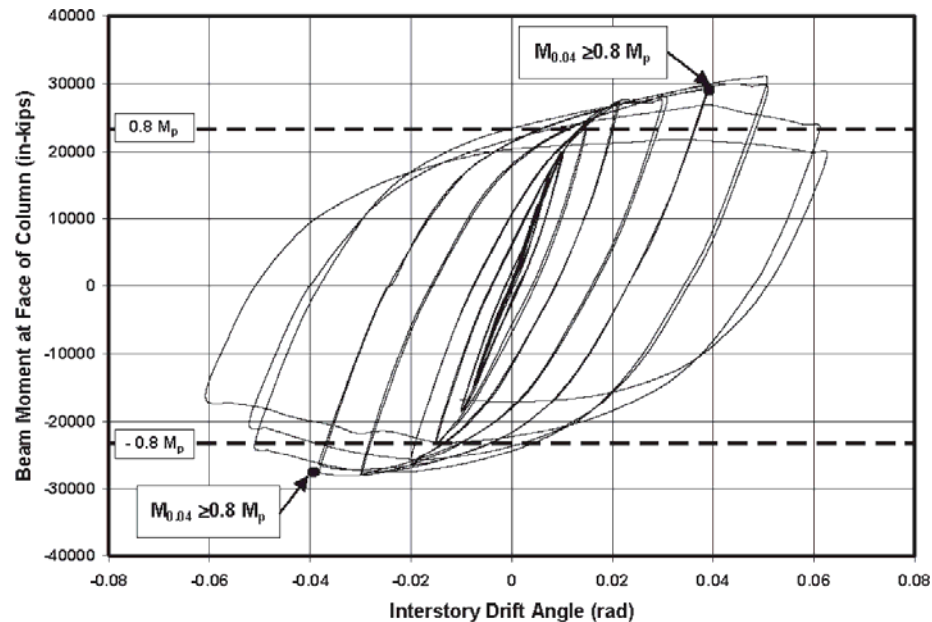


Figura VI.2 Criterio de aceptación para conexiones a momento de sistemas especiales a momento SMF e intermedios IMF, fuente ANSI/AISC341:10

Por otra parte, la fuente de rotación inelástica principal estará localizada en la viga; cedencia en las alas (lados planos horizontales y esquinas redondeadas) y almas (lados planos dispuestos de forma vertical), no se descarta cedencia en los elementos de conexión, pernos, zona del panel, así como deslizamiento entre los elementos de unión conectados con pernos.

La historia o secuencia de carga para la calificación de la conexión viga-columna de pórticos a momento, regularmente se realiza controlando el ángulo de la deriva de piso, θ , sobre el espécimen como sigue:

- (1) 6 ciclos con $\theta = 0,00375$ rad
- (2) 6 ciclos con $\theta = 0,0050$ rad
- (3) 6 ciclos con $\theta = 0,0075$ rad
- (4) 4 ciclos con $\theta = 0,010$ rad
- (5) 2 ciclos con $\theta = 0,015$ rad
- (6) 2 ciclos con $\theta = 0,020$ rad
- (7) 2 ciclos con $\theta = 0,030$ rad
- (8) 2 ciclos con $\theta = 0,040$ rad

Luego que se alcanza el nivel de la calificación para los sistemas especiales, con $\theta = 0,040$ rad; 30 ciclos o 60 pasos, se continúa la carga con un incremento de $\theta = 0,010$ rad para cada dos ciclos de carga hasta completar los 34 ciclos o 68 pasos o falle el espécimen, lo que ocurra primero. Es importante destacar que cada dos pasos de carga se corresponde a un ciclo de carga, ver la Figura VI.3 para mayores detalles. Además se menciona que no se descarta la utilización de otra secuencia de carga, siempre y cuando sea equivalente o más severa para estos tipos de ensayos.

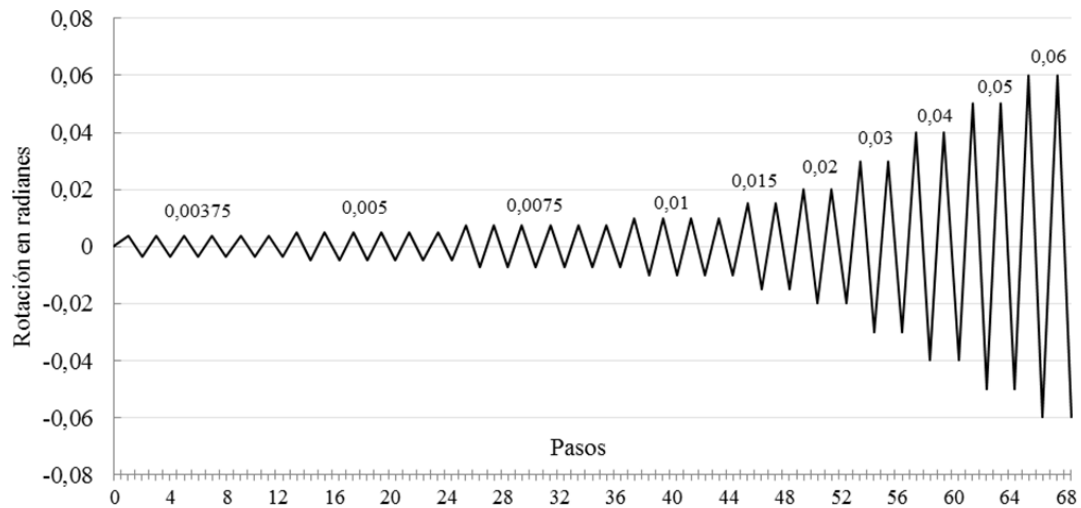


Figura VI.3 Protocolo de carga para ensayo de la conexión a momento HSS-HSS

La instrumentación se realizó básicamente con el actuador, el cual tiene la capacidad de medir la carga o fuerza empleada y el desplazamiento en el extremo de la viga, se destaca que la capacidad de carga es 500kN o 110.000 libras y además tiene un recorrido $\pm 12,50$ cm. Las especificaciones del actuador son las siguientes: Force Transducer, Model 661.23F-01 SN: 0375349 fabricado por la *MTS Systems Corporation* en USA.

También se colocaron LDVT's (transformadores diferenciales de variación lineal) en los extremos de las columnas, para medir si ocurren desplazamientos en los dos nodos de unión al marco de reacción.

Por último, se pintaron con cal hidratada los especímenes con la finalidad de identificar las zonas con deformaciones importantes en los miembros y elementos.

Diseño de la conexión propuesta

Los miembros, elementos planos y pernos, así como los tipos de soldaduras utilizadas para la confección de los especímenes, son de uso común en las construcciones de acero venezolanas, además se tomó en consideración el rango de distancias entre ejes más comunes para edificaciones de viviendas con estructuras de acero, con esto se pretende llevar una conexión real al banco de ensayos, con la finalidad de reproducir lo que pudiera ocurrir en un evento sísmico al tipo de conexión.

Todos los especímenes poseen columnas cuadradas del tipo ECO220x220x9mm fabricadas bajo la norma ASTM A500 en grado C según certificado de calidad de la empresa fabricante. Las vigas son rectangulares del tipo ECO200x70x4,3mm fabricadas bajo la misma norma de fabricación que las columnas.

Las planchas utilizadas son del tipo ASTM A36 y todos los pernos poseen diámetros 5/8 pulgadas, los cuales son de alta resistencia mecánica fabricados bajo la norma ASTM A325. Las soldaduras varían en cuanto a tipo, sin embargo el material de

aporte es del tipo E70XX. En la Figura VI.4 se presenta la conexión con los detalles, la misma fue diseñada de acuerdo al procedimiento del capítulo V.

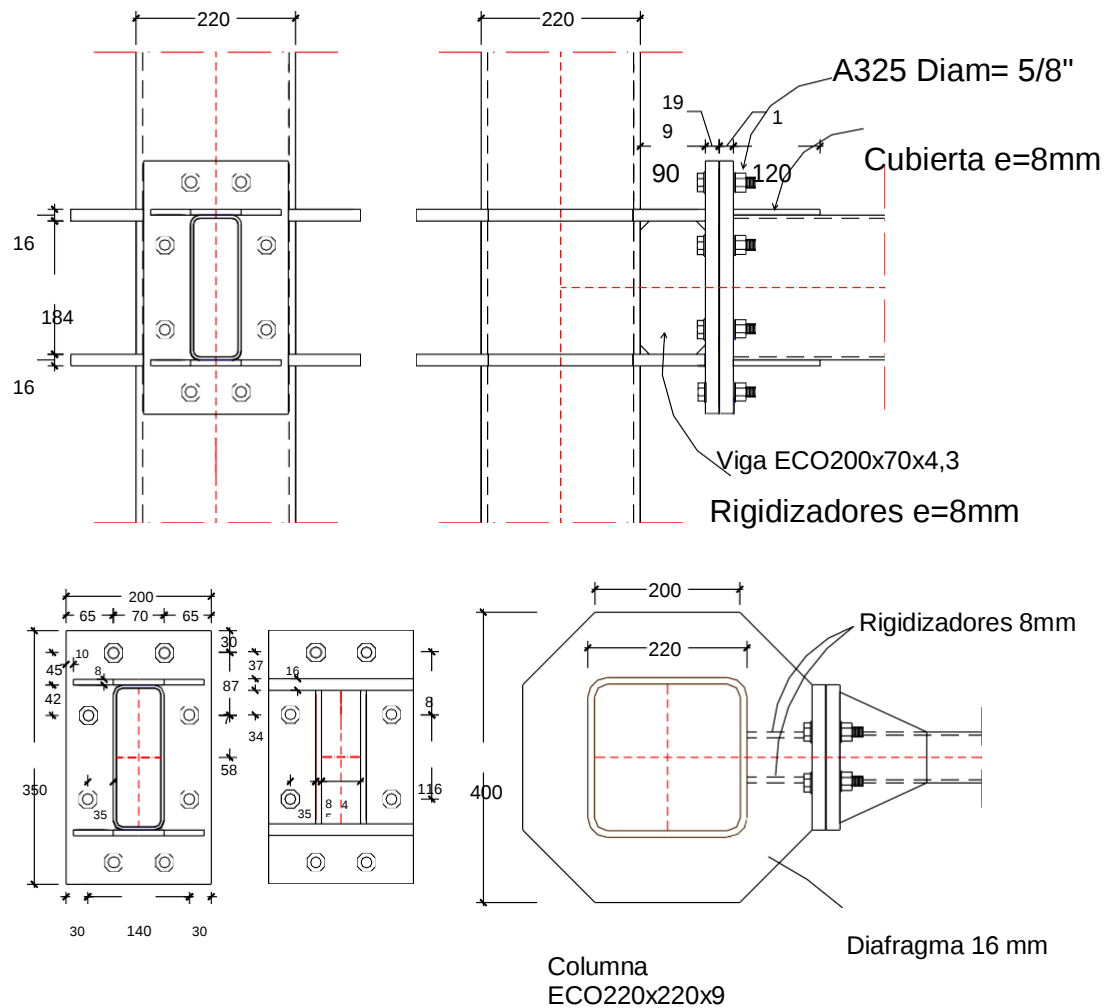


Figura VI.4 Detalles de la conexión a momento viga-columna entre perfiles tubulares investigada

Además se señala que se consideró que la misma forma parte de la estructura de edificación multifamiliar de tipo estándar que se construye en Venezuela, desde 2 a 4 niveles, con distancias entre columnas de 3 metros y altura de entrepiso promedio de 2,68 metros (distancia aproximada entre puntos de inflexión en las columnas).

En la Figura VI.5 se puede visualizar una posición tentativa de la conexión en referencia, se destaca que la misma podría estar ubicada en columnas laterales y de

esquinas o esquineras, ya que solo tiene una viga conectada a momento en el extremo.

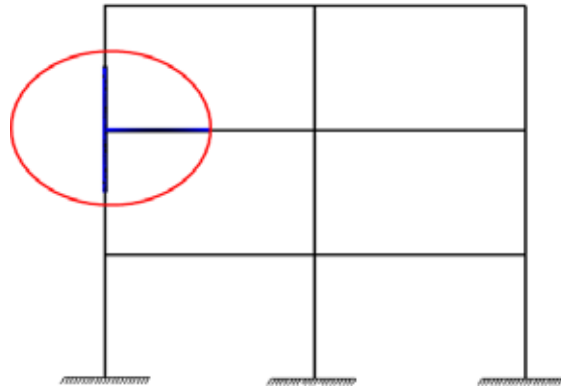


Figura VI.5 Posible ubicación de la conexión en una estructura de acero para edificación multifamiliar

Por otra parte, se muestra los detalles de las soldaduras que se emplearon en la confección de la conexión a momento, ver Figura VI.6. Se destacan las soldaduras de penetración total y las abocinadas en bisel o de contorno convexo.

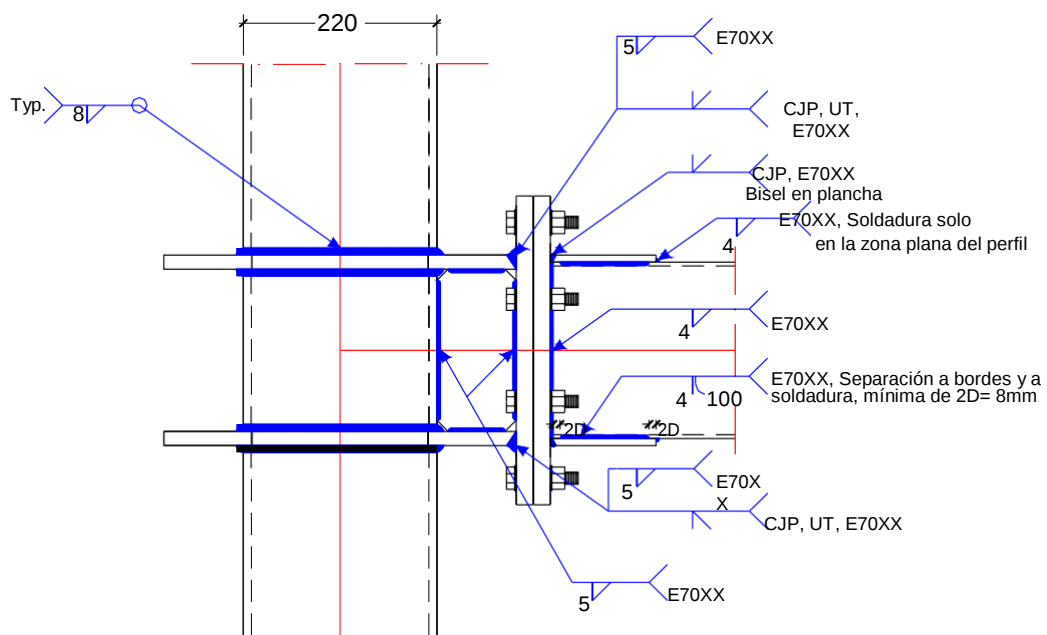


Figura VI.6 Detalles de las soldaduras de la conexión a momento emperrada

Por otra parte, se señala que se tuvieron que diseñar tres conexiones empernadas adicionales para poder insertar los especímenes en el marco de ensayos y conectar el actuador al extremo de la viga de una forma rápida y segura. El diseño partió de la máxima capacidad a flexión que podría desarrollar la conexión a momento viga-columna.

