



ADECUACIÓN DE LAS CONEXIONES SISMORRESISTENTES PRECALIFICADAS DEL AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC) A LA PRÁCTICA DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO EN VENEZUELA

RESUMEN

Este artículo es un resumen del Trabajo Especial de Grado “Adecuación de las conexiones precalificadas del American Institute of Steel Construction (AISC) a la práctica de las estructuras de acero en Venezuela”⁽¹⁴⁾ presentado en la UCAB en octubre del año 2011 como requisito para optar al título de ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL, en el cual se estudió la evolución de las conexiones a momento y la importancia del comportamiento de las mismas luego de los terremotos ocurridos en California (Northridge, 1994) y Japón (Kobe, 1995), que causaron grandes daños en las estructuras de acero por fracturas en las conexiones a momento.

Además presenta las actualizaciones que se han desarrollado internacionalmente por parte de la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) y el *American Institute of Steel Construction* (AISC); los procedimientos de cálculo para las conexiones a momento, en especial las conexiones de plancha extrema; ejemplos de aplicación para validar los procedimientos de cálculo y comparar las actualizaciones que se han publicado; tablas de diseño para los perfiles más usados en Venezuela y las propuestas de actualizaciones de las normas vigentes venezolanas.

■ Francis, María Alejandra.

email: alejandrafrancis@gmail.com

Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Metropolitana

■ Gutiérrez, Arnaldo

email: arnaldo.arnaldogutierrez@gmail.com

Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Santa María

Fecha de Recepción: 24 de enero de 2012
Fecha de Aceptación: 11 de noviembre de 2012

Palabras claves: estructuras de acero, pórticos resistentes a momento, conexiones precalificadas, conexiones de plancha extrema, AISC.

ADEQUACY OF THE AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC) PREQUALIFIED SEISMIC CONNECTIONS TO THE STEEL STRUCTURES PRACTICE IN VENEZUELA.

ABSTRACT

This article is a summary of the Special Work "Adequacy of American Institute of Steel Construction (AISC) prequalified seismic connections to the steel structures practice in Venezuela"⁽¹⁴⁾ presented at the UCAB on October 2011 as a requirement to achieve the degree of EXPERT IN STRUCTURAL ENGINEERING, which studies the evolution of the moment connections and the impact of their behavior after the earthquakes in California (Northridge, 1994) and Japan (Kobe, 1995) which caused extensive damages to steel structures fractured moment connections.

It also presents the updates that have been developed internationally by the *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) and the *American Institute of Steel Construction* (AISC); calculation procedures for moment connections, specially End Plate Moment Connections; application examples to validate the calculating procedures and compare the updates that have been published; design tables for shapes used in Venezuela and proposed upgrades Venezuela's existing standards.

Keywords: steel structures, seismic moment frame, prequalified connections, extended end plate connections, AISC.

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo fundamental del proyecto estructural es garantizar un comportamiento dúctil de la estructura, el cual permite disipar parte de la energía liberada por un sismo mediante el mecanismo de histéresis. Una de las formas de lograr ductilidad en el sistema es a través del concepto columna fuerte - viga débil, mediante el cual la conexión es capaz de resistir y transmitir a la columna todos los momentos producidos en la viga, formándose en ésta una rótula plástica.

A raíz de los terremotos ocurridos en California (Northridge, 1994) y Japón (Kobe, 1995) se comenzó a dudar del buen comportamiento de las conexiones usadas hasta la fecha, ya que meses después de los terremotos se evidenciaron fallas frágiles en las conexiones, por lo cual surgió la necesidad de proponer alternativas en las conexiones y definir una metodología para precalificarlas.

2. CONEXIONES A MOMENTO

A partir de 1920 se comenzaron a usar perfiles laminados en caliente para vigas y columnas y el tema de las conexiones en las estructuras de acero comenzó a evolucionar con la publicación de la Especificación del AISC (AISC 1928).

En 1947 se constituyó el *Research Council of Riveted and Bolted Structural Joints* y su primera especificación se editó en 1951, autorizándose la sustitución de los remaches por pernos de alta resistencia, también fue sustituido el recubrimiento de concreto para la protección de las conexiones al fuego por materiales de protección más ligeros.

2.1 Pre Northridge

A finales de 1960 y principios de 1970, se comenzó a incluir el uso de la soldadura para el diseño sismorresistente de los pórticos de acero resistentes a momentos con conexiones de alas soldadas y alma empernada. Estas conexiones presentaban soldadura de penetración completa para conectar el ala de la viga con la columna y una placa soldada a la columna y empernada al alma de la viga para transmitir las fuerzas de corte. Se usaban planchas continuas en las columnas para prevenir fallas en las alas y alma de la columna y transmitir tensiones uniformes a las alas de la viga.

Los resultados mostraron un mejor comportamiento inelástico en las conexiones de alas soldadas y alma empernada que en las conexiones completamente em-

pernadas usadas en el pasado, evidenciándose un pleno desarrollo de la capacidad plástica de la viga evitando una falla frágil en la conexión.

2.2 Post Northridge

Para los años 1994 y 1995 ocurrieron dos grandes terremotos, Northridge y Kobe, respectivamente, los cuales pusieron en duda el buen comportamiento de las conexiones usadas hasta ese momento. Meses después de ocurridos los terremotos se comenzaron a evidenciar fracturas frágiles en las conexiones a momento.

La fractura típica fue una grieta que se iniciaba en la soldadura, al nivel de la plancha de respaldo del ala inferior de la viga, propagándose por diferentes rutas. En algunos casos la fractura avanzaba completamente a través del espesor de la soldadura y al retirar la capa de protección contra el fuego se evidenciaban grietas en la zona justo detrás de la soldadura, en otros casos la grieta se propagaba en la columna o en la viga, atravesando a veces toda el alma de la columna.

Después de la falla de diversas propuestas de conexiones, los estudios e investigaciones fueron dirigidos a incrementar la capacidad rotacional de las conexiones parcialmente restringidas y de esta manera aumentar la capacidad de disipación de energía de los pórticos de acero.

3. CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES

Las conexiones en estructuras de acero son clasificadas por el AISC 360-2005⁽⁶⁾ como:

- Conexiones Simples: Este tipo de conexión transmite un momento de magnitud despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las conexiones simples permiten la rotación relativa de los miembros que conectan.
- Conexiones de Momento: Estas conexiones transmiten momento, lo que da lugar a dos tipos de conexiones, las cuales son denominadas:
 - Conexiones Completamente Restringidas (FR): es aquella que transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa. Una conexión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el án-

gulo entre los miembros conectados en los estados límite resistentes.

- Conexiones Parcialmente Restringidas (PR): es aquella que trasmite momento, pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza-deformación de la conexión debe ser incluida. Los miembros componentes de una conexión PR deberán tener suficiente rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes.

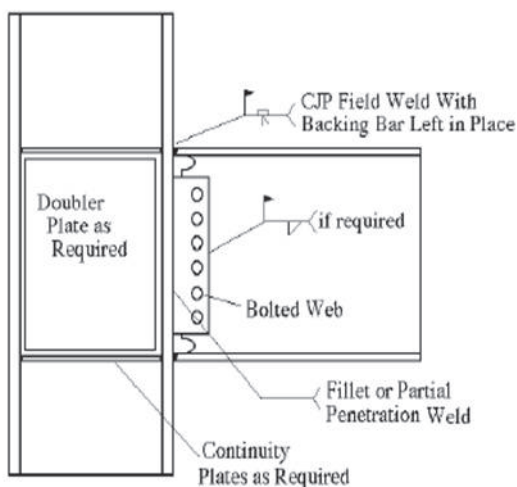


Figura 1. Conexión Pre-Northridge / Kobe⁽¹³⁾

3.1 Pórticos resistentes a momento

El AISC 341-05⁽¹⁾ clasifica los pórticos resistentes a momentos según su nivel de desempeño sismorresistente tal como se indica a continuación:

- **Pórticos especiales a momento (Special Moment Frames – SMF):** Sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas significativas de manera estable.
- **Pórticos intermedios a Momento (Intermediate Moment Frames – IMF):** Sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas moderadas de manera estable.
- **Pórticos Ordinarios a Momento (Ordinary Moment Frames – OMF):** Sistemas con una capacidad inelástica muy limitada, su desempeño está basado en el rango elástico.

