

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Estudio comparativo en conexiones semirrígidas según la
normativa AISC y Eurocódigo para acero estructural

Trabajo de graduación presentado por Pedro Miguel Martínez
Guerra para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería
Civil

Guatemala
2015

Estudio comparativo en conexiones semirrígidas según la
normativa AISC y Eurocódigo para acero estructural

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



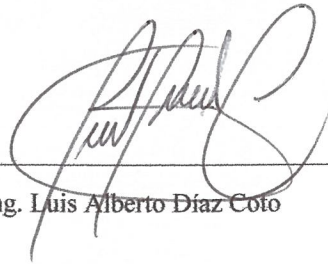
Estudio comparativo en conexiones semirrígidas según la
normativa AISC y Eurocódigo para acero estructural

Trabajo de graduación presentado por Pedro Miguel Martínez Guerra
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

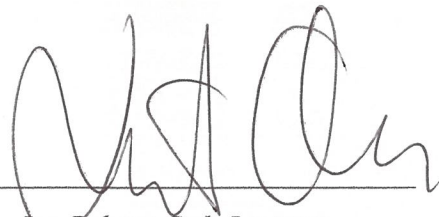
Guatemala

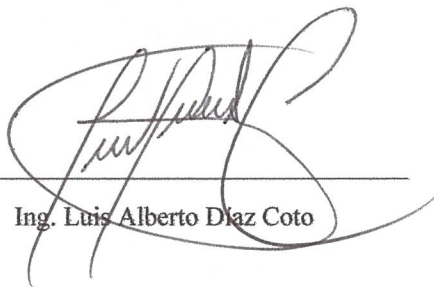
2015


Vo. Bo.

(f): 
Ing. Luis Alberto Díaz Coto

Tribunal examinador:

(f): 
Ing. Roberto Godo Levensen

(f): 
Ing. Luis Alberto Díaz Coto

(f): 
Ing. Erik Flores Aldana

Fecha de Aprobación: Guatemala 08 de diciembre de 2015

PREFACIO

El diseño y construcción de edificios ha experimentado una serie de innovaciones a lo largo de los últimos años. Estos cambios han sido necesarios ya que las exigencias estructurales son cada vez más altas. Es por eso que se han implementado en la construcción, nuevos materiales, sistemas estructurales y técnicas constructivas. Uno de los materiales que ha tenido un gran auge en los últimos años es el acero. Dicho material presenta una serie de ventajas para diseño lo que hace muy versátil. Así mismo existen diversos tipos de acero por lo se puede adaptar a las necesidades de cada proyecto y la característica constructiva más distinguida, es que cuenta con muchos elementos iguales dentro de su configuración, lo cual reduce el tiempo en el que se desarrolla la obra. Es por eso que hoy en día, la construcción de edificios se debe enfocar al desarrollo en acero, debido a que se pueden lograr los mismos resultados con secciones más livianas y de menores dimensiones.

La presente investigación comenzó como una sugerencia del departamento de Ingeniería Civil, con lo que se buscaba encontrar soluciones estructurales en acero para la configuración de sistemas de resistencia lateral. Uno de los principales sistemas de resistencia lateral en acero es el sistema de Marcos Resistentes a Momento SMF (Special Moment Frame). Para lograr una reducción de costos en este sistema estructural, se opta por implementar marcos semirrígidos, para lo cual deben considerarse los efectos plásticos de los elementos como conexiones y vigas; proceso complejo y generalmente evitado por los diseñadores.

Agradezco al Ingeniero Roberto Godo, por constante interés en el presente y al Ingeniero Luís Alberto Díaz por su asesoría a lo largo del proceso investigativo. Sin la ayuda de ambos, los resultados presentados a continuación no hubiesen sido posibles; agradezco a la fundación Juan Bautista Gutiérrez, por todo su apoyo desde el inicio de la carrera, por brindarme una oportunidad de estar dentro de este selecto grupo de futuros profesionales. Por último, me gustaría dedicar este esfuerzo a todos aquellos que creen.