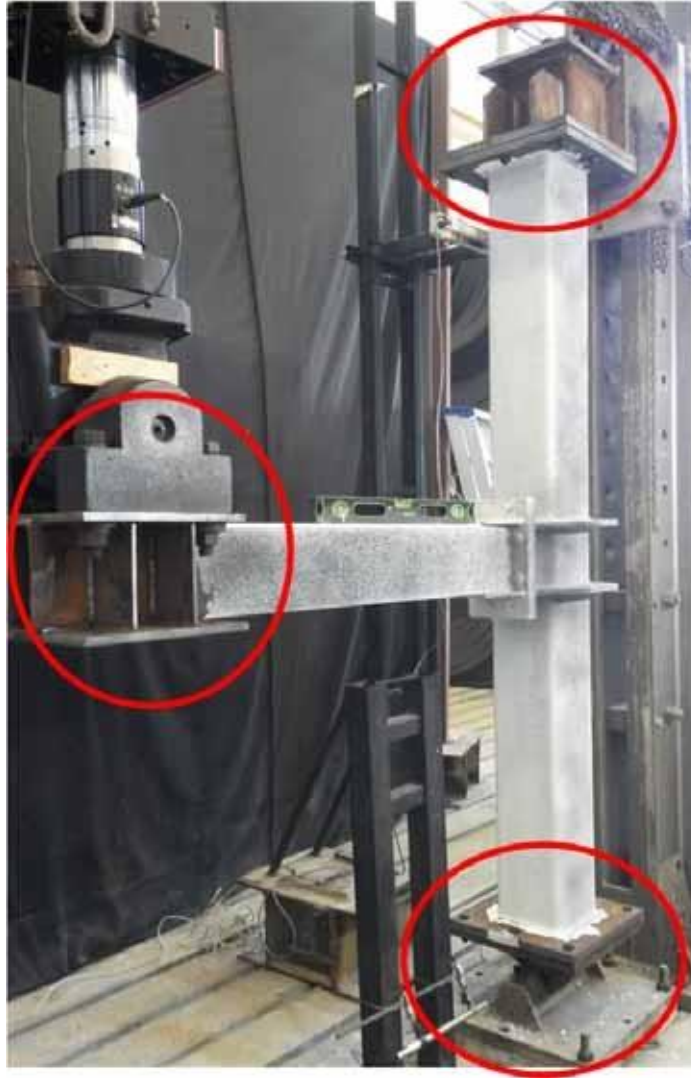


Figura VI.7 Conexiones que vinculan el espécimen con el marco de reacción mixto

Las conexiones adicionales son las siguientes: una conexión articulada para unir el piso de reacción y la parte inferior del espécimen, otra conexión articulada para unir el marco de acero y la parte superior del espécimen y una conexión en el extremo de la viga para conectar el actuador. Un aspecto importante que se puede reseñar es que debido a la rigidez torsional de los perfiles tubulares HSS y por ende su resistencia a la torsión, especialmente de la viga, no fue necesario incluir soporte lateral para proveer estabilidad lateral al espécimen para este tipo de longitud.

Análisis con elementos finitos

Antes de obtener la conexión definitiva se analizaron varios prototipos, con configuraciones similares a la conexión definitiva, a través del método de los elementos finitos mediante un análisis estático en el rango elástico y análisis dinámico en el rango inelástico de deformaciones, con la finalidad de localizar las zonas potenciales de concentración de tensiones en los miembros y/o elementos, así como determinar la capacidad de disipación de energía, la resistencia máxima y la rigidez a flexión de cada caso, para ello se utilizó un programa de análisis de elementos finitos de reconocida trayectoria. Igualmente se consideró para esta etapa el análisis de una conexión soldada con los mismos miembros de la conexión empernada, con la finalidad de establecer un patrón de comparación entre ambas soluciones, en cuanto a resistencia y rigidez. Además este tipo de solución es común en las construcciones informales en Venezuela, e incluso por desinformación se ha adoptado como una conexión de momento viable en sector formal, lo cual no es lo adecuado de acuerdo a lo tratado en esta investigación.

Conexión empernada

El prototipo modelado de la conexión definitiva, tiene en general las mismas dimensiones con respecto a los puntos de soporte, ver Figura VI.8. La columna de 2,70 metros y la viga de 1,50 metros desde el eje de la columna al extremo de la viga;

punto de aplicación del desplazamiento que se traduce en carga al sistema, es decir la carga aplicada en la viga se realiza mediante desplazamientos discretos obtenidos a partir de las rotaciones establecidas en el protocolo, ver Figura VI.9. Todos los demás elementos tipo planchas son idénticos al diseño definitivo de la conexión mostrado en las Figuras VI.4 y VI.6. Por otra parte, los extremos de las columnas están completamente restringidos al desplazamiento y a la rotación con excepción de la rotación en el sentido de la flexión de la viga. A todos los pernos se le incluyó la carga de pretensión mínima para pernos de 5/8 pulgadas ($8.620\text{kgf} = 87.900\text{N}$) especificada que corresponde al diámetro seleccionado y al tipo de acero.

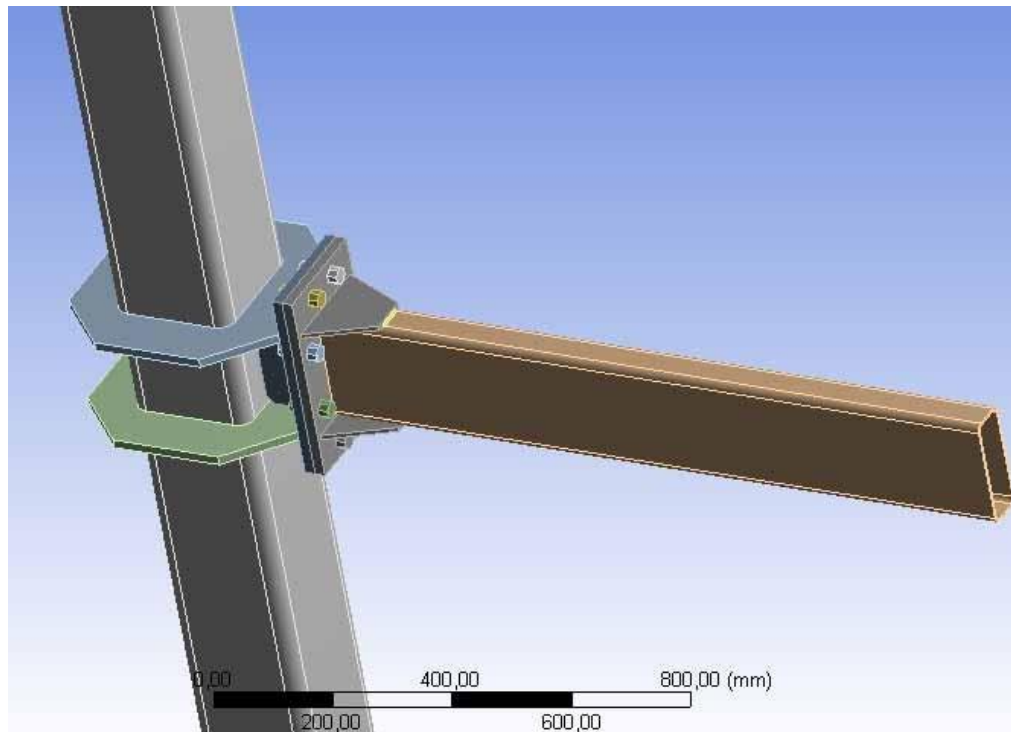


Figura VI.8 Modelo final de la conexión empernada analizada por elementos finitos

Para la unión entre las placas o planchas extremas se utilizó un tipo de contacto que permite desplazamientos y separación entre las mismas, con un coeficiente de fricción de 0,2 típico para este tipo de material, las demás superficies están unidas mediante un tipo de contacto que no permite separación ni deslizamientos. Un

aspecto a destacar es que no se tomó en cuenta imperfecciones iniciales para los miembros, las cuales buscan propiciar el pandeo local de los elementos de las secciones, ya que se consideró que el pandeo de la sección transversal para los perfiles rectangulares en su eje fuerte era evidente, de acuerdo a la experiencia mostrada en otros ensayos.

También se comenta que no se contempló el incremento de tensiones en las esquinas de los perfiles tubulares producido por el conformado en frío y ni el de la soldadura (ERW), la cual está ubicada en el lado plano del elemento más largo de la sección transversal, es decir en alguna de las almas para el caso de la viga y en cualquier lado plano para la columna tubular.

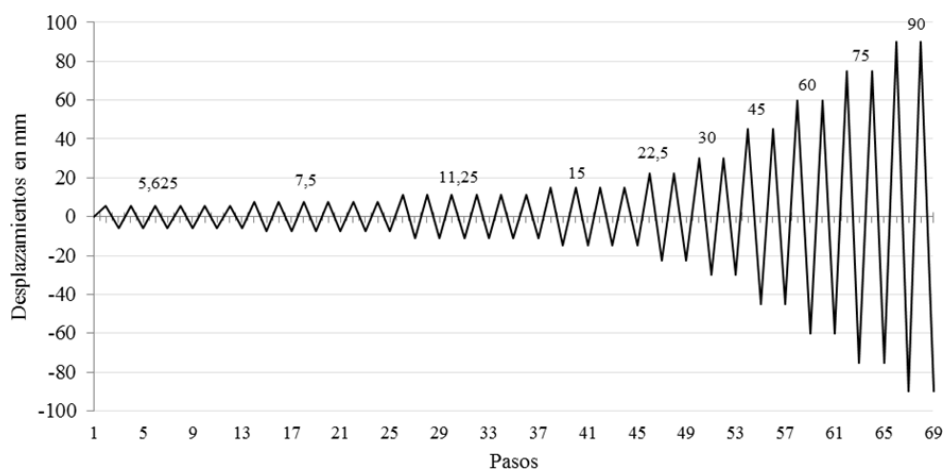


Figura VI.9 Protocolo de carga para los ensayos de las conexiones viga-columna entre HSS

La malla utilizada fue más densa en la zona de la viga tubular cercana a la conexión donde se estima que va a ocurrir la rótula plástica, esta zona posee una longitud de aproximadamente 20 cm, también se estableció así para las planchas de cubierta o platabandas, pernos y tuercas, así como para los diafragmas, planchas extremas interna y externa y para la zona de panel de la columna; la longitud de esta zona es aproximadamente de 22 cm. También se destaca la inclusión de un elemento para

simular la soldadura de filete, sólo en el lado plano de las alas del tubular rectangular y la zona más angosta de la plancha de cubierta, ver Figura VI.10, ya que se requería simular el efecto que genera la misma en esta zona crítica de unión y de altas concentraciones de tensiones, llamada zona de soldadura con demanda crítica. Los elementos dominantes de la malla son los tetraedros (más del 90%), también hay un porcentaje menor de hexaedros, cuñas y pirámides.

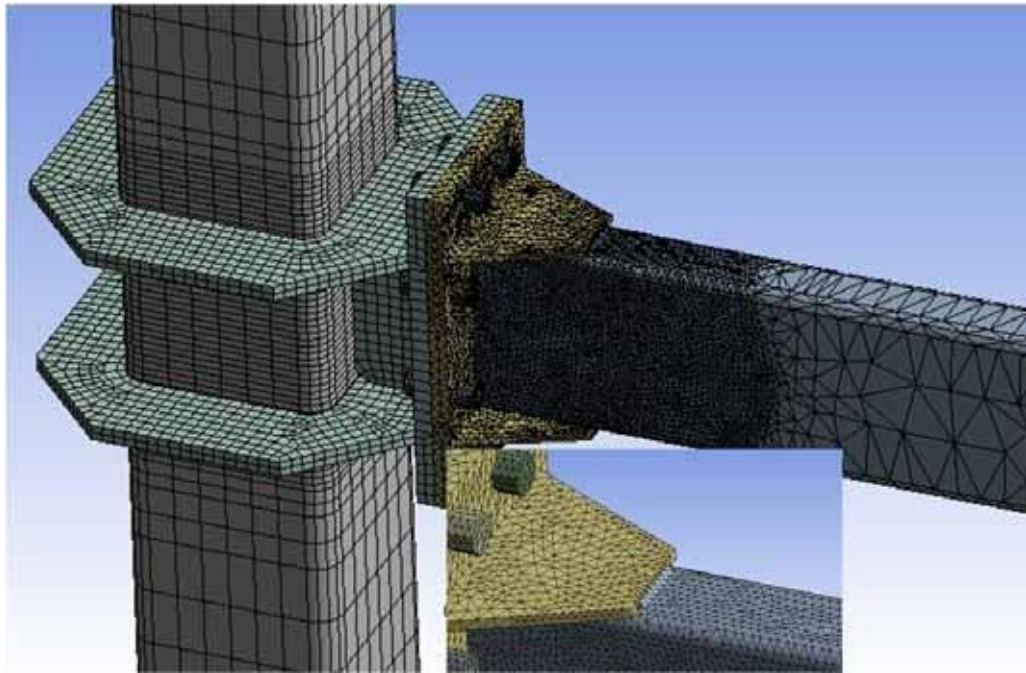


Figura VI.10 Malla empleada para el análisis de la conexión con pernos

Con respecto al análisis se tiene que el comportamiento plástico del material se consideró multi-lineal con endurecimiento cinemático y el elástico lineal isotrópico. Más adelante se muestra la curva ajustada con respecto al valor teórico de cedencia del material de los tubulares, al valor promedio real de la resistencia última del acero y la relación con la deformación del ensayo real de un perfil rectangular ECO200x70x4,3. Se nota en la gráfica, la ausencia del escalón de cedencia debido al conformado en frío de este tipo de perfil. Es importante subrayar que esta curva característica también se empleó para simular el comportamiento de la columna, así

como de la soldadura de filete en el extremo de la plancha de cubierta con la finalidad de simplificar el proceso.

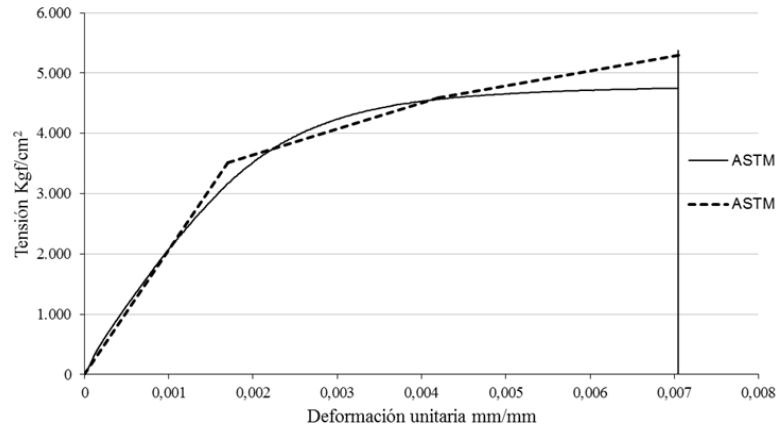


Figura VI.11 Curva tensión vs. deformación unitaria del acero para los perfiles tubulares utilizada en el análisis de elementos finitos

Para los materiales de los otros elementos; planchas y pernos, se estimó el comportamiento según modelos establecidos en otras investigaciones con correspondencia con los valores nominales de la norma de fabricación de cada uno y de las propiedades generales del acero estructural.

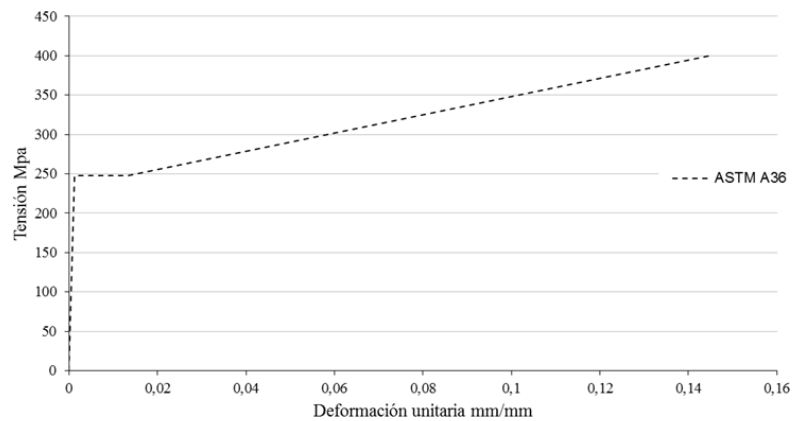


Figura VI.12 Curva tensión vs. deformación unitaria del acero para las planchas utilizada en el análisis de elementos finitos

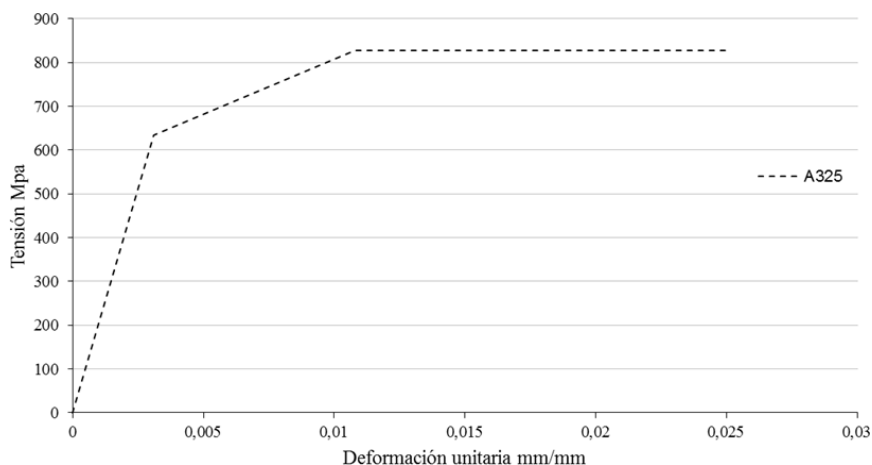


Figura VI.13 Curva tensión deformación unitaria según modelo de Mays (2000) del acero para los pernos utilizado en el análisis de elementos finitos

Conexión soldada

La conexión solada considerada para el análisis, posee en general las mismas dimensiones que el prototipo empernado, es decir, la columna tiene de 2,70 metros y la viga de 1,50 metros desde el eje de la columna al extremo de la viga, en éste se aplican los desplazamientos discretos obtenidos a partir de las rotaciones establecidas en el protocolo señalado con anterioridad, ver Figura VI.9. Al igual que la conexión empernada, los extremos de las columnas están completamente restringidos al desplazamiento y a la rotación, con excepción de la rotación en el sentido de la flexión de la viga tubular.