La Norma venezolana COVENIN 1618-1998⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾ también clasifica los pórticos resistentes a momentos por su desempeño sismorresistente tal como lo clasifica el AISC, pero la equivalencia de los nombres son:

- Pórticos de acero con nivel de Diseño ND3 (SMF)
- Pórticos de acero con nivel de Diseño ND2 (IMF)
- Pórticos de acero con nivel de Diseño ND1 (OMF)

4. CONEXIONES PRECALIFICADAS

Los datos usados para precalificar una conexión se basan en ensayos realizados, los cuales deben ser desarrollados en un número suficiente de especímenes diferentes para demostrar que la conexión es fiable.

El CPRP (*Connection Prequalification Review Panel*) es el encargado de establecer los límites de precalificación de una conexión así como de determinar el número de ensayos y las variables a ser consideradas para la precalificación de las mismas.

Los ensayos deben reproducir lo más fielmente como sea posible las condiciones que se producirán en las conexiones, así como las propiedades de los materiales, tomando en cuenta las siguientes variables:

- Fuentes de rotación inelástica.
- Dimensiones de los miembros.
- Detalles de las conexiones y continuidad de las planchas.
- Propiedades de los materiales.
- Soldaduras y pernos.

5. CONEXIONES PRECALIFICADAS POR FEMA

La norma FEMA 350-2000⁽¹²⁾ presenta las siguientes conexiones precalificadas:

Tabla 1. Conexiones precalificadas soldadas completamente restringidas contenidas en la Norma FEMA 350-2000

Tipo de Conexión	Tipo de pórtico
Alas soldadas sin reforzar con alma empernada (WUF-B)	OMF
Alas soldadas sin reforzar con alma soldada (WUF-W)	OMF, SMF
De alas libre (FF)	OMF, SMF
Sección de viga reducida (RBS)	OMF, SMF
Plancha soldada en las alas (WFP)	OMF, SMF

Tabla 2. Conexiones precalificadas empernadas y completamente restringidas contenidas en la Norma FEMA 350-2000

Tipo de Conexión	Tipo de pórtico
De plancha extrema sin rigidizadores (BUEP)	OMF, SMF
De plancha extrema con rigidizadores (BSEP)	OMF, SMF
De plancha empernada en las alas (BFP)	OMF, SMF

6. CONEXIONES PRECALIFICADAS ACEPTADAS POR AISC

El AISC 358-05⁽³⁾ presenta las siguientes conexiones precalificadas:

Tabla 3. Conexiones precalificadas contenidas en la Norma AISC 358-05

Tipo de Conexión	Tipo de pórtico
De plancha extrema sin rigidizadores (BUEEP)	IMF, SMF
De plancha extrema con rigidizadores (BSEEP)	IMF, SMF*
Sección de viga reducida (RBS)	IMF, SMF

* No se considera una conexión precalificada cuando existen losas estructurales de concreto en contacto con el acero.

Tabla 4. Conexiones precalificadas incluidas en la Norma AISC 358-09 (4) El AISC 358-09(4) incluye las siguientes conexiones:

Tipo de Conexión	Tipo de pórtico
De plancha empernada en las alas (BFP)	IMF, SMF
Alas soldadas sin reforzar con alma soldada (WUF-W)	IMF, SMF
Con soportes de alta resistencia empernados (KBB)	IMF, SMF

Además se incorporó que las conexiones de plancha sin rigidizadores (4E-BUEEP) en pórticos especiales a momento serán consideradas precalificadas cuando la losa de concreto estructural esté en contacto con el acero siempre y cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- Además de cumplirse con los límites establecidos para la altura de la viga (Tabla 6), esta no debe ser menor a 24" (610 mm).

- No debe haber conectores de corte a una distancia equivalente a 1.5 veces la altura de la viga desde la cara del ala de la columna.
- La losa de concreto estructural debe estar separadas 1" (25mm) de ambas caras de las alas de la columna.

7. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES DE PLANCHA EXTREMA

Factores de Resistencia: De acuerdo con la *Guía de Diseño* del AISC N° 4 ⁽¹⁵⁾, en su edición del año 2003 los factores de minoración de la resistencia eran los siguientes:

- Factor de resistencia: $\phi = 0.75$
- Factor de resistencia a flexión: $\phi_b = 0.90$

Estos factores fueron modificados y ajustados de acuerdo con las investigaciones desarrolladas y para el año 2005 el AISC 358-05⁽³⁾ establece los siguientes factores de minoración de la resistencia:

- Estado límite dúctil: $\phi_d = 1.00$
- Estado límite no dúctil: $\phi_n = 0.90$

Localización de la Rótula Plástica: Para lograr una buena ductilidad y disipación de la energía es necesario que se presente el mecanismo de rótulas plásticas por flexión en las vigas, ya que de producirse rótulas plásticas en las columnas se podría provocar una falla catastrófica en la estructura.

La ubicación de la rótula plástica en las conexiones de plancha extrema no es igual para conexiones sin rigidizar y conexiones rigidizadas. A continuación se muestra como calcular la ubicación de la rótula plástica para cada caso según las relaciones propuestas por el AISC y FEMA:

- Conexiones sin rigidizadores:
AISC 358-05: $L_{h1} = \text{mínimo valor entre } (d/2 \text{ y } 3b_f) + t_p + d_c/2$
FEMA 350: $L_{h1} = d/3 + t_p + d_c/2$
- Conexiones con rigidizadores:
AISC 358-05 y FEMA 350:
 $L_{h2} = L_{st} + t_p + d_c/2$

Además la norma FEMA 350 establece que la localización de la rótula plástica sugerida para las conexiones precalificadas, es válida solo para pórticos con carga gravitacional limitada en la viga. Cuando en la viga está presente una carga gravitacional significativa, puede

cambiar la localización de la rótula plástica y en casos extremos puede incluso cambiar el mecanismo de falla. Si la demanda a flexión de la viga debido a cargas gravitatorias es menor al 30% de la capacidad plástica de la misma, se puede tomar la ubicación de la rótula plástica tal como ha sido indicada.

El AISC 360-05⁽⁶⁾ establece en el Apéndice 1 que la resistencia al corte plástico es:

$$V_p = V_n = 0.6 F_y A_w$$

Máximo Momento Probable: El máximo momento desarrollado en las rótulas plásticas viene dado por la siguiente ecuación:

$$M_{pe} = C_{pr} \times R_y \times Z_e \times F_y$$

- Factor de esfuerzo máximo en la conexión (AISC 358-05)(3): $C_{pr} = (F_y + F_u) / (2F_y) \leq 1.2$
- Factor de sobre-resistencia cedente (R_y)

Tabla 5. Valores R_y (AISC 341-05 y 341-10)⁽¹⁾⁽²⁾

Aplicación	R_y	
Perfiles laminados	AISC 341-05	AISC 341-10
ASTM A36/A36M **	1.5	1.5
ASTM A572/A572M Grado 42 (290) **	1.3	N/A *
ASTM A1043/1043M Grado 36 (248)	N/A*	1.3
ASTM A572/A572M Grado 50 (345) o 55 (380) ASTM A913/A913M Grado 50 (345), 60 (415) o 55 (450) ASTM A588/A588M ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grado 55 (380)	1.1	1.1
ASTM A529 Grado 50 (345)	1.2	1.2
ASTM A529 Grado 55 (380)	1.1	1.1

* El AISC 341-05 contemplaba el uso de acero ASTM A572/A572M Grado 42 (290) para perfiles laminados, pero en AISC 341-10, porque no está permitido su uso donde el efecto de la carga en los miembros o sus conexiones sea determinada por la tensión de cedencia del mismo. Además fue agregado el uso de acero ASTM A1043/1043M Grado 36 (248). ** Factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada encontrada en la Norma venezolana COVENIN 1618-1998⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾ para otro tipo de perfiles laminados $R_y = 1.1$.