CONTENIDO

PREFACIO	vi
LISTADO DE VARIABLES	x
LISTA DE TABLAS.....	xiv
LISTA DE ILUSTRACIONES	xv
RESUMEN.....	xvii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. OBJETIVOS.....	2
A. Objetivo general	2
B. Objetivos específicos.....	2
III. MARCO TEÓRICO	3
A. Estructuras resistentes a cargas laterales y cargas dinámicas	3
1. Descripción	3
2. Tipos de sistemas de resistencia lateral.....	3
B. Conexiones en marcos resistentes a momento	6
1. Descripción y clasificación	6
2. Tipos de conexiones precalificadas AISC 358-10	7
C. Clasificación por rigidez según AISC	13
1. Descripción y clasificación	13

D.	Clasificación por rigidez y su criterio de diseño	14
1.	Clasificación por rigidez y criterio de diseño	14
2.	Conexiones de resistencia parcial	17
E.	Marcos semirrígidos	18
IV.	MARCO PRÁCTICO	21
A.	Información de diseño	21
1.	Diseño de conexiones por criterio AISC para conexión de placa gruesa	21
2.	Diseño de conexiones por criterio AISC para conexión de placa delgada	35
3.	Relación momento-deformación criterios AISC	44
4.	Diseño de conexiones por criterio Eurocódigo	49
5.	Comparativa criterios de diseño	61
6.	Recomendaciones recopilación bibliográfica	64
B.	Planteamiento del modelo	65
1.	Dimensionamiento geométrico del marco propuesto	65
2.	Selección e integración de cargas según LRFD y AGIES	66
3.	Comparativa y selección software a utilizar	66
4.	Selección de software	66
5.	Estructuración del modelo mediante software y asignación de cargas	71
6.	Análisis lineal estático para determinación de derivas	78
7.	Iteración de perfiles finales en cada uno de los marcos especiales	79
8.	Obtención de las reacciones de diseño para cada una de las conexiones	79

C.	Diseño de las conexiones y análisis push-over.....	80
D.	Interpretación de los resultados.....	83
V.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	87
VI.	CONCLUSIONES.....	90
VII.	RECOMENDACIONES.....	91
VIII.	BIBLIOGRAFÍA.....	92
IX.	ANEXOS.....	95
A.	Anexo 1. Ejemplo de memoria de cálculo para diseño por AISC.....	96
B.	Anexo 2. Ejemplo de memoria de cálculo para diseño por Eurocódigo.....	96
C.	Anexo 3. Memoria de cálculo de la estructura.....	96

LISTADO DE VARIABLES

a_1	Distancia medida del centro del patín a tensión al centro de la fila de pernos
A_b	Área de sección nominal para el diámetro de pernos especificado
a_p	Diagonal de la soldadura utilizada
A_s	Área nominal del perno
b_{fb}	Ancho del patín de la viga
b_{fc}	Ancho del patín de la columna
b_p	Ancho de la placa de conexión
C_{pr}	Factor de Fluencia tomando en cuenta el endurecimiento de la sección
d	Alto de la viga (a patines exteriores)
d_b	Diámetro nominal del perno
$D_{b\text{Req'd}}$	Diámetro de pernos requerido
d_c	Alto de la columna (a patines exteriores)
d_e	Extensión de placa de conexión (después de los patines de la viga)
d_m	Diámetro de los pernos
E	36,000 ksi para el acero
E	36,000 ksi para el acero
e	Distancia entre el borde de la placa y el eje de las columnas de pernos
F_i	Tensión de rotura especificada por LRFD (90 ksi para pernos A325 N, y 113 ksi para ASTM A490)
F_u	Esfuerzo de ruptura de la placa extendida
F_{up}	Módulo de resistencia a la tracción de la placa extendida
$F_{t,Ed}$	Diseño en tensión del perno