Para la unión entre la superficie columna (lado plano) y de la viga (sección transversal), se consideró un tipo de contacto que no permite separación ni deslizamiento; vale la pena señalar que regularmente para concretar la unión entre los elementos de los miembros se utiliza soldadura de filete en campo, para este análisis se consideró que la misma fue realizada cumpliendo los parámetros mínimos de calidad que permiten la unión perfecta entre las superficies equivalente al tipo de contacto utilizado.

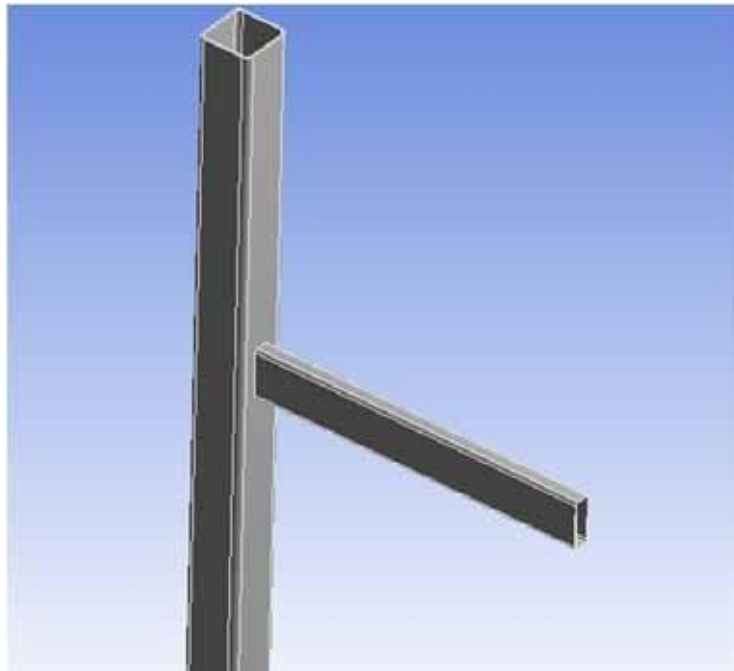


Figura VI.14 Conexión soldada directa entre perfiles tubulares sin elementos de refuerzo

Un aspecto a destacar es que no se tomó en cuenta imperfecciones iniciales para los miembros al igual que el caso anterior, las cuales buscan propiciar el pandeo local de los elementos de las secciones, ya que se consideró que el pandeo de los elementos de las secciones es evidente según la experiencia mostrada en otros ensayos, así como de la forma de transmisión de tensiones de un miembro a otro. También se comenta que no se contempló el incremento de tensiones en las esquinas para los perfiles tubular producidos por el conformado en frío y ni el de la soldadura (ERW), la cual está ubicada en el lado plano del elemento más largo de la sección transversal para el caso de la viga tubular, es decir en alguna de las almas y en cualquier lado para la columna tubular.

La malla utilizada fue más densa en la zona de la viga y de la columna alrededor de la conexión donde se estima que van a ocurrir deformaciones inelásticas. Para definir la zona más densa de la malla se consideró un radio de 30 cm desde el punto de conexión hacia los extremos de los miembros. Los elementos de la malla son los

tetraedros (100%). Se destaca que no se incluyeron elementos que definen la soldadura de la conexión. Con respecto al análisis y demás consideraciones del material que compone a los perfiles, se estableció las mismas premisas para el caso de la conexión empernada.

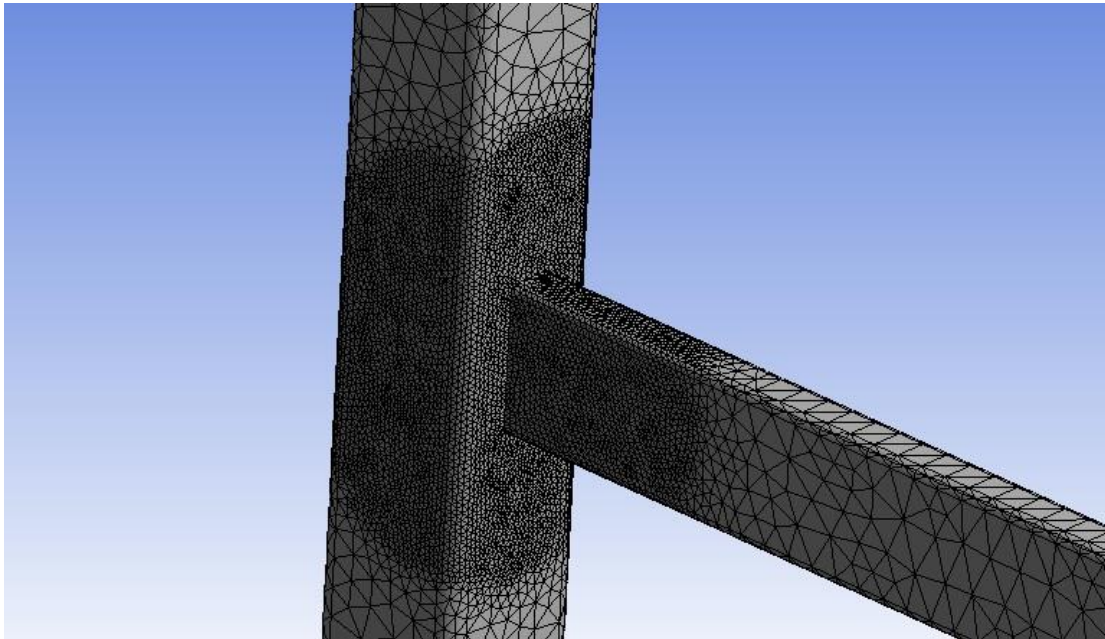


Figura VI.15 Malla empleada para el análisis de la conexión soldada

Resultados del análisis

El resultado del análisis en todos los modelos examinados para las conexiones empernadas, demuestra que las concentraciones de tensiones importantes ocurren en las alas de la viga y parte del alma cercana a los radios de esquinas, además se puede notar la propagación de las tensiones alrededor del miembro, así como en los pernos sometidos a tracción. En la Figura VI.16 se puede observar los valores en MPa, de las tensiones según la tensión equivalente de *von Mises*. En este sentido se destaca que las tensiones en las planchas de cubierta, planchas extremas y en los diafragmas, son pequeñas en comparación de lo que ocurre en la viga, es de destacar que las esquinas del perfil tubular cuadrado utilizado como columna y de los diafragmas se nota un

incremento debido al aumento de la rigidez por la forma geométrica de éstas, sin embargo esta situación no es de alerta ya que los perfiles tubulares en general poseen mayores tensiones en las esquinas debido al conformado en frío, lo cual compensa la concentración de tensiones producidas por el desplazamiento aplicado en el extremo de la viga, incluso la resistencia cedente mínima especificada es de 345MPa, la cual es superior a la tensión máxima producida en la columna para este estado de tensiones. Para el caso del diafragma la situación es diferente, por ello es recomendable considerar el tamaño adecuando que permita la transmisión de las tensiones en el rango elástico hacia la columna. Para el caso de la viga se nota que las tensiones superan la resistencia cedente nominal, $F_y = 345\text{MPa}$ y la máxima cedente esperada, $F_y R_y = 482,6\text{MPa}$, lo cual evidencia que hay incursión en el rango inelástico en zonas específicas.

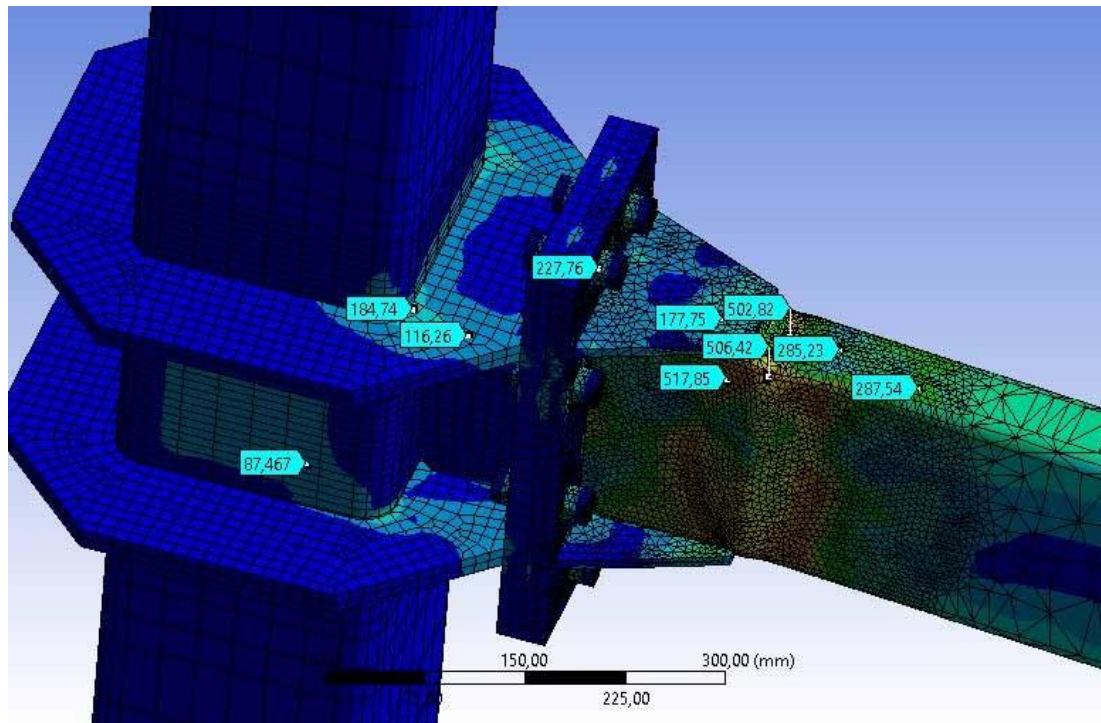


Figura VI.16 Concentración de tensiones para prototipo emperrado según von Mises para un estado de carga con desplazamiento de 90mm, 34 ciclos, 0,06 radianes. Unidad MPa

Con respecto a la concentración de deformaciones plásticas se puede observar en la Figura VI.17, que la mayor parte ocurre en las esquinas del perfil tubular, luego en el lado plano del ala; zona adyacente a la soldadura, así como en la zona de las almas cercanas a los radios de esquinas alejadas del eje neutro y en menos intensidad en otras regiones del alma. Igualmente se nota que el pandeo local que ocurre en las alas y almas del perfil, es decir que toda la sección transversal cambia su forma geométrica producto de este fenómeno y por ende sus propiedades estáticas de diseño.

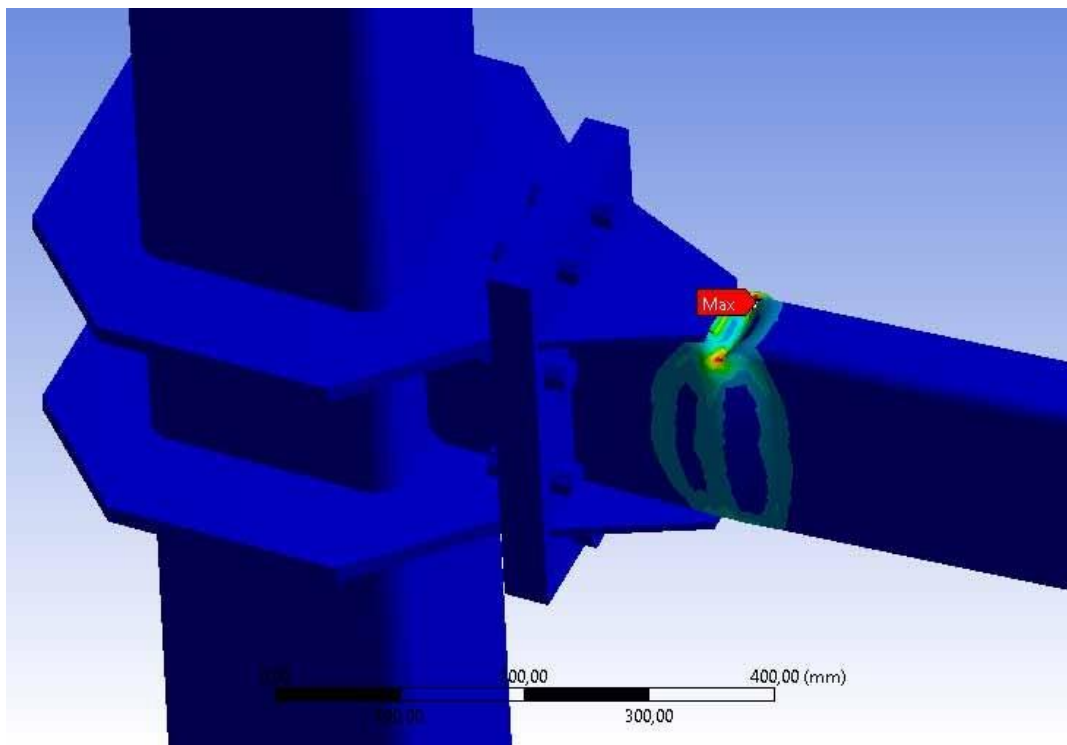


Figura VI.17 Deformación plástica en la viga para un estado de carga con desplazamiento de 90mm,
34 ciclos, 0,06 radianes

En las alas, el pandeo local ocurre hacia la zona interna del perfil y en las almas hacia afuera, este comportamiento ha sido evidenciado en otras investigaciones. También se observa que la ubicación de la rótula plástica está determinada por las placas o planchas de cubierta y por presencia del pandeo local, ver Figura VI.18.

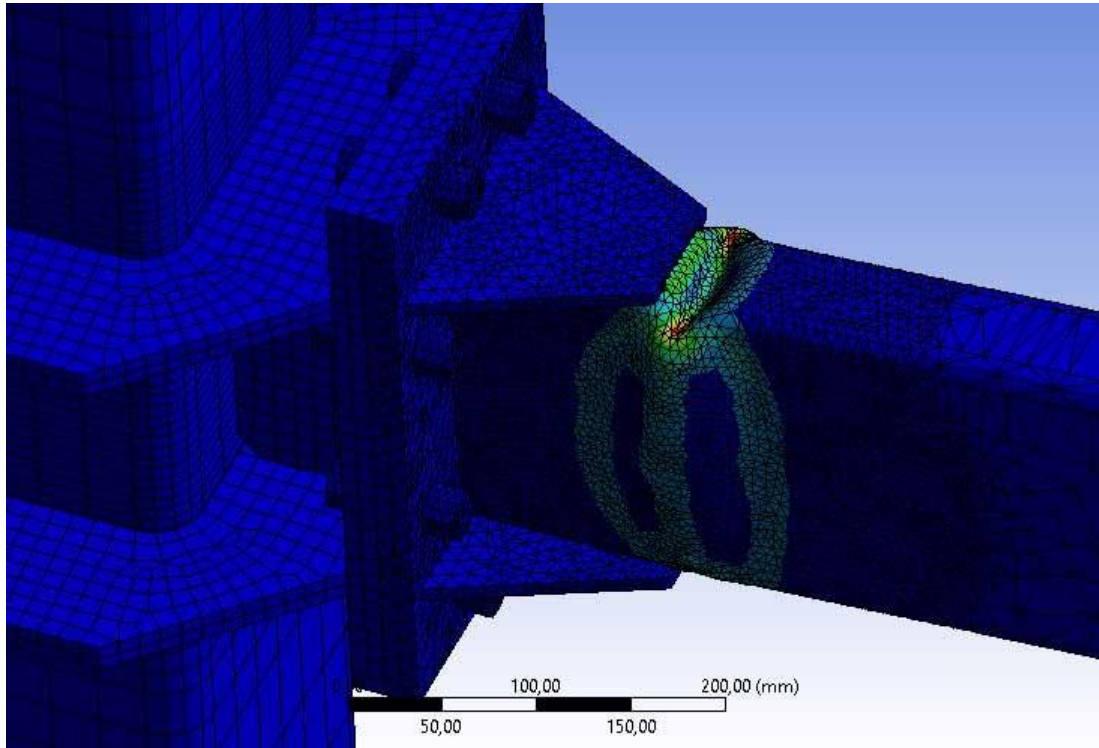


Figura VI.18 Pandeo local en la rótula plástica

En la Figura VI.19, se muestran las tensiones en los pernos, se resalta que las tensiones tienden a ser similares, esto significa que los 4 pernos en tracción absorben de forma pareja la fuerza que proviene de la viga y demás elementos, esto indica que la distribución de los pernos es adecuada para transmitir la fuerza proveniente de la viga y que la teoría de la T partida o dividida (stud-tee o split-tee) es funcional para vigas tubulares rectangulares HSS con elementos de refuerzo, la cual es formada por la placa de cubierta y el perfil tubular usado como viga.