- Módulo plástico de la sección (Z_e): depende de la geometría del perfil.

Planchas de continuidad de las alas de la viga:

En las conexiones vigas – columnas deben incorporarse planchas de continuidad entre las alas de la columna si

no se cumple con el espesor mínimo requerido para las alas de las columnas.

$$t_{fc \text{ req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi_n M_{np}}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{fc}$$

Cuando se requiera planchas de continuidad estas deben cumplir con las siguientes especificaciones, de acuerdo con el AISC 358-05:

- Cuando la conexión es a un solo lado de la columna, el espesor de las planchas de continuidad deben ser al menos la mitad del espesor de las alas de la viga.
- Cuando la conexión es por ambos lados de la columna el espesor de las planchas de continuidad deben ser al menos igual al espesor del ala más delgada de las vigas que se conectan a la columna.

Zona del Panel:

- Para SMF (AISC 341-05): El espesor individual del alma de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá ser: $t \geq (d_z + w_z) / 90$, donde:
 - t = espesor del alma de la columna o de las planchas adosadas (mm)
 - d_z = altura entre las alas de la viga más alta (mm)
 - w_z = anchura del panel entre las alas de la columna (mm)

La soldadura de las planchas adosadas debe ser de penetración completa o de filete. Cuando las planchas dobles son colocadas sobre el alma de la columna deben ser soldadas en la parte superior e inferior y cuando se colocan alejadas del alma de la columna deben ser soldadas a las planchas de continuidad.

- Para IMF (AISC 341-05): no requiere una especificación adicional.

Efecto de apalancamiento: Para que la plancha trabaje en el rango elástico deberá ser una plancha gruesa, ya que se debe evitar que se generen deformaciones inelásticas debido al apriete de los pernos (q), por lo cual se debe calcular la capacidad a tracción de los pernos y el momento requerido para resistir dicha tracción.

- Capacidad a tracción de los pernos:

$$P_t = F_t A_b = F_t \left(\frac{\pi d_b^2}{4} \right) 2$$

- Momento requerido para resistir la tracción de los pernos:

- Para conexiones de 4 pernos:

$$M_{np} = 2P_t(h_0 + h_1)$$

- Para conexiones de 8 pernos:

$$M_{np} = 2P_t(h_1 + h_2 + h_3 + h_4)$$

$$M_{pl} \geq 1.11 M_{np}$$

El momento M_{np} será usado en el diseño de la plancha para garantizar que no se desarrollarán fuerzas de arranque y lograr un comportamiento tipo "Plancha gruesa".

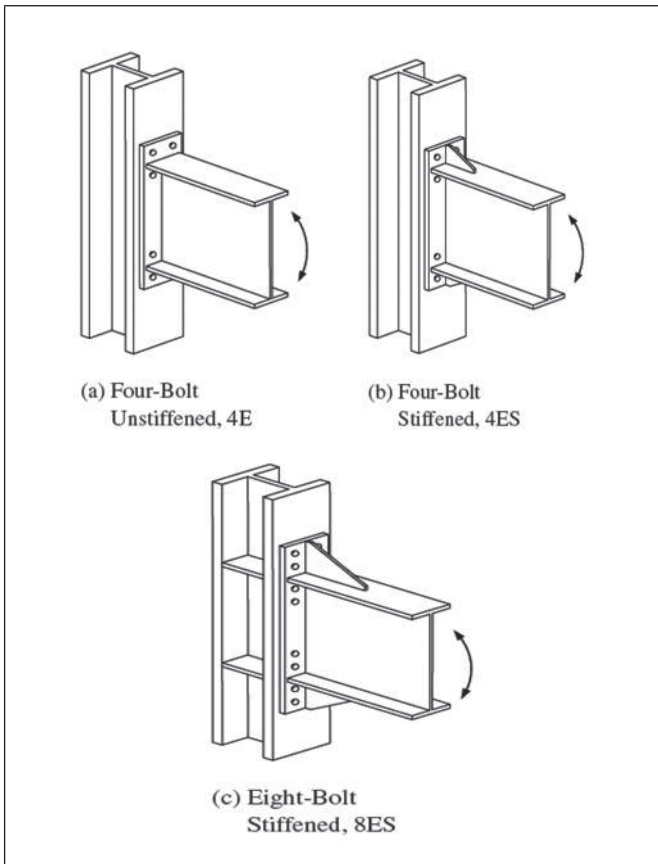


Figura 2. Conexiones de plancha extrema con o sin rigidizadores(3)

8. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO (AISC 358-05)(3)

1. Diseño de la plancha extrema y los pernos de conexión:

- Determinar el momento máximo en las caras de la columna.

$$M_f = M_{pe} + V_u S_h$$

- Momento plástico probable:

$$M_{pe} = C_{pr} + R_y + F_y + Z_x$$

- Fuerza cortante en la rótula plástica de la viga (Corte de Diseño):

$$V_u = \frac{2M_{pe}}{L'} + V_{gravidad}$$

- Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica:

- Conexiones sin rigidizar (4E):

$$S_h = \text{Menor valor entre } d/2 \text{ y } 3b_{bf}$$

- Conexiones rigidizadas (4ES y 8ES)

$$S_h = L_{st} + t_p$$

- Distancia entre rótulas plásticas:

$$L' = L - 2(Sh + d/2)$$

- Calcular el diámetro del perno.

- Conexiones con 4 pernos:

$$d_{b\text{requerido}} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}}$$

$$h_1 = d - t_{bf} \left(1 + \frac{1}{2}\right) - P_{f1}$$

$$h_0 = d - \frac{t_{bf}}{2} + P_{f0}$$

- Conexiones con 8 pernos

$$d_{\text{requerido}} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt} (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}}$$

$$h_1 = d - \frac{t_{bf}}{2} + P_{fo} + P_b$$

$$h_2 = d - \frac{t_{bf}}{2} + P_{fo}$$

$$h_3 = d - \tilde{t}_{bf} \left(1 + \frac{1}{2}\right) - P_{fi}$$

$$h_4 = d - t_{bf} \left(1 + \frac{1}{2}\right) - P_{fi} - P_b$$

- Calcular el espesor requerido para la plancha extrema.

$$t_{\text{requerido}} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

- Calcular fuerza en las alas de la viga

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}}$$

- Calcular el espesor requerido para los rigidizadores de la plancha extrema (solo para el caso de conexiones rigidizadas).

$$t_{s_{\min}} = t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

- Verificar la relación para evitar pandeo local de los rigidizadores.

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ts}}}$$

- Verificar la resistencia a corte de la porción extendida de la plancha extrema.