$F_{V,Ed}$	Diseño en cortante por perno
F_u	Esfuerzo último de los pernos
F_y	Esfuerzo de Fluencia del material
F_{ypl}	Esfuerzo de fluencia del material de la placa
F_{yp}	El límite elástico del material de la placa
F_{ys}	Esfuerzo de fluencia del material del rigidizante
g	Separación de los pernos (en planta)
h_i	Distancia de la línea central del patín a compresión a la (i) posición de la línea de pernos
h_r	Distancia de la fila de pernos al centro del patín en compresión
h_{st}	Alto del rigidizante
k_c	Distancia del rostro exterior del patín de la columna a la unión del patín con el alma o el filete
L_c	Distancia libre, en dirección de la fuerza, entre el rostro del agujero del perno y el rostro del perno adyacente o el rostro del material más cercano
	Distancia del rostro de la columna para la articulación plástica
	Para la conexión de 4 pernos sin rigidizante (4E)
L_p	$= \min \left\{ \begin{array}{l} d/2 \\ 3b_f \end{array} \right. \text{ (3.3 AISC Design Guide 4)}$
	Para las conexiones con rigidizantes (4ES, 8ED) = $L_{st} + t_p$ (3.4 AISC Design Guide 4)
L_{st}	Longitud de desarrollo del rigidizante (a partir de la placa)
m	Distancia del perno exterior a la cara exterior del patín de la viga
M_{pe}	$M_{pe} = 1.1 R_y F_y Z_x$ (3.2 AISC Design Guide 4)
M_S	Momento en condiciones de servicio
$M_{j,b1Ed}$	Momento del análisis en el lado derecho

$M_{j,b2Ed}$	Momento del análisis en el lado izquierdo
$M_{pl,Rd,beam}$	$= F_y S_{xx}$ momento plástico de la viga
$M_{pl,Rd,col}$	$= F_y S_{xx}$ momento plástico de la columna
$M_{pl,st,Rd}$	Momento de diseño del rigidizante
p_{fi}	Distancia del patín de la viga (interior) al perno interior
P_{fo}	Distancia del rostro del rigidizantes (exterior) de columna al perno exterior
p_{fo}	Distancia del patín de la viga (exterior) al perno exterior
P_{si}	Distancia del rostro del rigidizantes (interior) de columna al perno interior
	Resistencia a la tracción de los pernos
P_t	$= F_t A_b = F_t \left(\frac{\pi d_b^2}{4} \right)$ (3.9 AISC Design Guide 4)
R_n	$= 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$ para cada uno de los pernos (3.19 AISC Design Guide 4)
	La razón de capacidad esperada para el límite elástico del material
R_y	1.1 para $F_y = 50$ ksi, y 1.5 para $F_y=36$ ksi
	La razón de capacidad esperada para el límite elástico del material
R_y	1.1 para $F_y = 50$ ksi, y 1.5 para $F_y=36$ ksi
s	Zona protegida de la columna (r en AISC)
t_{fb}	Espesor del patín de la viga
t_{fc}	Espesor del patín de la columna
t_p	Espesor de la placa de conexión
t_{pl}	Espesor de la placa
t_s	Espesor del rigidizante
$t_{s,req'd}$	Espesor de la placa de rigidizante requerido
t_{sc}	Espesor de los rigidizantes de la columna (colocados dentro de los patines)
t_{wb}	Espesor del alma de la viga

t_{wc}	Espesor del alma de la columna
V_u	Cortante en la articulación plástica
Y_p	El límite de resistencia según el tipo de conexión
Z_e	Módulo Plástico de la sección en la ubicación de la articulación plástica
γ_{ov}	1.25
γ_r	1.25 Factor de resistencia
θ_s	Rotación en condiciones de servicio

LISTA DE TABLAS

Descripción	Página
Tabla 1- Comparativa de los parámetros de modificación respuesta sísmica y amplificación de derivas y limitantes	6
Tabla 2 - Valores de R_y para perfiles, secciones y placas de acero estructural	7
Tabla 3 – Clasificación de conexiones de acuerdo al método global de análisis	17
Tabla 4 - Modificación de los valores de pendiente deflexión para vigas con conexiones iguales en ambos extremos	19
Tabla 5. Clasificación de las conexiones	21
Tabla 6. Comparativa entre ventajas y desventajas según AISC	23
Tabla 7. Dimensiones válidas para el diseño según pruebas experimentales	33
Tabla 8. Modelos Momento-rotación M.R. Mohamadi-Shoore	47
Tabla 9 – Características de la metodología de diseño para conexiones semirrígidas de AISC / Eurocódigo	61
Tabla 10 - Integración de carga	66
Tabla 11 - Evaluación de alternativas de software	70
Tabla 12 - Integración de la carga gravitacional de las columnas	71
Tabla 13 - Selección de vigas secundarias para entepiso y techo	72
Tabla 14 – Momentos de diseño para la conexión	80
Tabla 15 - Diseño de la conexión por medio del método en AISC	80
Tabla 16 - Diseño de la conexión por medio del método en Eurocódigo	80
Tabla 17 - Parámetros de rigidez para cada una de las conexiones	81
Tabla 18. Gráficas de momento rotación ingresadas en el análisis push-over	82