De igual manera se puede notar que cuando la viga ha superado la resistencia cedente $F_y=345\text{MPa}$, inclusive la máxima cedente esperada del material del tubular, $F_y R_y=482,6\text{MPa}$, la tensión en los pernos está aún lejos de alcanzar la resistencia nominal a tracción del perno, la cual es de $F_{nt} = 635\text{MPa}$.

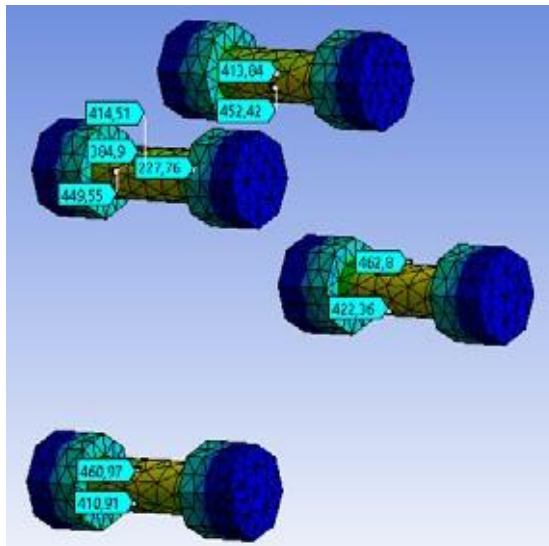


Figura VI.19 Tensión equivalente de von Mises en los pernos (MPa)

En la Figura VI.20 se presenta el diagrama de histéresis en donde se evidencia el comportamiento de la conexión según el análisis de los elementos finitos.

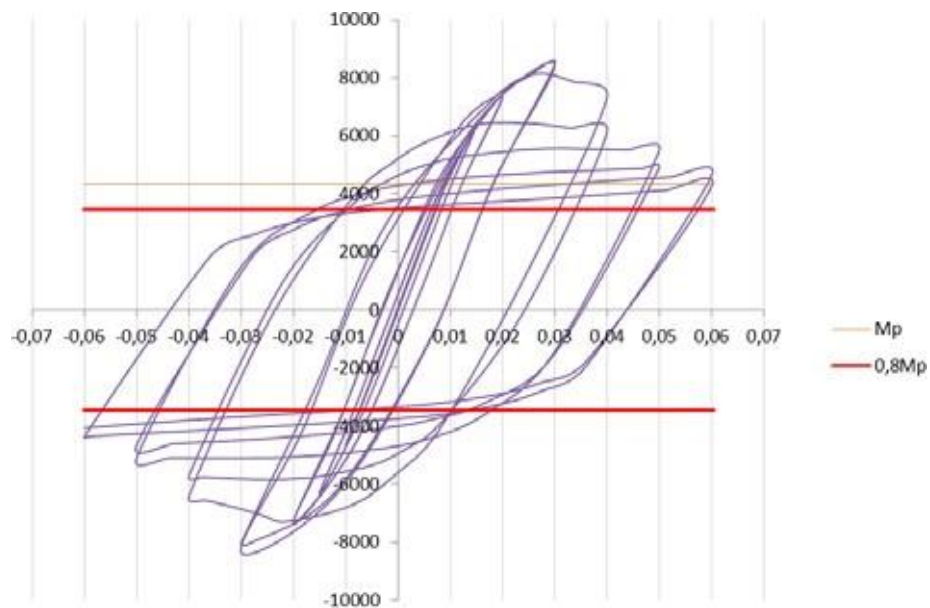


Figura VI.20 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la conexión emperrada simulada a través de elementos finitos

Se observa que el pandeo local inicia luego de superar la rotación de 0,03 radianes y alcanzar un momento máximo de 8.469Kgf-m, esto coincide con la pérdida de resistencia de la conexión. Sin embargo la conexión mantiene una resistencia por encima del 80% del M_p cuando supera la rotación de 0,04 radianes, esto indica que la conexión, en principio cumple para sistemas especiales e intermedios de momento equivalentes a ND3 y ND2.

En comparación de la conexión empernada, el comportamiento de la conexión soldada demuestra diferencias fundamentales en cuanto a la función que se requiere para los pórticos a momento. En la Figura VI.21 se puede observar los valores en MPa, de las tensiones según la tensión equivalente de von Mises. Se resalta que las tensiones más altas ocurren en la cara de la columna alrededor de las alas de la viga, por su parte la viga concentra menos tensiones que la columna, incluso menor que la tensión cedente.

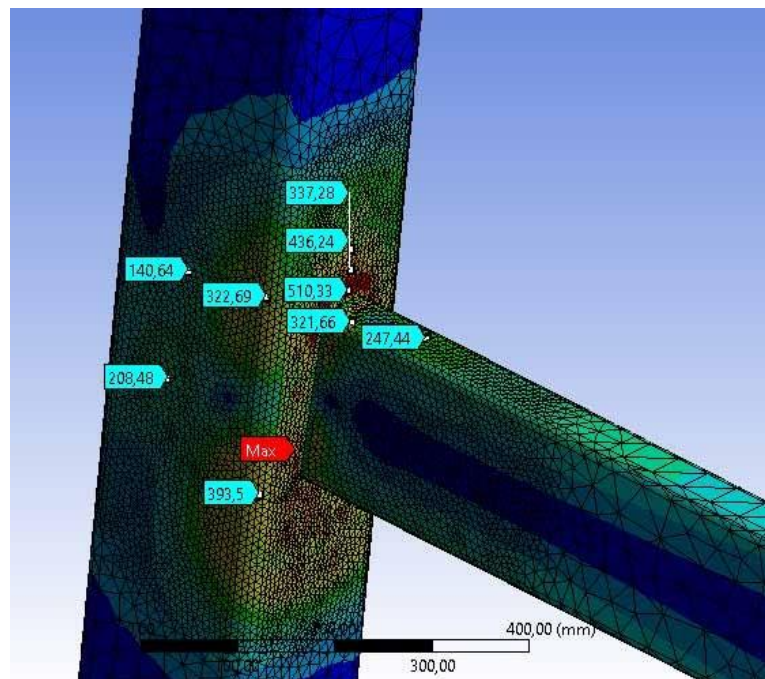


Figura VI.21 Concentración de tensiones para prototipo soldado según von Mises para un estado de carga con desplazamiento de 90mm, 34 ciclos, 0,06 radianes. Unidad MPa

Con respecto a la concentración de las tensiones plásticas se pueden notar en la Figura VI. 22 que éstas se localizan principalmente en la cara de la columna y las máximas en la zona de unión de las esquinas de la viga, esto evidencia que la rótula plástica se localiza en la cara de la columna, lo cual no es lo recomendado para este tipo de sistemas. Otro aspecto que se nota es la presencia de pandeo local leve en la cara de la columna, lo cual evidencia la poca capacidad rigidez flexional de este tipo de conexión para fungir como una conexión viga-columna rígida para los pórticos de momento que pertenecen al sistema resistente a sismos.

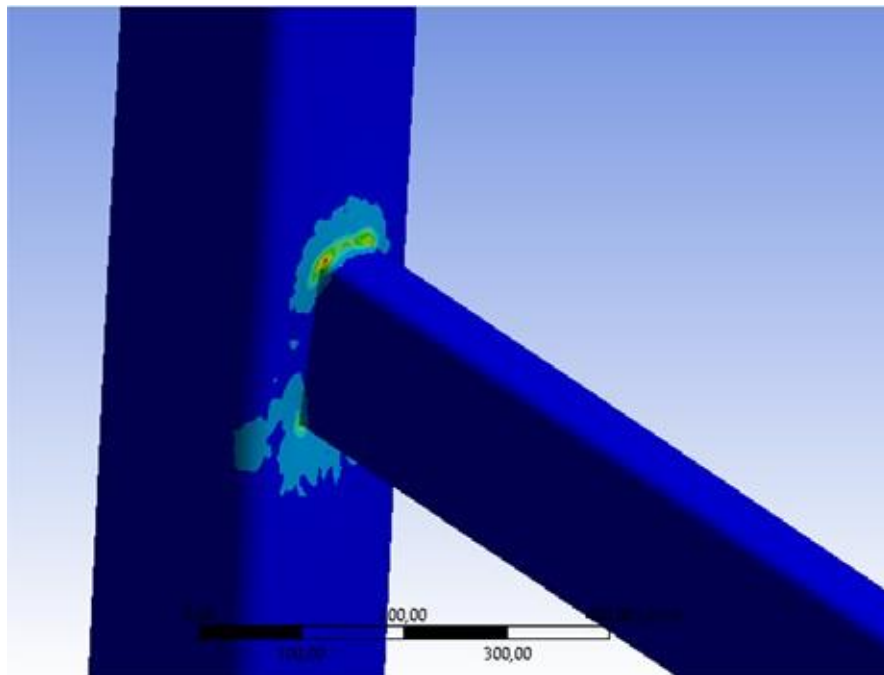


Figura VI.22 Deformación plástica en la viga para un estado de carga con desplazamiento de 90mm, 34 ciclos, 0,06 radianes. Prototipo soldado

En la Figura VI.23 se muestra el diagrama de histéresis de la conexión soldada, en éste se nota que la conexión no permite que la viga alcance el momento plástico, incluso para una rotación de 0,06 radianes la conexión no alcanza el 80% del M_p . Para el último ciclo se nota el inicio del estrangulamiento del diagrama de histéresis, lo cual demuestra el inicio de la caída de resistencia de la conexión, esto evidencia que

no se podrá alcanzar el momento plástico de la viga y por ende que la conexión no es recomendable para sistemas de pórticos de momento con conexiones rígidas. El momento máximo registrado de la conexión fue de 3.015Kgf-m para una rotación de 0,06 radianes, el cual es inferior al momento de diseño, $\phi M_n = 3.896\text{Kgf-m}$, e inclusive menor que el momento elástico teórico o cedente, $M_y = 3.356\text{Kgf-m}$.

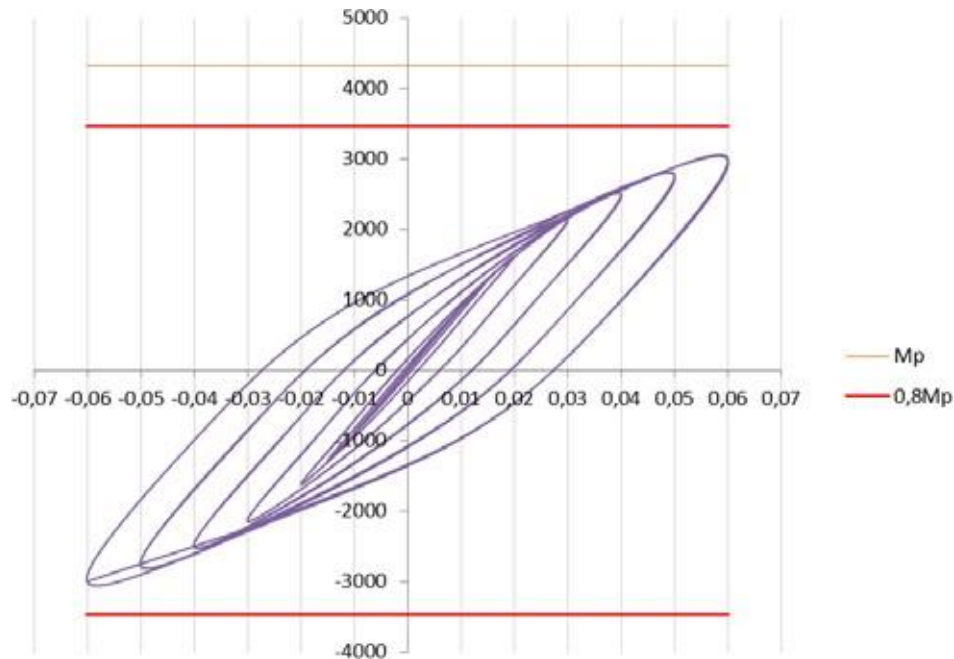


Figura VI.23 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la conexión soldada simulada a través de elementos finitos.

Conclusiones

El análisis con elementos finitos avizora, que para el caso de la conexión con pernos o empernada, la cedencia ocurrirá primero en la viga y que la rótula plástica estará ubicada a partir de la zona delimitada por la plancha de cubierta, es decir, en el miembro tipo viga. Esto permite predecir que el comportamiento deseado, alejar el daño de la columna y de la conexión, se están logrando con la solución propuesta. Además que el procedimiento de diseño de las placas o planchas extremas y los pernos ofrece garantía de resistencia adecuada para soportar las fuerzas máximas

probables generadas a partir del diseño por capacidad. Es de destacar, que todos los prototipos con conexiones empernadas analizados mostraron un comportamiento similar en cuanto a los lugares de mayor concentración de tensiones. Para el caso de la conexión soldada, se puede decir que su comportamiento es de una conexión semirrígida, es decir no demuestra capacidad de rigidez para mantener el ángulo inalterado entre la viga y la columna. Además desarrolla poca resistencia, ya que la misma es dada por las características dimensionales del lado plano de la columna; ancho, espesor y resistencia del material, en general esta conexión tiene poca capacidad de disipar energía. En la Figura VI.24, se compara el comportamiento de las dos conexiones según el análisis hecho por el método de los elementos finitos, en éste se nota que la resistencia de la conexión empernada resiste alrededor de 3 veces la resistencia de la conexión soldada, además se determinó que la rigidez de la conexión empernada es más de 5 veces la rigidez de la conexión soldada con respecto al máximo momento desarrollado de cada una.

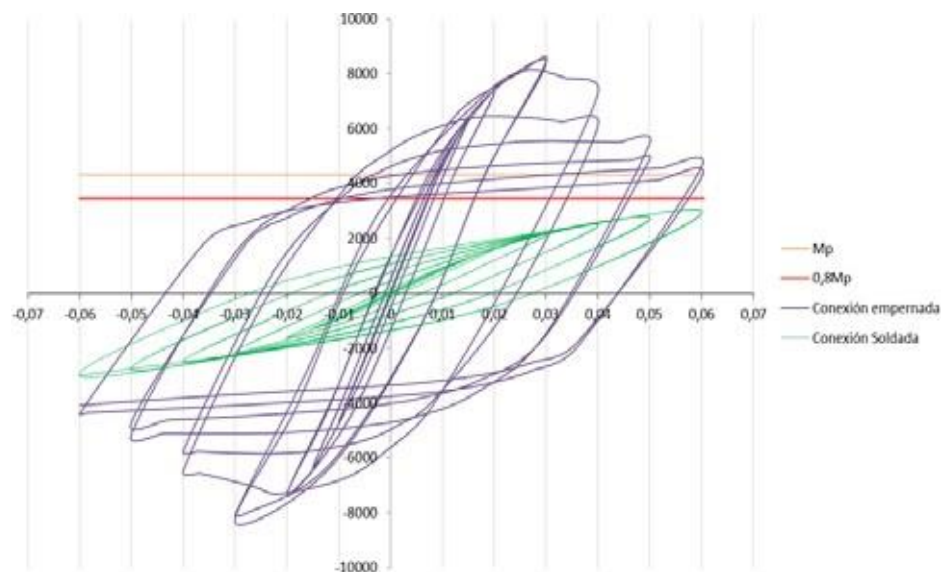


Figura VI.24 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), para ambas conexiones analizadas

Ensayos de los especímenes de la conexión

Luego de haber diseñado y analizado por el método de los elementos finitos el prototipo de la conexión, se llega a la etapa experimental. Se destaca, que los ensayos son realizados en la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, bajo la tutela de profesores con alta experiencia en la realización de varios tipos de ensayos. Por otra parte, los prototipos fueron construidos por empresas (talleres) con alta experiencia en la construcción de estructuras para edificaciones y en área metalmecánica, entre otras disciplinas en donde el material principal es el acero. En la siguiente figura se muestran los especímenes del prototipo de la conexión fabricadas listas para ensayar, vale la pena destacar que el mecanismo de fabricación de los agujeros y el corte de las láminas se realizaron mediante plasma de alta precisión y la pretensión de los pernos se realizó en taller a cargo de personal calificado.