- Cedencia por corte

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi_d R_n = \phi_d 0.6 F_{yp} b_p t_p$$

- Ruptura por corte

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi_n R_n = \phi_n 0.6 F_{up} A_n$$

Área neta de la plancha:

$$A_n = \left[b_p - 2 \left(d_b + \frac{1}{8} \right) \right] t_p$$

- Verificar la ruptura por corte en los pernos.

$$V_u < \phi_n R_n = \phi_n n_b F_v A_b$$

- Verificar la resistencia al aplastamiento y desgarramiento por corte en la plancha y ala de la columna

$$V_u < \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

Plancha extrema

- Desgarramiento por los pernos externos

$$r_{no} = 1.2 L_c t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up}$$

$$L_c = d_c - \frac{d_a}{2}$$

- Desgarramiento por los pernos internos

$$r_{ni} = 1.2 L_c t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up}$$

$$L_c = P_{fi} + P_{fo} + t_{fb} - d_a$$

- Desgarramiento por los pernos intermedios (Para caso de 8 pernos)

$$r_{ni-2} = 1.2 L_c t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up}$$

$$L_c = P_b - d_a$$

Ala de la columna

- Desgarramiento por los pernos externos

$$r_{no} = 1.2 L_c t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up}$$

$$L_c = d_c - \frac{d_a}{2}$$

- Desgarramiento por los pernos internos

$$r_{ni} = 1.2L_c t_{cf} F_{uc} < 2.4d_b t_{bf} F_{uc}$$

$$L_c = P_{fi} + P_{fo} + t_{bf} - d_a$$

- Desgarramiento por los pernos intermedios (Para caso de 8 pernos)

$$r_{ni-2} = 1.2L_c t_{cf} F_{uc} < 2.4d_b t_{bf} F_{uc}$$

$$L_c = P_b - d_a$$

2. Diseño de la columna

- Chequear la flexión local en las alas de la columna.

$$t_{cfreq} = \sqrt{\frac{1.1\phi_n M_{np}}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{cf}$$

- Calcular la resistencia a la flexión de las alas de la columna sin rigidizadores.

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2$$

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d - t_{bf})}$$

- Calcular la cedencia local del alma.

$$R_n = C_t (6K_c + t_{bf} + 2t_p) F_{yc} t_{cw}$$

$$C_t = 0.5 \text{ si } S_o < d_c \text{ y } C_t = 1 \text{ si } S_o > d_c$$

- Calcular la resistencia al pandeo del alma.

$$\phi R_n \geq F_{fu} \text{ Donde: } \phi = 0.75$$

- Cuando $S_o < d_c$

$$R_n = \frac{12t_{cw}^3 \sqrt{EF_{yc}}}{h}$$

- Cuando $S_o > d_c$

$$R_n = \frac{24t_{cw}^3 \sqrt{EF_{yc}}}{h}$$

- Calcular la resistencia al aplastamiento local del alma.

$$\phi R_n \geq F_{fu} \text{ Donde: } \phi = 0.75$$

- Cuando $S_o < d_c$

$$R_n = 0.8t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}}$$

- Cuando $S_o > d_c$ y $N/d_c < 0.2$

$$R_n = 0.4t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}}$$

- Cuando $S_o > d_c$ y $N/d_c > 0.2$

$$R_n = 0.4t_{cw}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}}$$

$$N = t_{bf} + 2D_{bf}$$

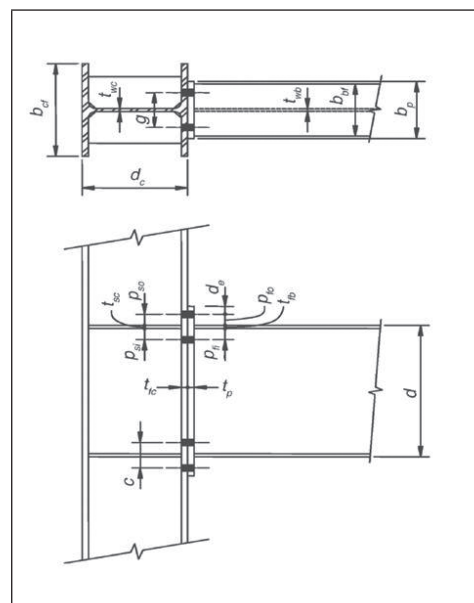


Figura 3. Geometría conexión 4 pernos sin rigidizar(3).

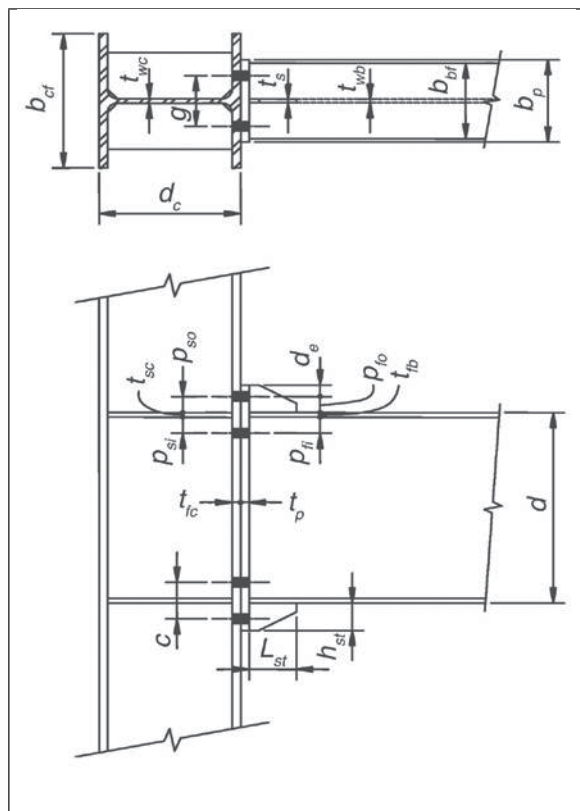


Figura 4. Geometría conexión 4 pernos rigidizada(3).

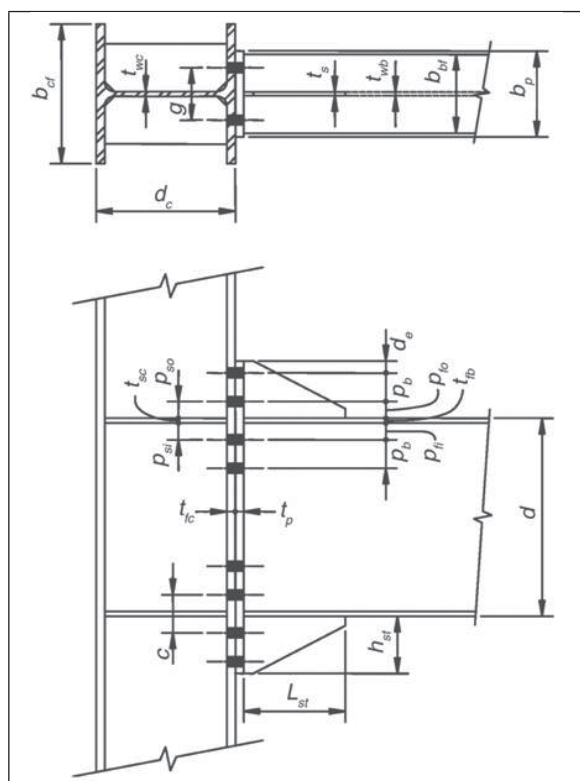


Figura 5. Geometría conexión 8 pernos rigidizada(3).

9. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Para el Trabajo Especial de Grado se realizaron hojas de cálculo⁽¹⁴⁾, en el programa Excel, para cada configuración de las conexiones de plancha extrema AISC (4E, 4ES y 8ES) y FEMA (4E y 8ES), tomando en consideración los procedimientos de cálculos contenidos en las Normas AISC 358-08, su actualización 358-09 y FEMA 350-2000;

A continuación se presenta el desarrollo de los ejemplos contenidos en la *Guía de Diseño* del AISC N° 4⁽¹⁵⁾ tomando en cuenta los mismos parámetros contenidos en ella, solo con la finalidad de validar la programación de las hojas de cálculo (porque esta Guía no aplica en diseño sismorresistente) para luego comparar los resultados con los procedimientos de cálculo contenidos en la Norma FEMA 355-200 y los procedimientos de cálculo actualizados por el AISC 358-05.