Figura VI.25 Especímenes o probetas con la conexión a momento viga-columna empernada entre perfiles tubulares HSS

Como se ha señalado, los ensayos para las conexiones son del tipo alternante en volado (una sola viga), la disposición del actuador es de forma vertical y la velocidad desplazamiento es de 2,5mm/seg. La instalación definitiva del ensayo se muestra a continuación en la Figura VI.26.

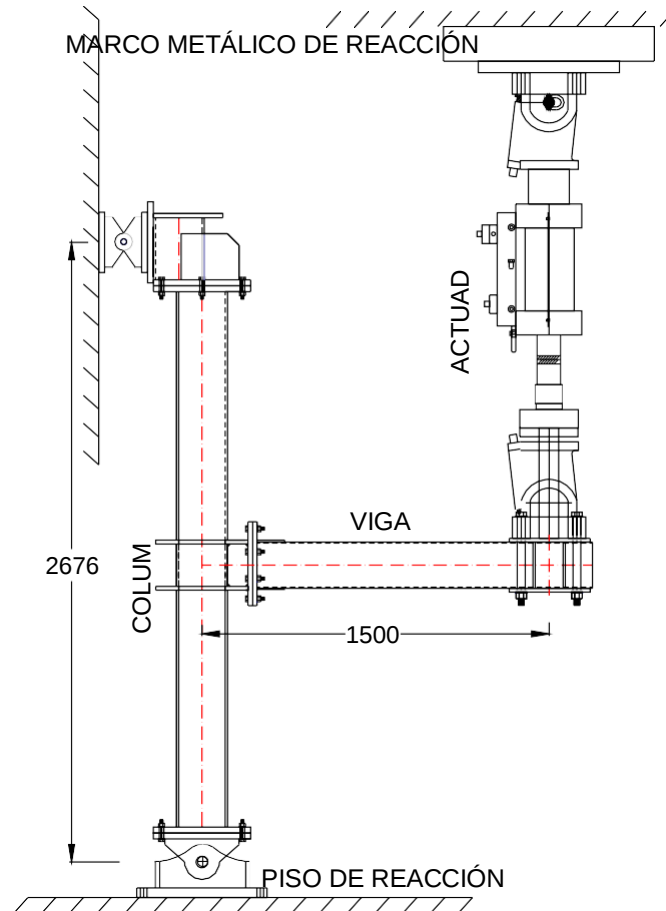


Figura VI.26 Vista lateral del ensamble para el ensayo, dimensiones en milímetros

Resultados experimentales

El ensayo del espécimen número uno (#1) alcanzó una máxima rotación de 0,05 radianes, con 31 ciclos de carga completos. El máximo momento alcanzado fue de 9.214Kgf-m con una rotación de 0,03 radianes en ciclo 27, la caída leve de resistencia se inicia en el ciclo 28. Después de haber alcanzado el momento máximo, se inició

una grieta en la zona afectada por la soldadura en el lado plano del ala del perfil tubular rectangular, a una distancia de por lo menos 1,7mm de la placa de cubierta, en el inicio del ciclo 29 cuando se alcanzaba la rotación 0,04 radianes, con la aparición de la grieta, ver la Figura VI.27, se inició la pérdida moderada de resistencia en ese ciclo.



Figura VI.27 Agrietamiento final del ala del perfil tubular rectangular usado como viga. Ensayo #1

Durante los subsiguientes ciclos, la grieta se propagó alrededor de las esquinas del tubular hacia las almas. Después de haber alcanzado la rotación de 0,04 radianes en el ciclo 29, la resistencia continuó en caída con pérdidas importantes hasta el inicio del ciclo 32 donde se detuvo el ensayo. Un aspecto resaltante es que se puede observar simetría en los ciclos de histéresis, además no se notó ningún estrangulamiento horizontal, lo cual indica que no hubo deslizamiento en la conexión, ver Figura VI.28. Del mismo modo se notó estrangulamiento vertical luego de haber alcanzado una rotación inelástica de 0,03 radianes, lo cual indica la pérdida de resistencia de la conexión. También se puede notar que el momento plástico nominal o teórico, es por lo menos la mitad del momento máximo real. Por otra parte, se destaca que el espécimen mantiene una resistencia a flexión por encima del 80% de momento

plástico teórico, M_p , para los 30 ciclos de carga con una rotación de 0,04 radianes, aunque el agrietamiento se inició en el ciclo 29, ver Figura VI.29.

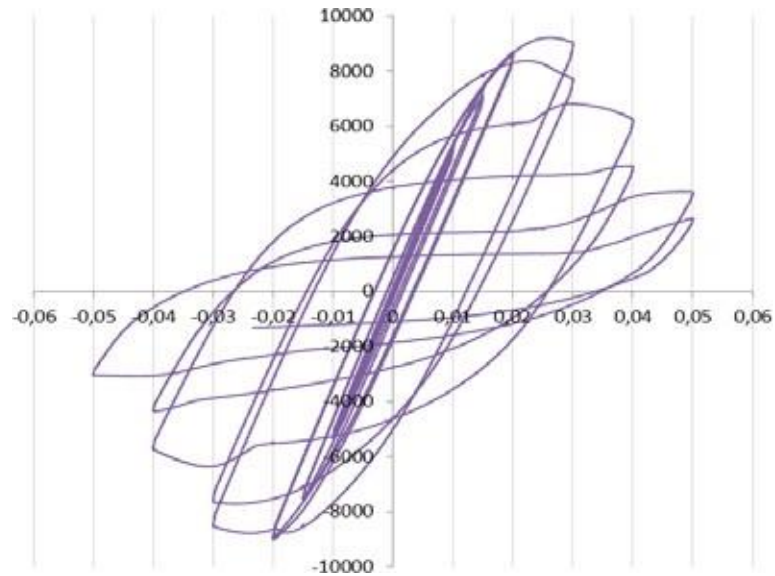


Figura VI.28 Especimen #1; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes).

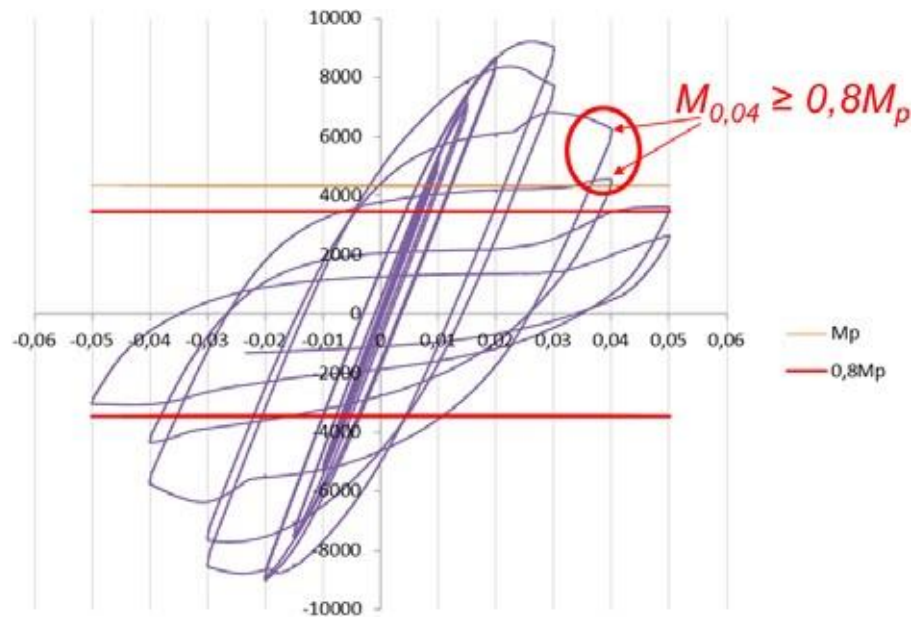


Figura VI.29 Especimen #1; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación del momento plástico M_p y $0,8M_p$

Los valores de caída de resistencia con respecto al momento máximo, fueron los siguientes: para el primer ciclo de 0,04rad cae 30% (mantiene el 70%) y para el segundo ciclo de 0,04rad cae 51% debido al agrietamiento (mantiene el 49%).

En cuanto a la resistencia de la conexión, se puede distinguir lo siguiente: la resistencia a flexión de los pernos o momento producido por los pernos, M_b , es superior al momento máximo del espécimen, esto indica que la resistencia de la conexión está dentro del rango esperado y que el procedimiento de diseño es congruente con la respuesta máxima obtenida del ensayo, además los valores de M_f y M_{pr} están por debajo del momento máximo, esto muestra que la resistencia cedente esperada del material está dentro de los rangos máximos esperados, que el efecto del traslado del corte hacia la rótula plástica afecta de forma importante el diseño de la conexión, así como la influencia de los diafragmas y de la planchas de cubiertas en el aumento de la rigidez de la zona, ver Figura VI.30.

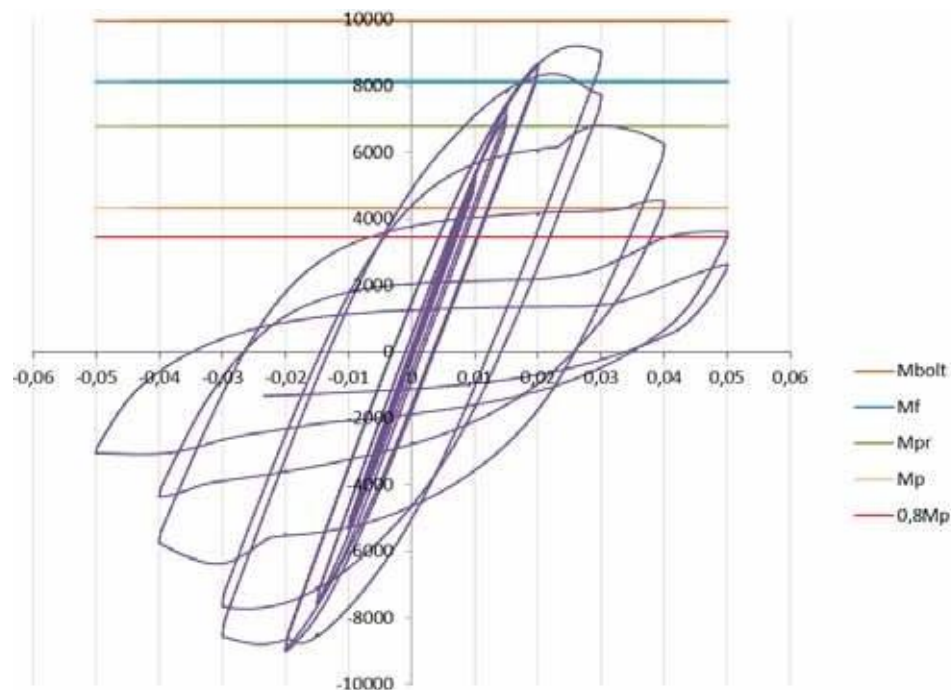


Figura VI.30 Especimen #1; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación de los momentos determinados por el procedimiento de diseño de la conexión

El ensayo del espécimen número dos (#2) alcanzó una máxima rotación de 0,05 radianes, con 32 ciclos de carga completos. El máximo momento alcanzado fue de 9.521Kgf-m con una rotación de 0,03 radianes en ciclo 27. La caída leve de resistencia se inicia en el ciclo 28 con el comienzo del pandeo local y continua en el ciclo 29 y 30 en donde alcanza una rotación de 0,04 radianes, sin embargo las caídas de resistencia son más estables que en el ensayo #1, ver Figura VI.31.

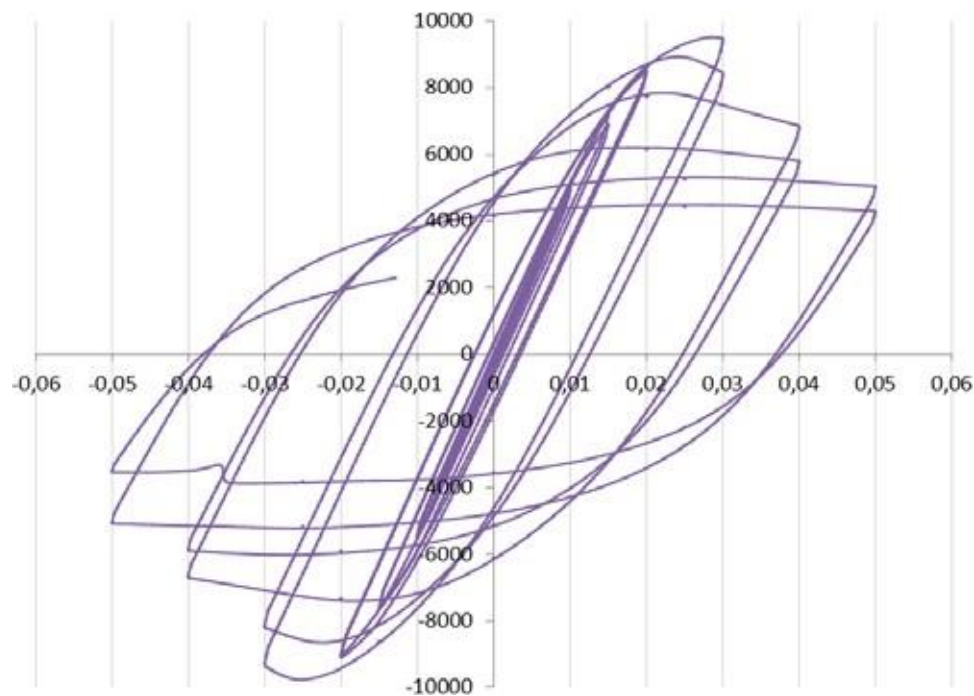


Figura VI.31 Especimen #2; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes)

En el ciclo 32, después de haber alcanzado el ángulo de rotación de 0,05 radianes, se inicia el agrietamiento en las esquinas del tubular, las cuales se propagan hacia el lado plano del ala y hacia las almas, ver Figura VI.32.

La posición de la grieta estuvo a una distancia de 30mm de la plancha de cubierta, es decir alejada de la zona afectada de la soldadura. Después de haber alcanzado la rotación de 0,05 radianes en el ciclo 32, la resistencia continuó cayendo hasta el inicio del ciclo 33 donde se detuvo el ensayo.

Igualmente se puede observar clara simetría en los ciclos de histéresis, además no se notó ningún estrangulamiento horizontal, lo cual indica que no hubo deslizamiento en la conexión. Por otra parte se notó estrangulamiento vertical luego de haber alcanzado una rotación inelástica de 0,03 radianes, lo cual indica la pérdida de resistencia de la conexión.

De igual manera se puede notar que el momento plástico nominal o teórico de la viga, es por lo menos la mitad del momento máximo real determinado por en el ensayo, esto se debe a: que el acero utilizado para la fabricación del perfil posee una resistencia real superior a la mínima especificada del producto tubular, además se tiene el incremento de las tensiones por el conformado en frío, especialmente en las esquinas y en la zona de la soldadura, también al traslado del momento a la rótula plástica, la colocación de la plancha de cubierta y la influencia de rigidez de los diafragmas y rigidizadores.



Figura VI.32 Agrietamiento final del ala del perfil tubular rectangular usado como viga. Ensayo #2

Por otra parte se destaca que el espécimen mantiene una resistencia a flexión por encima del 80% de momento plástico teórico, M_p , con el cual se diseñan regularmente

las vigas de los sistemas con pórtico a momento que pertenecen al sistema sismorresistente de las estructuras de acero, para los 30 ciclos de carga con una rotación de 0,04 radianes, ver Figura VI.33, incluso lo mantiene hasta la primera etapa del ciclo 32 de carga con una rotación de 0,05 radianes. Los valores de caída de resistencia con respecto al momento máximo, fueron los siguientes: para el primer ciclo de 0,04rad cae 26% (mantiene el 74%) y para el segundo ciclo de 0,04rad cae 35% (mantiene el 65%). Esto indica que el comportamiento del espécimen #2 es más estable y regular que el espécimen #1, por ende disipa mayor energía en el rango inelástico de deformaciones.

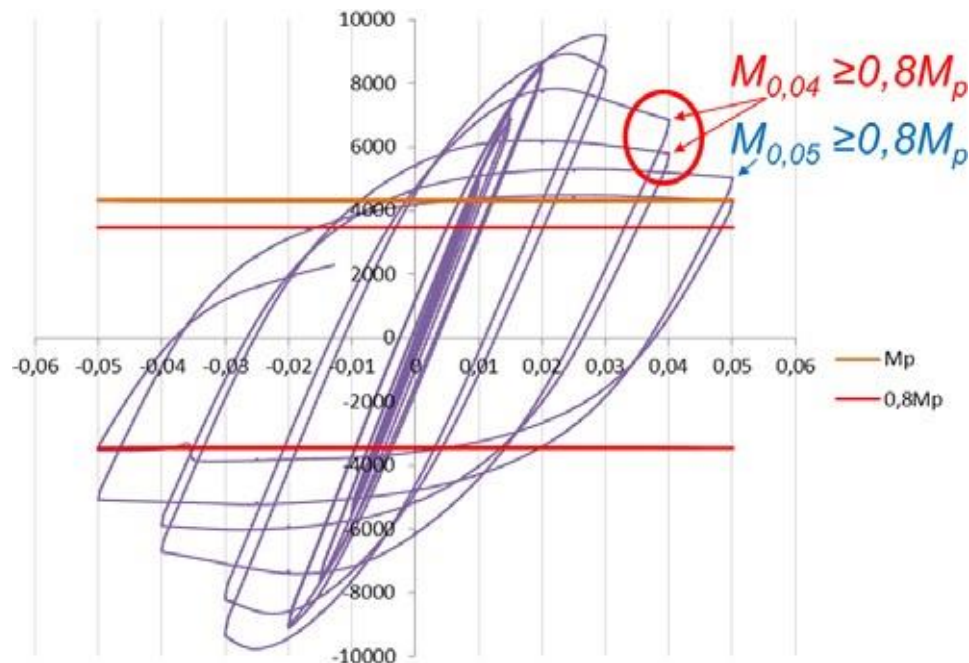


Figura VI.33 Especimen #2; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación del momento plástico M_p y $0,8M_p$

En cuanto a la resistencia de la conexión, se puede distinguir el mismo comportamiento ocurrido en la ensayo #1. La resistencia a flexión de los pernos o momento producido por los pernos, M_b , es superior al momento máximo del espécimen, esto indica que la resistencia de la conexión está dentro del rango

esperado y que el procedimiento de diseño es congruente con la respuesta máxima obtenida del ensayo, además los valores de M_f y M_{pr} están por debajo del momento máximo, esto muestra que la resistencia esperada del material está dentro de los rangos máximos esperados, que el efecto del traslado del corte hacia la rótula plástica afecta de forma importante el diseño de la conexión, así como la influencia de los diafragmas y de las planchas de cubiertas por el aumento de rigidez de la zona, ver Figura VI.34. La diferencia importante entre el ensayo #1 y #2 es que el espécimen #2 desarrolló momentos ligeramente más altos para cada ángulo de rotación, además la generación del pandeo local en la sección es más notable en el ensayo #2.

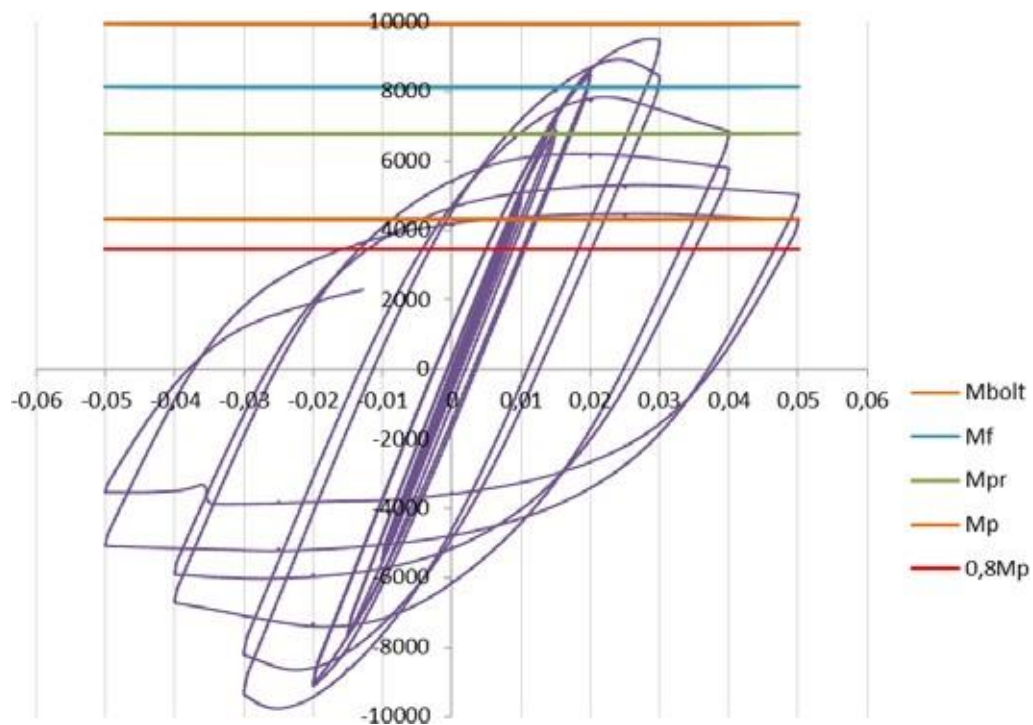


Figura VI.34 Especimen #2; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación de los momentos determinados por el procedimiento de diseño de la conexión

El ensayo del espécimen número tres (#3) alcanzó una máxima rotación de 0,05 radianes, con 31 ciclos de carga completos. El máximo momento alcanzado fue de 9.309Kgf-m con una rotación de 0,03 radianes en ciclo 27. La caída leve de

resistencia se inicia en el ciclo 28 con el comienzo del pandeo local y continua en el ciclo 29 y 30 en donde alcanza una rotación de 0,04 radianes, sin embargo las caídas de resistencia son más estables que lo ocurrido en el ensayo #1 y similares al ensayo #2. En el ciclo 32 después de haber alcanzado el ángulo de rotación de 0,05 radianes se inicia el agrietamiento en las esquinas del tubular, las cuales se propagan hacia el lado plano del ala y hacia las almas, ver Figura VI.35.

La posición de la grieta estuvo a una distancia de 30mm de la plancha de cubierta, es decir alejada de la zona afectada de la soldadura al igual que el ensayo #2. Después de haber alcanzado la rotación de 0,05 radianes en el ciclo 32, la resistencia continuó su caída y se detuvo el ensayo.



Figura VI.35 Agrietamiento final del ala del perfil tubular rectangular usado como viga. Ensayo #2.

Zona comprimida

Se puede observar la clara simetría en los ciclos de histéresis, además no se notó ningún estrangulamiento horizontal, lo cual indica que no hubo deslizamiento en la conexión. Por otra parte, se menciona que se notó estrangulamiento vertical luego de haber alcanzado una rotación inelástica de 0,03 radianes, lo cual indica la pérdida de

resistencia de la conexión. Este comportamiento fue común para los tres ensayos, ver Figura VI.36.

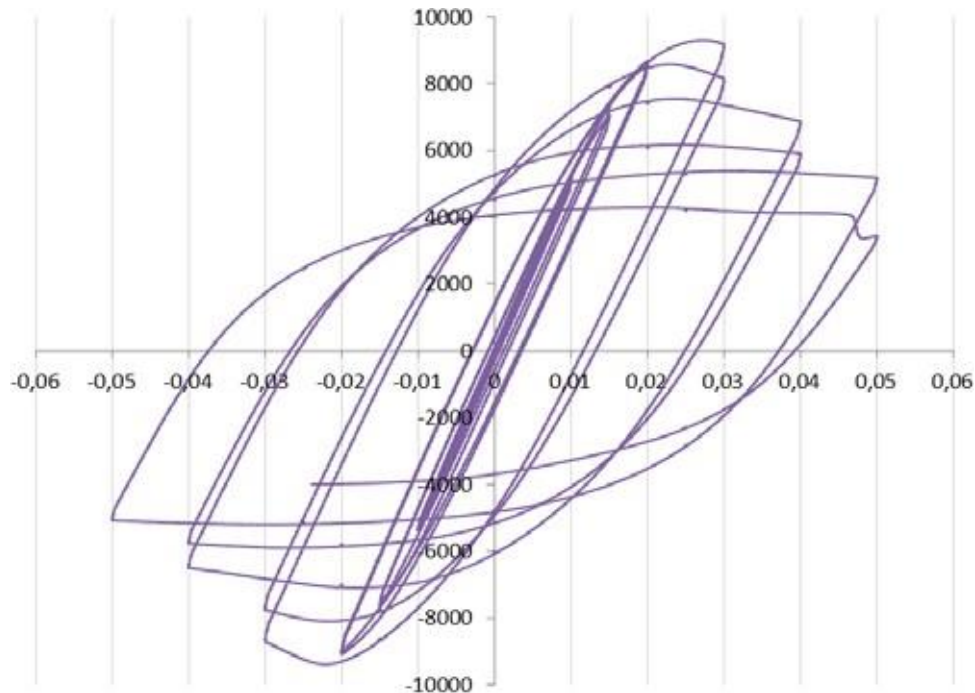


Figura VI.36 Especimen #3, ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes)

También se puede apreciar que el momento plástico nominal o teórico de la viga, es por lo menos la mitad del momento máximo real determinado por en el ensayo. Por otra parte se destaca que el espécimen mantiene una resistencia a flexión por encima del 80% de momento plástico teórico, M_p , con el cual se diseñan regularmente las vigas de los sistemas con pórticos a momento que pertenecen al sistema sismorresistente de las estructuras de acero, para los 30 ciclos de carga con una rotación de 0,04 radianes, incluso lo mantiene hasta la primera etapa del ciclo 32 de carga con una rotación de 0,05 radianes, ver Figura VI.37.

Los valores de caída de resistencia con respecto al momento máximo, fueron los siguientes: para el primer ciclo de 0,04 radianes cae 26% (mantiene el 74%) y para el segundo ciclo de 0,04 radianes cae 33% (mantiene el 67%).

Esto indica que el comportamiento del espécimen #3 es similar al del espécimen #2 y éstos son más estables y regulares que lo evidenciado en el ensayo realizado al espécimen #1.

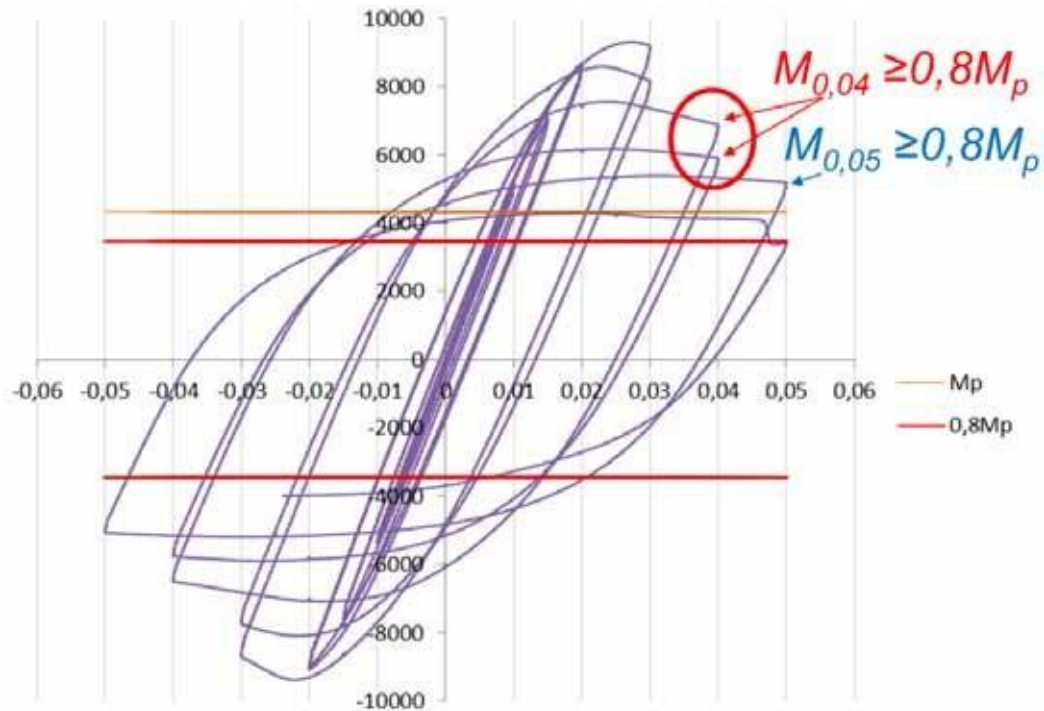


Figura VI.37 Especimen #3; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación del momento plástico M_p y $0,8M_p$

En cuanto a la resistencia de la conexión, se puede distinguir el mismo comportamiento ocurrido en la ensayo #1 y #2. La resistencia a flexión de los pernos o momento producido por los pernos, M_b , es superior al momento máximo del espécimen, esto indica que la resistencia de la conexión está dentro del rango esperado y que el procedimiento de diseño es congruente con la respuesta máxima obtenida del ensayo, además los valores de M_f y M_{pr} están por debajo del momento máximo, esto demuestra que la resistencia esperada del material está dentro de los rangos máximos esperados y que el efecto del traslado del corte hacia la rótula plástica afecta de forma importante el diseño de la conexión, así como la influencia

de los diafragmas y de la planchas de cubiertas, en el aumento de rigidez de la zona, ver Figura VI.38. La diferencia importante entre el ensayo #1 y el #2 y #3 es que los dos últimos desarrollaron momentos ligeramente más altos para cada ángulo de rotación, además la generación del pandeo local en la sección es más notable en los ensayos #2 y #3. Lo otro fue que el ensayo #1 tuvo agrietamiento temprano.

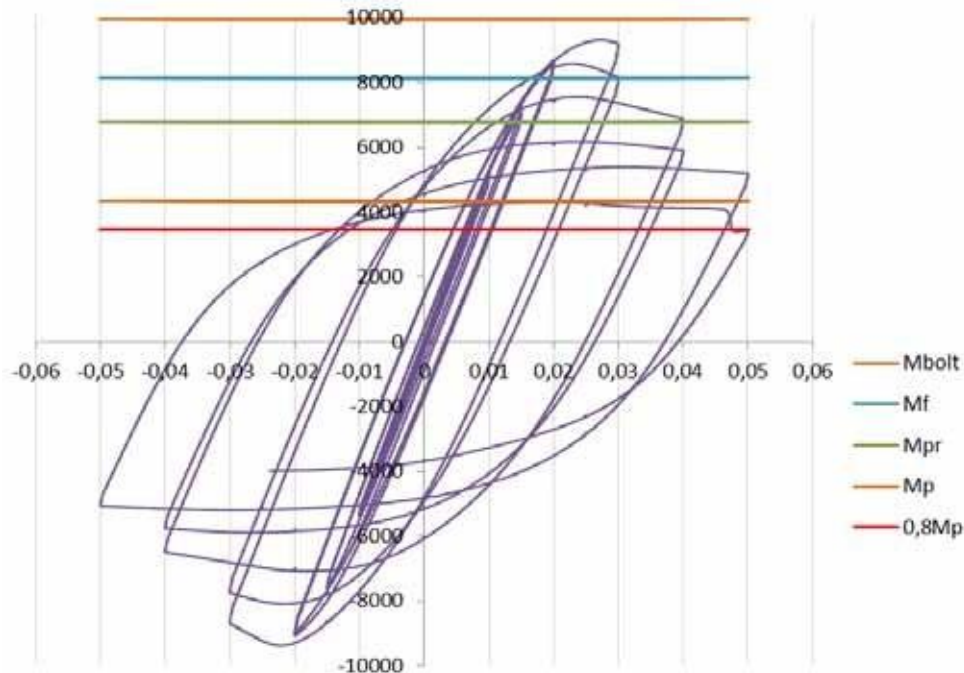


Figura VI.38 Especimen #3; ciclos de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), con identificación de los momentos determinados por el procedimiento de diseño de la conexión

Resumen de los ensayos

Un aspecto representativo que vale la pena destacar se refiere al pandeo local de los elementos de la sección del miembro. En la Figura VI.39 se puede apreciar el pandeo de los elementos para tres estados importantes del ángulo de rotación plástica. En todos los estados mostrados se nota el pandeo local plástico en el ala de la viga, específicamente en el lado plano y el pandeo local combinado del alma de la viga, el cual se podría dividir en un pandeo plástico en la zona cercana al radio de esquina del perfil y un pandeo elástico en la zona central del lado plano del alma, el cual es más

visible a medida que se aleja de las esquinas del tubular, como ya se expuso en los capítulos anteriores el alma de la viga está sometida a tensiones de compresión y tracción no uniforme por flexión, a diferencia del ala la cual está sometida a compresión o tracción uniforme.