9.1 Ejemplo 1 (Conexiones 4E)

Para validar y comparar los resultados se desarrollará el ejemplo 4E-A contenido en la página 31 de la *Guía de Diseño* del AISC y los datos para el diseño son los siguientes:

- Viga: W21x55, Acero ASTM A922 ($F_{yb} = 3515 \text{ kgf/cm}^2$ y $F_{ub} = 4570 \text{ kgf/cm}^2$).
- Columna: W14x109, Acero ASTM A922 ($F_{yb} = 3515 \text{ kgf/cm}^2$ y $F_{ub} = 4570 \text{ kgf/cm}^2$).
- Pernos ASTM A490.
- Fuerza de Corte para el diseño $V_u = 18143.7 \text{ kgf}$
- $b_p = 229 \text{ mm}$, $g = 140 \text{ mm}$, p_{fi} y $p_{fo} = 51 \text{ mm}$, $d_e = 41 \text{ mm}$.

9.2 Ejemplo 2 (Conexiones 4ES)

Para validar y comparar los resultados se desarrollará el ejemplo 4ES-A contenido en la página 41 de la *Guía de Diseño* del AISC y los datos para el diseño son los mismos utilizados para el ejemplo anterior.

9.3 Ejemplo 3 (Conexiones 8ES)

Para validar y comparar los resultados se desarrollará el ejemplo 8ES-A contenido en la página 43 de la *Guía de Diseño* del AISC y los datos para el diseño son los siguientes:

- Viga: W21x55, Acero ASTM A922 ($F_{yb}=3515$ kgf/cm² y $F_{ub} = 4570$ kgf/cm²).
- Columna: W14x109, Acero ASTM A922 ($F_{yb}=3515$ kgf/cm² y $F_{ub} = 4570$ kgf/cm²).
- Pernos ASTM A490.
- Fuerza de Corte para el diseño $V_u=18143.7$ kgf
- $b_p = 229$ mm, $g = 140$ mm, p_{fi} y $p_{to} = 51$ mm, $d_e = 41$ mm, $P_b = 76.2$ mm

Tabla 6. Comparación resultados conexiones precalificadas de plancha extrema 4 pernos sin rigidizar (4E)

Parámetro	Guía de Diseño AISC N°4	Hoja de Cálculo	4E-AISC (358-05)	4E-FEMA (350-2000)
M_{pe}	87475 mkgf	87785	91781 mkgf	91781 mkgf
$L_p = S_h$	264.16 mm	264.00 mm	262.00 mm	221 mm
$M_{uc} = M_f$	92249 mkgf	92575 mkgf	96571 mkgf	95555 mkgf
$h_o = d_o$	572.52 mm	572.35 mm	572.35 mm	572.35 mm
$h_1 = d_1$	457.71 mm	457.05 mm	457.05 mm	457.05 mm
$d_{b req}$	30.98 mm	30.99 mm	28.89 mm	25.00 mm
$d_{b selec}$	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)	1" (25.40 mm)
M_{np}	129107.20 mkgf	129995 mkgf	129995 mkgf	-
Y_p	3764.28 mm	3756.00 mm	3756.00 mm	-
$t_{p req}$	30.22 mm	30.00 mm	31.20 mm	29.60 mm
$t_{p selec}$	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)
F_{fu}	179623 kgf	179862 kgf	187626 kgf	-
D_{fb}	CJP y Filete 8 mm	CJP y Filete 8 mm	CJP y Filete 8 mm	-
D_{wb}	8.00 mm	8.00 mm	8.00 mm	-
$Y_{c s/r}$	4320.54 mm	4316.75 mm	4316.75 mm	-
$t_{fc req s/r}$	27.94 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad	27.30 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad	29.10 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad	26.20 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad
t_{sc}	13 mm	13 mm	13 mm	6.00 mm
$Y_{c rig}$	7851.14 mm	7836.89 mm	7836.89 mm	-
$t_{fc req rig}$	20.83 mm < 21.84 mm Ok	20.30 mm < 21.84 mm Ok	21.60 mm < 21.84 mm Ok	-
$\phi R_{n cedencia local del alma}$	140160 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	140024 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	155816 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	-
$\phi R_{n pandeo alma columna}$	149685 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	153731 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	153731 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	-
$\phi R_{n aplastamiento local alma columna}$	121563 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	130177 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	130177 kgf < $F_f u$ Se deben colocar planchas de continuidad	-
F_{cu}	58060 kgf	53771 kgf	57449 kgf	-

La única diferencia notoria encontrada en los resultados mostrados en las Tablas 6, 7 y 8 es en el cálculo de la resistencia del alma de la columna, debido al impacto de la conversión de unidades de los factores N (anchura del ala de la viga más la soldadura colocada) y h (altura de la columna menos el valor de k en cada ala).

Los resultados obtenidos para el procedimiento de cálculo del AISC 358-05 presentan un ligero incremento en las fuerzas, resistencias y momentos calculados con respecto a los resultados de la Guía de Diseño y la Norma FEMA 2000, esto debido al incremento en los factores de resistencia (ϕ_n y ϕ_d).

Tabla 7. Comparación resultados conexiones precalificadas de plancha extrema 4 pernos rigidizada (4ES)

Parámetro	Guía de Diseño AISC N°4	Hoja de Cálculo	4ES-AISC (358-05)
M_{pe}	87475 mkgf	87785 mkgf	91781 mkgf
$L_p = S_n$	-	191 mm	191.00 mm
$M_{uc} = M_f$	-	92575 mkgf	95260 mkgf
$h_o = d_o$	572.52 mm	572.35 mm	572.35 mm
$h_1 = d_1$	457.71 mm	457.05 mm	457.05 mm
$d_{b req}$	-	30.76 mm	28.69 mm
$d_{b selec}$	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)
M_{np}	129107.20 mkgf	129995 mkgf	129995 mkgf
Y_p	4927.60 mm	4931 mm	4931.00 mm
$t_{p req}$	25.40 mm	26.20 mm	27.20 mm
$t_{p selec}$	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)	1 ¼ " (31.75 mm)
F_{fu}	-	177315 kgf	185079 kgf
$t_{st req}$	9.53 mm	9.53 mm	9.53 mm
$t_{st selec}$	10.00 mm	10.00 mm	10.00
D_{rig}	8.00 mm	8.00 mm	8.00 mm
h_{st}	92.07 mm	92.00 mm	92.00 mm
L_{st}	165.00 mm	160.00 mm	160.00 mm
D_{fb}	CJP y Filete 8.00 mm	CJP y Filete 8.00 mm	CJP y Filete 8.00
D_{wb}	8.00 mm	8.00 mm	8.00 mm
$Y_{c s/r}$	4320.54 mm	4316.75 mm	4316.75 mm
$t_{fc req s/r}$	27.94 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad	27.10 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad	26.30 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad
t_{sc}	13 mm	13 mm	13 mm
$Y_{c rig}$	-	7927.62 mm	7836.89 mm
$t_{fc req rig}$	-	20.10 mm < 21.84 mm Ok	19.50 mm < 21.84 mm Ok
ϕR_n cedencia local del alma	140160 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad	140024 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad	155582 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad
ϕR_n pandeo alma columna	149685 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad	153731 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad	153731 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad
ϕR_n aplastamiento local alma columna	121563 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad	130177 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad	130177 kgf < F_f Se deben colocar planchas de continuidad
F_{cu}	58060 kgf	51224 kgf	54902 kgf

Tabla 8. Comparación resultados conexiones precalificadas de plancha extrema 8 pernos rigidizada (8ES)