Sin embargo, se nota que la predisposición de pandeo del alma contribuye de forma importante al cambio de forma de la sección transversal del perfil tubular rectangular en una zona específica de daño concentrado, igualmente se observa que cuando la carga se invierte, hay una recuperación parcial del elemento pandeado, claro está que todo dependerá del nivel de pandeo al cual haya sido expuesto el elemento o los elementos.

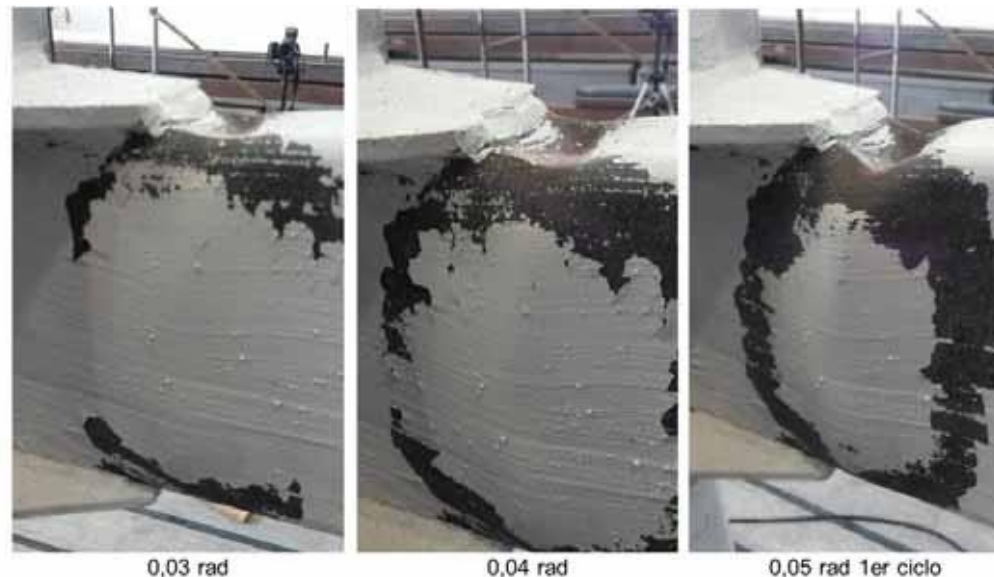


Figura VI.39 Pandeo local de los elementos de la secciones del miembro tipo viga del ensayo #3

Conjuntamente a lo anterior se indica que la articulación plástica se concentra en la zona donde se genera el pandeo, la cual está delimitada principalmente por la plancha de cubierta, es decir toda la longitud de la viga restante (más del 95% del miembro) permanece en el rango elástico de deformación, esto indica que la necesidad de cumplir con los límites de esbeltez local, solo aplicaría fundamentalmente a esta zona

de posible plastificación, la cual podría definirse como la distancia equivalente a la altura del perfil rectangular usado como viga, aunque se pudiera considerar que fijar un parámetro de $0,95d$, también pudiera ser razonable. Además se puede decir que la fuente principal de rotación plástica se concentra en la viga, según lo observado.

Como se sugirió en el párrafo anterior, las planchas de cubierta delimitaron la posición de la rótula plástica lejos de las planchas de extremas y por ende de la columna, igualmente éstas también distribuyeron las tensiones del ala de la viga en la plancha extrema, lo cual mitigó la aparición fallas frágiles tempranas en las esquinas del tubular que se unen a la plancha o placa extrema externa, ya que las concentraciones de tensiones por el conformado frío de estos tipos de perfiles pueden producir este efecto.

Igualmente se expone que no se pudo evidenciar si hubo contribución a la rotación plástica importante en la zona del panel, así como en los demás elementos que conforman la conexión.

Con respecto a la disipación de energía; la cual está definida por el área encerrada dentro de la curva o los ciclos de histéresis, carga versus desplazamiento, se menciona, que la mayor parte ocurre luego de alcanzar el ángulo deriva de $0,02$ radianes, principalmente en la viga, ya que no se pudo determinar la contribución de la zona del panel de otros elementos de la conexión. De forma específica se identificó que el comportamiento es mayoritariamente elástico hasta la rotación de $0,015$ radianes, de allí en adelante se empieza a contabilizar leve disipación de energía hasta $0,02$ radianes, a partir de este punto inicia la etapa importante de disipación energía hasta $0,04$ radianes, en la etapa de $0,05$ radianes la contribución es menor hasta la falla del miembro.

Un aspecto que vale la pena destacar se refiere a la resistencia de la conexión mostrada en los ensayos. En el Cuadro VI.1 se exhiben los momentos teóricos o

nominales versus los momentos máximos, se resalta que en todos los casos, el momento máximo ocurrió para un ángulo de deriva de 0,03 radianes, esto hecho coincide con el análisis de los elementos finitos.

Esta gran diferencia, entre el momento máximo y el momento plástico, se debe a la variabilidad de la resistencia material (resistencia esperada) utilizado para la fabricación de los perfiles tubulares, cabe destacar que los valores reales regularmente están por encima de la resistencia mínima especificada, incluso para algunos casos con porcentajes superiores a 45%, otros aspectos que posiblemente hayan aumentado la resistencia a flexión, es la presencia de las planchas o placas de cubierta colocadas en las vigas, la posición de la rótula plástica y la influencia de los diafragmas y rigidizadores.

Cuadro VI.1 Momentos resistentes de la conexión empernada propuesta

Ensayo	P_{max} Kgf	M_{max} Kgf-m	M_b Kgf-m	M_f Kgf-m	M_{pr} Kgf-m	M_p Kgf-m	$0,8M_p$ Kgf-m
Espécimen #1	6.142	9.214	9.950	8.131	6.785	4.327	3.462
Espécimen #2	6.347	9.521	9.950	8.131	6.785	4.327	3.462
Espécimen #3	6.206	9.309	9.950	8.131	6.785	4.327	3.462

En cuanto al desempeño de la conexión se puede indicar que no se presentó ningún daño aparente en sus elementos; diafragmas, rigidizadores, planchas extremas y de cubierta, así como en los pernos.

También se menciona que no se evidenció deslizamiento en ninguna de las conexiones ensayadas, esto indica que la pretensión de los pernos fue la adecuada, así como que la compresión generada entre las planchas extremas es suficientemente importante para evitar este efecto.

Otro aspecto a apreciar se refiere a que la viga tubular no necesitó arriostramiento lateral debido a la gran resistencia y rigidez a la torsión de los perfiles tubulares rectangulares, este aspecto es fundamental para los perfiles abiertos debido a la susceptibilidad al pandeo lateral torsional.

Para el caso de la columna, se resalta que no tuvo problema alguno evidente en los tres ensayos realizados, aunque no cumplía con los límites mínimos de relación de esbeltez local para miembros de alta y moderada ductilidad. Es esencial recordar que para las columnas siempre está la ventaja poder rellenar con concreto estructural para superar el escollo de la predisposición del pandeo local, reforzar con planchas, según los límites generales máximos sugeridos en las normas de diseño.

Con respecto a la comparación de los resultados experimentales versus el resultado del análisis con elementos finitos, se puede resaltar que el momento máximo para los especímenes ensayados es ligeramente mayor que el analizado por el método de los elementos finitos, para el ensayo # 1 la diferencia es del 8%, 11% para el ensayo #2 y 9% para el ensayo #3, ver Cuadro VI.2. Sin embargo los momentos producidos para la rotación de 0,04 radianes y 0,05 radianes de la simulación son ligeramente superiores a los resultados experimentales con excepción del ensayo #1, ver Figuras VI.40, VI.41 y VI.42. En general el comportamiento global tiende a ser el mismo para la simulación con MEF y los ensayos experimentales, la pérdida de resistencia inicia luego su superar una rotación de 0,03 radianes. La diferencia fundamental se refiere a que los ensayos experimentales se detuvieron luego de alcanzar una rotación de 0,05 radianes por la aparición de agrietamiento en las esquinas de las vigas tubulares.

El mecanismo de falla de los especímenes, para todos los ensayos, fue el agrietamiento en las alas del perfil tubular luego de la ocurrencia del pandeo local, después de superar ampliamente el rango elástico de deformaciones y estar en la etapa plastificación moderada de la sección, este efecto fue más acentuado para los ensayos #2 y #3. Solo para el primer espécimen la falla inició en el lado plano del ala,

para los demás fue en las esquinas de los tubulares después de alcanzar el ángulo de deriva de 0,04 radianes.

Cuadro VI.2 Cargas y momentos máximos de los análisis realizados a las conexión empernada propuesta y conexión soldada

Tipo de conexión	P_{max} Kgf	M_{max} Kgf-m
Empernada Ensayo espécimen #1	6.142	9.214
Empernada Ensayo espécimen #2	6.347	9.521
Empernada Ensayo espécimen #3	6.206	9.309
Empernada Simulación MEF	5.646	8.469
Soldada Simulación MEF	2.010	3.015

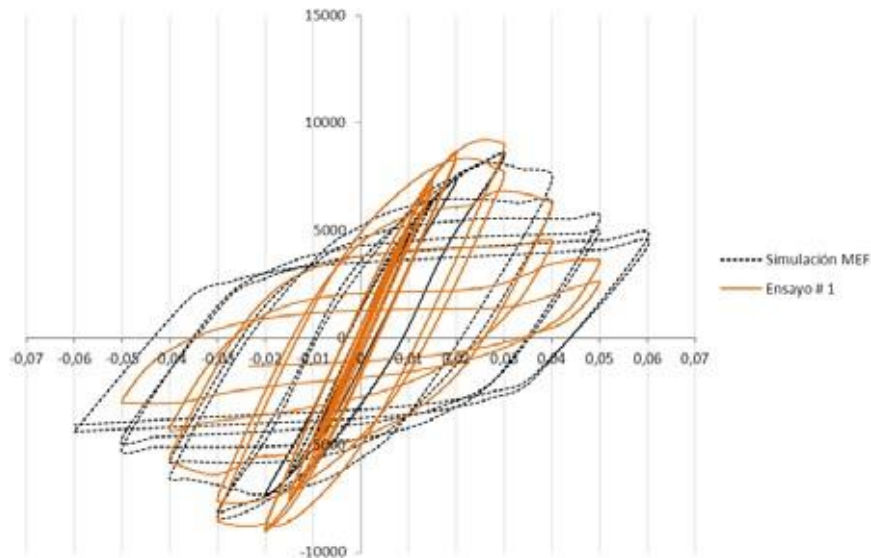


Figura VI.40 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la simulación con MEF en comparación del ensayo #1

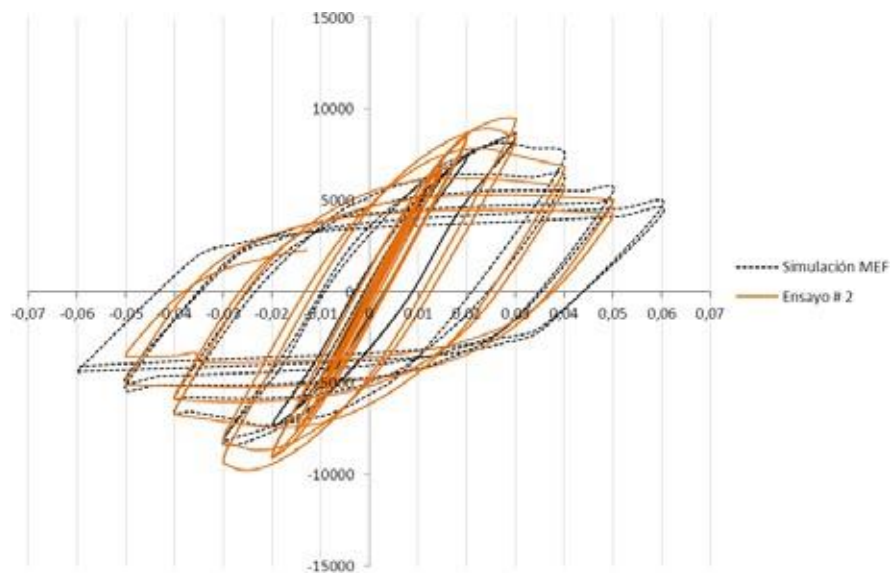


Figura VI.41 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la simulación con MEF en comparación del ensayo #2

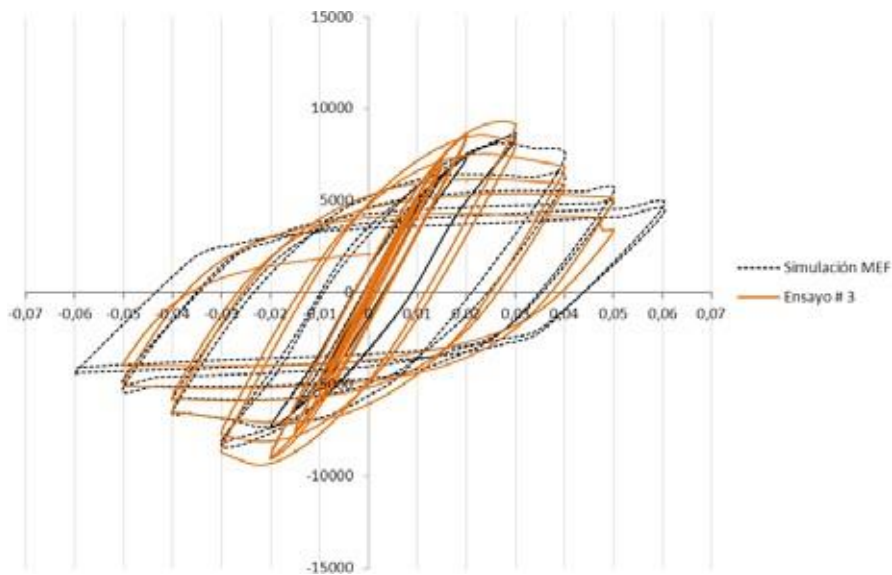


Figura VI.42 Diagrama de histéresis, momento (Kgf-m) vs. rotación plástica (radianes), de la simulación con MEF en comparación del ensayo #3

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Introducción

En Venezuela la aplicación de los perfiles tubulares estructurales HSS en la confección de las estructuras de acero para edificaciones y otras construcciones, es de uso común. Estos perfiles se han empleado ampliamente en el país como columnas, arriostramientos y vigas, debido principalmente a su gran resistencia a la compresión, torsión y a la flexión, así como la posibilidad de facilitar la construcción modular, mixta (acero-concreto), disminución del peso de la estructura y el aprovechamiento estético de los mismos. No obstante, existe poca investigación referente al diseño de conexiones a momento entre perfiles tubulares en general, es decir los conformados en frío y en caliente. Esta situación ha generado una cultura constructiva que no le ha prestado la importancia debida a la confección de este tipo de conexiones. A partir de lo anterior se decidió generar este trabajo, el cual se focalizó en el estudio del comportamiento de una conexión a momento empernada entre perfiles tubulares HSS de producción nacional, a través de la generación de un procedimiento simplificado para el diseño, de acuerdo a la normas y especificaciones de diseño reconocidas, análisis por elementos finitos y análisis experimental de las conexiones a escala real, con la finalidad de calificarla según los requerimientos y recomendaciones principales establecidos en el protocolo del ANSI/AISC341 vigente.

Conclusiones

1. Se presentaron las consideraciones generales normativas para el diseño de perfiles tubulares como miembros pertenecientes al sistema resistente a sismos, especialmente para pórticos resistentes a momentos con conexiones empernadas con planchas o placas extremas.

2. Se propuso un diseño y detallado para la conexión empernada a momento viga-columna entre perfiles tubulares con planchas extremas, según las características de los perfiles tubulares, la funcionalidad y factibilidad de fabricación de los elementos utilizados en el detallado. Lo anterior fue soportado según la experiencia previa sobre los resultados de los ensayos de conexiones entre columna tubular y viga de perfil abierto y las tradicionales conexiones entre perfiles abiertos.
3. Se elaboró un procedimiento práctico de diseño para el tipo de conexión propuesta en esta investigación, el cual se basa en un conjunto de pasos lógicos que permiten la configuración de la conexión, según el estado del arte actual del diseño sismorresistente de conexiones a momento con pernos.
4. Se evaluó la conexión propuesta a través del método de los elementos finitos, en donde se determinó las zonas de concentración de tensiones de sus partes o elementos, a partir de esta evaluación se obtuvo el prototipo definitivo empleado en los ensayos experimentales a escala real.
5. Se realizaron tres ensayos experimentales cuasi-estáticos de la conexión elegida, con el propósito de determinar el desempeño general de la misma; resistencia, rigidez, las zonas de disipación de energía de los tubulares utilizados como vigas y del entorno de la conexión, así como el mecanismo de falla del prototipo.
6. Los resultados obtenidos de los tres ensayos cíclicos o alternantes cuasi-estáticos, muestran un buen desempeño de la conexión, es decir no se detectaron alteraciones importantes; concentraciones de tensiones o fisuras en los diafragmas, rigidizadores, pernos, planchas extremas y de cubierta. Lo cual indica que esta conexión puede ser utilizada para sistemas especiales SMF e intermedios de momento IMF, ya que cumple para todos los casos el

requisito de aceptación y rechazo exigido por las Previsiones Sísmicas ANSI/AISC 341. Cabe destacar, que para el último sistema mencionado (IMF), solo se exige una rotación de 0,02 radianes con una resistencia a flexión por encima del 80% de momento plástico teórico, M_p , lo cual es más fácil de alcanzar, según los resultados obtenidos en esta investigación. Con respecto a los sistemas especiales SMF, se considera que para que el comportamiento sea más estable se deben utilizar perfiles tubulares rectangulares con relaciones de esbelteces locales más bajas, principalmente para las almas, es decir perfiles más gruesos.

- a. Lo anterior indica que el procedimiento de diseño puede generar conexiones seguras de acuerdo al alcance establecido en esta investigación, ya que la resistencia a flexión de los pernos trabajando en tracción fue superior en los tres ensayos, al momento máximo producido en cada espécimen. Por consiguiente, el patrón de líneas de cedencia adoptado; el cual es formado por la plancha de cubierta o platabanda y el perfil tubular usado como viga, y la teoría de la T partida o dividida (stud-tee o split-tee), son funcionales para vigas tubulares rectangulares.
- b. Igualmente el diseño de los diafragmas y de los rigidizadores, se ajustan bien a los resultados obtenidos en los ensayos y en la simulaciones. También se destaca, que la validación por medio del método de los elementos finitos es un elemento de ayuda económico y rápido, el cual permite reorientar cualquier dimensión de los detalles o aditamentos de la conexión, así como del tipo de soldadura a emplear.
- c. De los tres ensayos se rescata que la conexión permite el total desarrollo de la capacidad resistente a flexión de la viga tubular más allá del límite elástico. En este sentido se destaca que los especímenes

desarrollaron momentos máximos que duplicaron el momento plástico, esto indica que existen factores que aumentan de forma significativa la resistencia a flexión de la conexión y de la viga.

- d. El mecanismo de falla de los especímenes para todos los ensayos fue el agrietamiento en las alas del perfil tubular luego de la ocurrencia del pandeo local, después de superar ampliamente el rango elástico de deformaciones y estar en la etapa plastificación moderada de la sección.
- e. En esta investigación se demostró que la viga con relación de esbeltez local para ala de $b/t = 12,50$ y para alma de $h/t = 45,01$ tiene la capacidad de disipar energía por deformación inelástica, sin embargo hubo pérdida de resistencia de más 20% para el ángulo de deriva de 0,04 radianes con respecto al momento máximo, en todos los casos. Pero se mantuvo por encima, en todos los casos, del 80% del momento plástico nominal, M_p , para 0,02 y 0,04 radianes (para ND2 y ND3 respectivamente), con el cual se realiza el diseño a flexión de miembros cuando es utilizado el perfil tubular como viga en sistemas resistentes a sismos.

Recomendaciones

- 1. En primera instancia, vale la pena comentar que sería conveniente la realización de ensayos a los perfiles tubulares factibles de aplicación como vigas, los rectangulares, con la finalidad de evaluar su comportamiento ante cargas alternantes y que esta información de índole experimental ayude a definir límites mínimos para la relación de esbeltez local de las alas y las almas para los sistemas especiales e intermedios a momento, por supuesto la

investigación experimental se puede complementar con análisis de elementos finitos, para ampliar el rango de la investigación.

2. Aunado a lo anterior, se podría sugerir la fabricación un perfil tubular con mayor espesor al utilizado en esta investigación, pero con las mismas dimensiones exteriores, con el objetivo de determinar la influencia en cuanto a la disminución de las esbelteces locales de los elementos; alas y almas, en este tipo de conexión
3. También es importante tomar las precauciones necesarias para la realización de las soldaduras en la plancha de cubierta, especialmente en la zona de demanda crítica, ya que si se supera el espesor máximo permitido del cordón, específicamente en la zona plana del ala, el metal base más delgado puede sufrir cambios en su microestructura que lo conviertan en un material frágil, como ocurrió en el primer espécimen.
4. Es importante continuar con las investigaciones sobre este tipo de conexión, especialmente con vigas en ambos lados con la finalidad de evaluar la condición para columnas centrales, aplicando el procedimiento simplificado de esta investigación con sus posibles modificaciones.
5. Con el propósito de aumentar la capacidad de disipación de energía y de aminorar la pérdida de resistencia durante los ciclos de cargas con altas derivas, se podría plantear el aumento el tamaño longitudinal de la plancha de cubierta para compartir la disipación de energía con ala del perfil, a través de un detallado adecuado, el cual podría ser del tipo de sección reducida u otro similar.
6. Con respecto al punto anterior, también se podría implementar un detallado especial (con rigidizadores externos) en la zona de la viga dónde se va a generar la rótula plástica, este detallado puede ser similar al establecido para la viga eslabón, enlace o link de los sistemas con pórticos con diagonales excéntricas.

7. Evaluar la contribución real de la disipación de energía de los otros elementos que regularmente ayudan a disipar energía por deformación inelástica; zona de panel.

REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction (1997). Hollow Structural Sections. Connections Manual. USA.

American Institute of Steel Construction (1997). Specifications for the Design of Steel Hollow Structural Sections. USA.

American Institute of Steel Construction (2000). Load and Resistance Factor Design Specifications for Steel Hollow Structural Sections. USA.

American Institute of Steel Construction (2003). Steel Design Guide n° 4 Extended End-Plate Moment Connections, seismic and wind applications. 2nd edition. USA.

American Institute of Steel Construction (2005). Manual of Steel Construction. Thirteenth edition. USA.

American Institute of Steel Construction (2010). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications AISC/ANSI 358. USA.

American Institute of Steel Construction (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Building, ANSI/AISC 341. USA.

American Institute of Steel Construction (2010). Specifications for Structural Steel Building, ANSI/AISC 360. USA.

American Institute of Steel Construction, Steel Tube Institute y American Iron and Steel Institute (1997), Manual of Connections. USA.

American Iron and Steel Institute (1996). AISI Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members with Commentary, Supplement No. 1. Washington, D.C. USA.

American Iron and Steel Institute (2013). AISI Manual Cold Formed Steel Design – Vol. 1. USA.

American Iron and Steel Institute (2013). AISI Manual Cold Formed Steel Design – Vol. 2. USA.

American Society for Testing and Material (2012). Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes, ASTM A500/A500M. USA.

American Society for Testing and Material (2012). Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless, ASTM A53/A53M. USA.

American Society for Testing and Material (2015). Standard Specification for Cold-Formed Welded Carbon Steel Hollow Structural Sections (HSS), ASTM A1085/A1085M. USA.

American Welding Society (2010). Structural Welding Code-Steel, AWS D.1.1/D.1.1M. Miami FL, USA.

Architectural Institute of Japan-Kinki University (1997). Full-Scale Test of Beam-Column Subassemblages. AIJ-Kinki Steel Project. Japan.

Arthur G. (2010) Investigation of the Failure Mechanism and Moment Capacity Prediction in a Ten Flush end Plate Moment Connection. Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. USA.

Bertero V.V. Krawinkler H., y Popov E. P. (1971). Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages, EERC Report 73-27. University of California, Berkeley. USA.

Boorse M. (1999) Evaluation of the Inelastic Rotation Capability of Flush End-Plate Moment Connections. Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. USA.

Borgsmiller J. (1995) Simplified Method for Design of Moment End-Plate Connections, Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. USA.

Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire CIDECT (2004). Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections. Design Guide No. 9, Germany. Kurobane Y. y otros.

Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire CIDECT (2001). Hollow Section in Structural Applications. Netherlands. Wardenier J.

Elsevier Ltd (2006). Experimental and Analytical Investigation of Tubular Links for Eccentrically Braced Frames. Engineering Structures 29: 1929-1938. Berman J.W. y Bruneau. University of Buffalo, USA.

European Committee for Standardization (2006). Design of Steel Structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, Eurocode 3. Europa.

Fadden M. (2013). Cyclic Bending Behavior of Hollow Structural Sections and their Application in Seismic Moment Frame Systems. Dissertation. University of Michigan. USA.

Fadden M. y McCormick J. (2010) Large-Scale Testing of Hollow Structural Sections for Seismic Applications. Structures Congress. ASCE, USA.

Febres C. R. (2002) Modelo de Daño para Pórticos Planos de Acero Bajo Cargas Histeréticas, Tesis de Grado, Universidad de Los Andes, Mérida.

Federal Emergency Management Agency (2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA 350. USA.

Federal Emergency Management Agency (2000). State of the Art Report on Connection Performance, FEMA 355D. USA.

Galambos T.V, Lin F.J. y Johnston B.G. (1999) Diseño de Estructuras de Acero con LRFD. Prentice Hall, México. 336 p.

Garza L. (2011). Conexiones PRM Calificadas en Colombia. Ponencia presentada en el Encuentro Internacional del Acero. Medellín, Colombia.

González F. D. (2011) Consideraciones para el diseño de estructuras de acero sismorresistentes con perfiles tubulares conformados en frío (HSS). Ponencia presentada en el Congreso Internacional de Ingeniería Estructural & Sismorresistente. Valencia.

Haddad M. y Tremblay R. (2006). Influence of Connection Design on the Inelastic Seismic Response of HSS Steel Bracing Members. 11th International Symposium and II International Conference on Tubular Structures. Quebec, Canada. pp. 639-646.

Hussain S. y otros (2006) Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals. Los Angeles, USA.

Industrias Unicon C.A (2011) Diseño de Estructuras de Acero con Perfiles Tubulares. Caracas. Safina M. S. y González F.D. p 304.

Industrias Unicon C.A (2014) Diseño de Estructuras de Acero con Perfiles Tubulares. Segunda Edición. Caracas. Safina M. S y González F.D. p 326.

Johnson L.G., Cannon J.C. y Spooner L.A (1960). High Tensile Preloaded Bolted Joints for Development of Full Plastic Moments. British Welding Journal, 7,560-569.

Krawinkler H. Bertero V.V., y Popov E. P. (1971). Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblages, EERC Report 71-7. University of California, Berkeley. USA.

Liu Z. y Goel S. C. (1988) Cyclic Load Behavior of Concrete-Filled Tubular Braces. Journal of the Structural Division, ASCE, 114(7):1488-1506. USA

Magazine Earthquake Spectra (1996) Volumen 14 Número 4. USA.

Magazine Earthquake Spectra (1998), Volumen 14 Número 4. USA.

Martinez S., Tremblay R., y Packer J.A. (2008). Seismic Response of Circular Hollow Section Braces with Slotted End Connections. 12th International Symposium on Tubular Structures. Shanghai, China. pp. 227-233.

Mays T.W (2000). Application of the Finite Element Method to the Seismic Design and Analysis of Large Moment End-Plate Connections. Ph.D. Dissertation. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, Virginia. USA.

Ministerio de Ciencia y Tecnología. Fondonorma (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Parte I: Requisitos, COVENIN 1756-1. Caracas.

Ministerio de Ciencia y Tecnología. Fondonorma (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Parte II: Comentarios, COVENIN 1756-2. Caracas.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Fondonorma (1998). Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites. Primera Revisión, COVENIN 1618. Caracas.

Norma Europea UNE-EN 10219-1 (2007) Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 1: Condiciones de técnicas de suministros.

Norma Europea UNE-EN 10219-2 (2007) Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 2: Tolerancias, dimensiones y propiedades de sección. Europa.

Oliveira J.C. y otros (2008) Full-Scale Experimental Validation of Standardized Seismic-Resistant Cast Steel Brace Connectors, The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.

Pabón C. F. y Posada J. C., (2004) Diseño y Ensayo de Conexiones viga-columna en Estructuras de Acero., Trabajo Final, Ingeniero Civil, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín. Colombia.

Packer J.A. (2006). Tubular Brace Member Connections in Braced Steel Frames. 11th International Symposium and II International Conference on Tubular Structures. Quebec, Canada. pp. 3-11.

Popov E.P y Pinkney R.B. (1969). Cyclic Yield Reversals in Steel Building Connections ASCE, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 25, N°ST3, p.p 327-353. USA.

Popov E.P y Stephen R.M. (1970). Cyclic Loading of Full Size Steel Connections, EERC Report 70-3. University of California, Berkeley. USA.

Popov E.P, Amin N.R., Louie J.J. y Stephen R.M. (1969). Cyclic Behavior of Large Beam-to-Column Assemblies, Engineering Journal, ASIC, Chicago. USA.

Ryan J. (1999) Evaluation of Extended End-Plate Moment Connections Under Seismic Loading. Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. USA.

Sang W.H., Wook, T.K. y Douglas, A.F. (2007). Tensile Strength Equation for HSS Bracing Members Having Slotted End Connections. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 36:995-1008. Wiley InterScience.

Sarcos A., Delgado J. y García H. (2005). Cálculo Aproximado del Diagrama Momento-Rotación para Tubos Cuadrados de Pared Delgada Sometidos a Flexión Monotónica. Boletín Técnico del IMME Volumen 43 N°1, Venezuela.

Sherman D.R. (1995). "Stability Related Deterioration of Structures". Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting, Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA. USA.

Srouji R. Kukreti A. y Murray T. (1984) Yield-Line Analysis of the End-Plate Connections with Bolt Force Predictions. Addendum. Report N° FSEL/MBMA 83-05A. USA

Summer E. (2003) Unified Design of Extended End-Plate Connections Subject to Cyclic Loading. Dissertation. Virginia Polytechnic Institute and State University. USA.

Tremblay R. y otros (1995). Performance of Steel Structures During the 1994 Northridge Earthquake. Canada.

Tsai K.C y Popov E.P (1988). Steel Beam-Column Joints in Seismic Moment Resisting, EERC Report 88/19. University of California, Berkeley. USA.

Ugarte A., Sarcos A. y Florez J. (2006). Comportamiento de los Tubos Cuadrados a Flexión Monotónica, Boletín Técnico del IMME Volumen 44 N°2. Maracaibo, Venezuela.

University of Alberta Department of Civil Engineering (1982). Local Buckling Thin-Walled Tubular Steel Members. Structural Engineering Report N° 103. Canada. Stephens M.J., Kulak G.L y Montgomery C.J.

Uribe M. y Valencia G. (2009). Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Redalyc; Ingeniería e investigación, Vol. 29, Número, pp 24-34

Vincenza M. I. (2001) Behavior of Diagonal Knee Moment End-Plate Connections. Thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. Virginia. USA.

Wheeler A. Clarke M.J. y Hancock G.J (1997). Bending Tests of Bolted End Plate Connections in Cold Formed Rectangular Hollow Sections. Research Report, N° R827. Department of Civil Engineering, University of Sidney, Australia.

Wheeler A. Clarke M.J. y Hancock G.J (1997). Tests of Bolted Flange Plate Connections Joining Square and Rectangular Hollow Sections, Proceeding, Fourth Pacific Structural Steel Conference, Vol. 2, pp97-104. Pergamon, Singapore.

Wheeler A. Clarke M.J. y Hancock G.J (2003). Design Model for Bolted Moment End Plate Connections Joining Rectangular Using Eight Bolts. Research Report, N° R736. Department of Civil Engineering, University of Sidney, Australia.

Wheeler A.T. y otros. (1997). Design Model for Bolted Moment End Plate Connections using Rectangular Hollow Sections. Centre for Advanced Structural Engineering, Department of Civil Engineering University of Sidney, Australia.

Wilkinson T. (1999). The Plastic Behaviour of Cold-Formed Rectangular Hollow Sections. Thesis. The University of Sydney. Australia.

Wilkinson T. y Hancock G.I (1998). Tests to Examine Compact Web Slenderness of Cold-Formed RHS, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 24, N°10, October, p.p 1.166-1174. USA.

Yu W. (2000) "Cold-Formed Steel Design, Third Edition". John Wiley & Sons. USA.