Parámetro	Guía de Diseño AISC N°4	Hoja de Cálculo
M_{pe}	87475.30 mkgf	87785 mkgf
$L_p = S_h$	292.10 mm	292.00 mm
$M_{uc} = M_f$	92755.30 mkgf	93083 mkgf
h_1	642.37 mm	642.55 mm
$h_2 = d_0$	566.17 mm	566.35 mm
h_3	464.06 mm	463.05 mm
$h_4 = d_1$	387.86 mm	386.85 mm
$d_{b req}$	24.64 mm	24.64 mm
$d_{b selec}$	1" (25.4 mm)	1" (25.4 mm)
M_{np}	131622.30 mkgf	131862 mkgf
Y_p	7051.05 mm	6996.00 mm
$t_{p req}$	22.10 mm	22.20 mm
$t_{p selec}$	7/8" (22.22 mm)	7/8" (22.22 mm)
F_{fu}	180986.40 kgf	180750 kgf
$t_{st req}$	9.53 mm	9.53 mm
$t_{st selec}$	13.00 mm	13.00 mm
D_{rig}	CJP	CJP
h_{st}	152.40 mm	153.95 mm
L_{st}	266.70 mm	267.00 mm
D_{fb}	CJP y Filete 8.00 mm	CJP y Filete 8.00 mm
D_{wb}	8.00 mm	8.0 mm
$Y_{c s/r}$	5704.84 mm	5705.95 mm
$t_{fc req s/r}$	24.64 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad	24.50 mm > 21.84 mm Se deben colocar planchas de continuidad
t_{sc}	13 mm	13 mm
$Y_{c rig}$	9593.58 mm	9546.81 mm
$t_{fc req rig}$	19.05 < 21.84 mm Ok	19.00 < 21.84 mm Ok
$\phi R_{n cedencia local del alma}$	131544 kgf < F_{fu} Se deben colocar planchas de continuidad	131988 kgf < F_{fu} Se deben colocar planchas de continuidad
$\phi R_{n pandeo alma columna}$	149688 kgf < F_{fu} Se deben colocar planchas de continuidad	153731 kgf < F_{fu} Se deben colocar planchas de continuidad
$\phi R_{n aplastamiento local alma columna}$	121565 kgf < F_{fu} Se deben colocar planchas de continuidad	130177 kgf < F_{fu} Se deben colocar planchas de continuidad
F_{cu}	59422 kgf	50574 kgf

No se presentaron los resultados obtenidos para el procedimiento de cálculo propuesto por el AISC 358-05 para las conexiones 8ES, debido a que el perfil utilizado para la viga (W21x55) no se encuentra dentro del rango permitido porque el espesor del ala del mismo (t_{fc}) es de

13.30 mm y el mínimo espesor permitido es de 14.00 mm. Además la distancia de pernos externos (P_p) indicada en el ejemplo de 76.20 mm también se encuentra fuera del rango de los parámetros precalificados, ya que el valor mínimo aceptado es de 89.00 mm.

10. TABLAS DE DISEÑO CON PERFILES UTILIZADOS EN VENEZUELA

Las tablas de diseño serán realizadas utilizando la Norma AISC 358-05⁽³⁾, por lo tanto se clasificarán los perfiles a utilizar como viga y columna para cada tipo de conexión de acuerdo con los siguientes parámetros límites contenidos en la Norma.

- Acero A36 para vigas.
- Acero A36 para columnas.
- Acero A36 para las planchas.
- Acero A325 para pernos de conexiones.
- Distancia entre columnas $L = 6.00$ m
- Altura al tope de la columna $S_o = 0.20$ m.
- Para las columnas: $g = 140$ mm.
- $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm y $d_e = 60$ mm
- $h_{st} = 105$ mm, (Conexiones 4 pernos rigidizada).
- $h_{st} = 195$ mm (Conexiones 8 pernos rigidizada)
- $L_{st} = 182$ mm (Conexiones 4 pernos rigidizada).
- $L_{st} = 338$ mm (Conexiones 8 pernos rigidizada)
- $P_b = 90$ mm (Conexiones 8 pernos)

Anchura de la plancha $b_p = 260$ mm ($2d_e + g$). Valor dentro del rango precalificado.

$V_{gravedad} = 0.3$ de la capacidad plástica del perfil.

Tabla 9. Perfiles dentro de los parámetros para cada tipo de conexión de plancha extrema

Miembro	IPN	IPE	HEA / HEB
Conexiones de 4 pernos sin rigidizar			
Viga	-	IPE-360 hasta IPE-600	-
Columna	IPN-550 hasta IPN-600	IPE-550 hasta IPE-600	HEB-220 hasta HEB-1000
Conexiones de 4 pernos rigidizada			
Viga	-	IPE-360 hasta IPE-600	-
Columna	IPN-400	IPE-300 hasta IPE-600	HEB-160 hasta HEB-1000
Conexiones de 8 pernos rigidizada			
Viga	-	IPE-500 hasta IPE-600	HEA-500 hasta HEA-600
Columna	-	IPE-550 hasta IPE-600	HEB-220 hasta HEB-1000

Nota: Los perfiles IPE e IPN se encuentran dentro del rango de los parámetros precalificados del AISC 358 pero no fueron utilizados como columna porque presentan un espesor de alas (t_c) muy pequeño y no cumplen con el mínimo requerido en el procedimiento de cálculo.

Tabla 10. Tablas de Diseño 4E - Vigas IPE 360 y Columnas HEB

Columna	HEB 400	HEB 500	HEB 600	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000
Viga	IPE 360 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm)						
L' (m)	5.24	5.14	5.04	4.94	4.84	4.74	4.64
V_u (kgf)	29117	29462	29820	30194	30582	30987	31409
M_f (mkgf)	51692	51754	51818	51886	51956	52028	52105
d_b (mm)	31.80	31.80	31.80	31.80	31.80	31.80	31.80
t_p (mm)	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00
F_{fu} (kgf)	148839	149018	149204	149397	149599	149808	150027
$t_{fc \text{ req } c/r}$ (mm)	21.52	19.83	18.51	17.44	16.55	15.80	15.14

Tabla 11. Tablas de Diseño 4E - Vigas IPE 400 y Columnas HEB

Columna	HEB 400	HEB 500	HEB 600	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000
Viga	IPE 400 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm)						
L' (m)	5.20	5.10	5.00	4.90	4.80	4.70	4.60
V_u (kgf)	36568	37018	37486	37973	38481	39009	39561
M_f (mkgf)	66971	67061	67155	67252	67354	67459	67570
d_b (mm)	31.80	31.80	31.80	31.80	31.80	31.80	31.80
t_p (mm)	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00
F_{fu} (kgf)	173276	173509	173751	174003	174265	174539	174824
$t_{fc \text{ req } c/r}$ (mm)	21.40	19.70	18.38	17.32	16.43	15.68	15.03

Tabla 12. Tablas de Diseño 4E - Vigas IPE 450 y Columnas HEB

Columna	HEB 400	HEB 500	HEB 600	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000
Viga	IPE 450 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm)						
L' (m)	5.15	5.05	4.95	4.85	4.75	4.65	4.55
V_u (kgf)	46840	47435	48055	48700	49372	50073	50804
M_f (mkgf)	87957	88091	88230	88375	88527	88684	88849
d_b (mm)	34.90	34.90	34.90	34.90	34.90	34.90	34.90
t_p (mm)	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00
F_{fu} (kgf)	202014	202322	202642	202975	203323	203685	204063
$t_{fc \text{ req } c/r}$ (mm)	23.17	21.69	20.24	19.07	18.10	17.27	16.55

Tabla 13. Tablas de Diseño 4E - Vigas IPE 500 y Columnas HEB

Columna	HEB 400	HEB 500	HEB 600	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000
Viga	IPE 500 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm)						
L' (m)	5.10	5.00	4.90	4.80	4.70	4.60	4.50
V_u (kgf)	59345	60127	60941	61789	62673	63596	64560
M_f (mkgf)	114569	114764	114968	115180	115401	115632	115872
d_b (mm)	38.10	38.10	38.10	38.10	38.10	38.10	38.10
t_p (mm)	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00
F_{fu} (kgf)	236712	237116	237537	237975	238432	238908	239406
$t_{fc \text{ req } c/r}$ (mm)	25.17	23.57	22.19	20.91	19.85	18.94	18.16

Para vigas IPE 600 el máximo momento probable a la cara de la columna es $M_f = 187599$ mkgf, por lo que se requiere un perno mayor a 42.51 mm (valor que supera

al máximo perno utilizado, $db_{\text{máx}} = 38.10$ mm - 1 1/2"). Por esta razón la conexión no puede ser diseñada.

Tabla 14. Tablas de Diseño 4ES - Vigas IPE 360 y Columnas HEB

Columna	HEB 260	HEB 300	HEB 400	HEB 500	HEB 600
Viga	IPE 360 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm, $h_{st} = 105$ mm, $L_{st} = 182$ mm)				
L' (m)	5.31	5.27	5.17	5.07	4.97
V_u (kgf)	28870	29003	29343	29697	30065
M_f (mkgf)	52600	52628	52701	52776	52855
d_b (mm)	31.80	31.80	31.80	31.80	31.80
t_p (mm)	31.00	31.00	31.00	31.00	31.00
F_{fu} (kgf)	151454	151536	151744	151962	152187
t_{st} (mm)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
$t_{fc \text{ req } s/r}$ (mm)	30.20	29.40	27.80	26.60	25.60
$t_{fc \text{ req } c/r}$ (mm)	21.38	20.79	19.72	18.18	16.98
Columna	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000	-
L' (m)	4.87	4.77	4.67	4.57	-
V_u (kgf)	30448	30847	31264	31698	
M_f (mkgf)	52936	53021	53110	53203	
d_b (mm)	31.80	31.80	31.80	31.80	
t_p (mm)	31.00	31.00	31.00	31.00	
F_{fu} (kgf)	152422	152667	152923	153189	
t_{st} (mm)	8.00	8.00	8.00	8.00	
$t_{fc \text{ req } s/r}$ (mm)	24.90	24.20	23.60	23.10	
$t_{fc \text{ req } c/r}$ (mm)	16.02	15.21	14.53	13.94	

Tabla 15. Tablas de Diseño 4ES - Vigas IPE 400 y Columnas HEB

Columna	HEB 260	HEB 300	HEB 400	HEB 500	HEB 600
Viga	IPE 400 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm, $h_{st} = 105$ mm, $L_{st} = 182$ mm)				
L' (m)	-	-	5.17	5.07	4.97
V_u (kgf)			36684	37138	37611
M_f (mkgf)			67471	67568	67669
d_b (mm)			31.80	31.80	31.80
t_p (mm)			31.00	31.00	31.00
F_{fu} (kgf)			174569	174820	175080
t_{st} (mm)			8.00	8.00	8.00
$t_{fc \text{ req } s/r}$ (mm)			29.85	28.56	27.54
$t_{fc \text{ req } c/r}$ (mm)			21.03	19.38	18.10

Columna	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000	-
L' (m)	4.87	4.77	4.67	4.57	
V _u (kgf)	38103	38616	39151	39709	
M _f (mkgf)	67773	67883	67996	68115	
d _b (mm)	31.80	31.80	31.80	31.80	
t _p (mm)	31.00	31.00	31.00	31.00	
F _{fu} (kgf)	175352	175634	175929	176236	
t _{st} (mm)	8.00	8.00	8.00	8.00	
t _{fc req s/r} (mm)	26.69	25.97	25.35	24.81	
t _{fc req c/r} (mm)	17.06	16.20	15.47	14.84	

Tabla 16. Tablas de Diseño 4ES - Vigas IPE 450 y Columnas HEB

Columna	HEB 260	HEB 300	HEB 400	HEB 500	HEB 600
Viga	IPE 450 (b _p = 260 mm, P _{fi} = 45 mm, P _{fo} = 45 mm, d _e = 60 mm, h _{st} = 105 mm, L _{st} = 182 mm)				
L' (m)			5.17	5.07	4.97
V _u (kgf)			46700	47290	47904
M _f (mkgf)			87365	87491	87621
d _b (mm)			34.90	34.90	34.90
t _p (mm)			31.00	31.00	31.00
F _{fu} (kgf)			200655	200944	201244
t _{st} (mm)			8.00	8.00	8.00
t _{fc req s/r} (mm)			32.03	30.64	29.54
t _{fc req c/r} (mm)			22.25	20.84	19.47
Columna			HEB 700	HEB 800	HEB 900
L' (m)	4.87	4.77	4.67	4.57	
V _u (kgf)	48542	49208	49902	50626	
M _f (mkgf)	87758	87899	88047	88201	
d _b (mm)	34.90	34.90	34.90	34.90	
t _p (mm)	31.00	31.00	31.00	31.00	
F _{fu} (kgf)	201556	201882	202221	202575	
t _{st} (mm)	8.00	8.00	8.00	8.00	
t _{fc req s/r} (mm)	28.63	27.86	27.20	26.61	
t _{fc req c/r} (mm)	18.35	17.43	16.65	15.97	

Tabla 17. Tablas de Diseño 4ES - Vigas IPE 500 y Columnas HEB

Columna	HEB 260	HEB 300	HEB 400	HEB 500	HEB 600
Viga	IPE 500 (b _p = 260 mm, P _{fi} = 45 mm, P _{fo} = 45 mm, d _e = 60 mm, h _{st} = 105 mm, L _{st} = 182 mm)				
L' (m)			5.16	5.06	4.96
V _u (kgf)			58890	59654	60449
M _f (mkgf)			112688	112856	113031
d _b (mm)			38.10	38.10	38.10
t _p (mm)			38.00	38.00	38.00
F _{fu} (kgf)			232827	233175	233536
t _{st} (mm)			8.00	8.00	8.00
t _{fc req s/r} (mm)			34.50	33.01	31.83
t _{fc req c/r} (mm)			23.85	22.54	21.06

Columna	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000	
L' (m)	4.86	4.76	4.66	4.56	-
V _u (kgf)	61276	62138	63038	63976	
M _f (mkgf)	113213	113403	113601	113807	
d _b (mm)	38.10	38.10	38.10	38.10	
t _p (mm)	38.00	38.00	38.00	38.00	
F _{fu} (kgf)	233912	234304	234713	235139	
t _{st} (mm)	8.00	8.00	8.00	8.00	
t _{fc req s/r} (mm)	30.85	30.02	29.30	28.68	
t _{fc req c/r} (mm)	19.86	18.86	18.02	17.29	

Tabla 18. Tablas de Diseño 8ES - Vigas HEA 500 y Columnas HEB

Columna	HEB 600	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000
Viga	HEA 500 (b _p = 260 mm, P _{fi} = 50 mm, P _{fo} = 50 mm, d _e = 60 mm, Pb = 90 mm, h _{st} = 195 mm, L _{st} = 338 mm)				
L' (m)	4.64	4.54	4.44	4.34	4.24
V _u (kgf)	100571	102282	104070	105940	107899
M _f (mkgf)	218301	218955	219638	220352	221100
d _b (mm)	38.10	38.10	38.10	38.10	38.10
t _p (mm)	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00
F _{fu} (kgf)	467454	468854	470316	471846	473449
t _{st} (mm)	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
t _{fc req s/r} (mm)	40.68	39.73	38.90	38.16	37.50
t _{fc req c/r} (mm)	28.21	27.34	26.55	25.44	24.47

Tabla 19. Tablas de Diseño 8ES - Vigas HEA 550 y Columnas HEB

Columna	HEB 600	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000
Viga	HEA 550 (b _p = 260 mm, P _{fi} = 50 mm, P _{fo} = 50 mm, d _e = 60 mm, Pb = 90 mm, h _{st} = 195 mm, L _{st} = 338 mm)				
L' (m)	4.64	4.54	4.44	4.34	4.24
V _u (kgf)	117202	119203	121294	123482	125773
M _f (mkgf)	255166	255930	256729	257565	258440
d _b (mm)	38.10	38.10	38.10	38.10	38.10
t _p (mm)	44.00	44.00	44.00	44.00	44.00
F _{fu} (kgf)	494507	495989	497537	499156	500853
t _{st} (mm)	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
t _{fc req s/r} (mm)	40.76	39.80	38.96	38.22	37.56
t _{fc req c/r} (mm)	28.33	27.44	26.65	25.54	24.56

Tabla 20. Tablas de Diseño 8ES - Vigas IPE 500 y Columnas HEB

Columna	HEB 260	HEB 300	HEB 400	HEB 500	HEB 600
Viga	IPE 500 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm, $P_b = 90$ mm, $h_{st} = 195$ mm, $L_{st} = 338$ mm)				
L' (m)			4.86	4.76	4.66
V_u (kgf)			61259	62121	63019
M_f (mkgf)			122337	122655	122987
d_b (mm)			28.60	28.60	28.60
t_p (mm)	-	-	31.00	31.00	31.00
F_{fu} (kgf)			252763	253420	254105
t_{st} (mm)			13.00	13.00	13.00
$t_{fc\ req\ s/r}$ (mm)			32.64	31.60	30.74
$t_{fc\ req\ c/r}$ (mm)			23.78	22.02	20.62
Columna	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000	-
L' (m)	4.56	4.46	4.36	4.26	
V_u (kgf)	63957	64937	65962	67035	
M_f (mkgf)	123333	123694	124073	124468	
d_b (mm)	28.60	28.60	28.60	28.60	
t_p (mm)	31.00	31.00	31.00	31.00	-
F_{fu} (kgf)	254820	255567	256348	257166	
t_{st} (mm)	13.00	13.00	13.00	13.00	
$t_{fc\ req\ s/r}$ (mm)	30.01	29.37	28.81	28.31	
$t_{fc\ req\ c/r}$ (mm)	19.48	18.52	17.70	16.99	

Tabla 21. Tablas de Diseño 8ES - Vigas IPE 550 y Columnas HEB

Columna	HEB 260	HEB 300	HEB 400	HEB 500	HEB 600
Viga	IPE 550 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm, $P_b = 90$ mm, $h_{st} = 195$ mm, $L_{st} = 338$ mm)				
L' (m)			4.86	4.76	4.65
V_u (kgf)			76505	77602	78911
M_f (mkgf)			155287	155692	156727
d_b (mm)			28.60	28.60	31.80
t_p (mm)	-	-	31.00	31.00	38.00
F_{fu} (kgf)			291454	292214	294158
t_{st} (mm)			13.00	13.00	13.00
$t_{fc\ req\ s/r}$ (mm)			32.69	31.65	34.23
$t_{fc\ req\ c/r}$ (mm)			23.90	23.09	24.34
Columna	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000	-
L' (m)	4.55	4.45	4.35	4.35	
V_u (kgf)	80113	81369	82683	82683	
M_f (mkgf)	157179	157651	158145	158145	
d_b (mm)	31.80	31.80	31.80	31.80	
t_p (mm)	38.00	38.00	38.00	38.00	-
F_{fu} (kgf)	295006	295892	296820	296820	
t_{st} (mm)	13.00	13.00	13.00	13.00	
$t_{fc\ req\ s/r}$ (mm)	33.41	32.70	32.07	32.07	
$t_{fc\ req\ c/r}$ (mm)	23.27	22.19	21.26	21.26	

Tabla 22. Tablas de Diseño 8ES - Vigas IPE 600 y Columnas HEB

Columna	HEB 260	HEB 300	HEB 400	HEB 500	HEB 600
Viga	IPE 600 ($b_p = 260$ mm, $P_{fi} = 45$ mm, $P_{fo} = 45$ mm, $d_e = 60$ mm, $P_b = 90$ mm, $h_{st} = 195$ mm, $L_{st} = 338$ mm)				
L' (m)				4.75	4.65
V_u (kgf)				95907	97356
M_f (mkgf)				195906	196451
d_b (mm)				31.80	31.80
t_p (mm)	-	-	-	38.00	38.00
F_{fu} (kgf)				337188	338126
t_{st} (mm)				13.00	13.00
$t_{fc\ req\ s/r}$ (mm)				35.21	34.25
$t_{fc\ req\ c/r}$ (mm)				25.37	24.27
Columna	HEB 700	HEB 800	HEB 900	HEB 1000	-
L' (m)	4.55	4.45	4.35	4.25	
V_u (kgf)	98868	100448	102101	103832	
M_f (mkgf)	197020	197614	198236	198886	
d_b (mm)	31.80	31.80	31.80	31.80	
t_p (mm)	38.00	38.00	38.00	38.00	-
F_{fu} (kgf)	339105	340127	341197	342317	
t_{st} (mm)	13.00	13.00	13.00	13.00	
$t_{fc\ req\ s/r}$ (mm)	33.43	32.72	32.09	31.53	
$t_{fc\ req\ c/r}$ (mm)	23.40	22.32	21.39	20.58	

11. CONCLUSIONES

Después de evaluar y comparar los procedimientos de cálculo propuestos en las Normas FEMA 350 y AISC 358 para las conexiones de plancha extrema se evidencia que para la fecha el American Institute of Steel Construction se ha encargado de mantener actualizados los procedimientos de cálculo para diversos tipos de conexiones a momento, así como también mantiene sus investigaciones y ensayos para comprobar la eficiencia y buen comportamiento de otras conexiones que hasta la fecha no han sido precalificadas por el AISC.

La metodología y los criterios para el diseño recomendados por el AISC 358 son una herramienta para el diseño de conexiones que por encontrarse precalificadas nos dan la seguridad de estar dimensionando uniones de vigas-columnas que no solo nos garantizan rigidez y resistencia sino también ductilidad de los pórticos resistentes a momento.

12. REFERENCIAS

- [1] ANSI/AISC 341-05. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". March 9, 2005. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [2] ANSI/AISC 341-05s1-05. "Supplement N° 1 to ANSI/AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". November 16, 2009. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [3] ANSI/AISC 358-05. "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications". December 13, 2005. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [4] ANSI/AISC 358-05s1-09. "Supplement N° 1 to ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications". June 18, 2009. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [5] ANSI/AISC 358-10. "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications". Draft, March 19, 2010.

- American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [6] ANSI/AISC 360-05. "Specification for Structural Steel Buildings". March 9, 2005. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [7] ANSI/AISC 360-10. "Specification for Structural Steel Buildings". June 22, 2010. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- [8] CHARLES J. Carter (2003) "Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: wind and Seismic Applications". Second Edition. American Institute of Steel Construction.
- [9] COVENIN 1618:1998. "Estructura de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites." (1ra Revisión). Venezuela
- [10] COVENIN 1618:1998. "Estructura de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites. Comentario" (1ra Revisión). Venezuela
- [11] COVENIN 1756-1:2001. "Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Requisitos" (1ra Revisión). Venezuela
- [11] COVENIN 1756-1:2001. "Edificaciones Sismorresistentes. Parte 2: Comentarios" (1ra Revisión). Venezuela
- [12] FEMA 350 (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings". Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.
- [13] FEMA 355D (2000). "State of Art Report on Connection Performance". Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.
- [14] Francis Gutiérrez, María Alejandra Francis Gutiérrez (2011). "Adecuación de las conexiones precalificadas del American Institute of Steel Construction (AISC) a la práctica de las estructuras de acero en Venezuela." Trabajo Especial de Grado presentado en la UCAB como requisito para optar al título de ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL. Caracas, Octubre, 83 p.
- [15] THOMAS M. Murray (2003) "Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications". Second Edition. American Institute of Steel Construction