LISTA DE ILUSTRACIONES

Descripción	Página
Ilustración 1 – Sistema de marcos embreizados	3
Ilustración 2- Sistema de marcos resistentes a momento	4
Ilustración 3- Ejemplo de conexión SMF	8
Ilustración 4 - Conexión pernada de placas extendidas.	9
Ilustración 5- Conexión WUF-W típica	10
Ilustración 6 - Conexión de bracket tipo Kaiser	11
Ilustración 7- Configuraciones de placa extendida	12
Ilustración 8 - Parámetros concernientes a cada tipo de conexión	13
Ilustración 9 - Clasificación de las conexiones según su rotación en condiciones de servicio	14
Ilustración 10 - Clasificación de las conexiones por resistencia y por rigidez rotacional	15
Ilustración 11 - Conexiones a momento sugeridas por Eurocódigo	15
Ilustración 12 - Clasificación por rigidez	18
Ilustración 13. Conexión de descarga	21
Ilustración 14. Conexión de placa extendida	21
Ilustración 15. Conexión de placa extendida con rigidizantes	22
Ilustración 16. Configuraciones de placa extendida aptas para diseño sísmico	22
Ilustración 17. Parámetros de diseño	24
Ilustración 18. Parámetros geométricos para las placas sin rigidizantes 4E (Conexión de 4 pernos sin rigidizantes, y Conexión de 4S pernos con rigidizantes)	24
Ilustración 19. Curvas de momento-rotación para los tipos de estructura básicos con un límite L/h de 24	45
Ilustración 20. Parámetros de los cuales depende la curva Momento-Rotación	48
Ilustración 21. Valores de α para placa y para columna sin rigidizar	58

Ilustración 22. Curva momento-rotación para una placa extendida	60
Ilustración 23 – Metodología de diseño para conexiones semirrígidas por AISC	62
Ilustración 24 - Metodología de diseño para conexiones semirrígidas por EUROCODIGO	63
Ilustración 25- Elevación y planta de la estructura sugerida	65
Ilustración 26 -. Interfaz de ETABS	67
Ilustración 27 -. Interfaz de SAP2000.....	68
Ilustración 28- Interfaz Robot Structural Analysis Professional	68
Ilustración 29 – Intefaz ANSYS Structural Analysis	69
Ilustración 30 – Interfaz software Inventor	70
Ilustración 31 - Hipótesis de carga utilizada según carga distribuida (Tabla 3.23 AISC 13th. Steel Construction Manual).....	72
Ilustración 32 - Hipótesis de carga, y deflexiones utilizadas (Tabla 3.23 AISC 13th. Steel Construction Manual).....	74
Ilustración 33 - Representación de los porcentajes de masa de la estructura	77
Ilustración 34 - Cargas aplicadas al modelo en SAP 2000	78
Ilustración 35 – Perfiles obtenidos mediante la iteración de cargas	79
Ilustración 36 Asignación de las zonas para articulación plástica según FEMA 358 Tabla 5.6	81
Ilustración 37 - Resultado del análisis push-over (se pueden observar las articulaciones plásticas formadas)	83
Ilustración 38 – Gráfica momento vs rotación para conexión 1	83
Ilustración 39 - Gráfica momento vs rotación para conexión 2	84
Ilustración 40 - Gráfica momento vs rotación para conexión 3	84
Ilustración 41- Conexión 1.....	85
Ilustración 42 – Conexión 2	85
Ilustración 43 – Conexión 3	85

RESUMEN

Las estructuras se encuentran constantemente expuestas a elevadas cargas laterales, debido a aceleraciones del suelo o la presión ejercida por el viento sobre la estructura. La protección que se le brinda a una estructura es por medio de los sistemas de resistencia lateral, los cuales se determinan de acuerdo a la tipología estructural, arquitectura, condiciones del sitio y la respuesta del suelo debido a la presencia de fallas tectónicas. Los sistemas de resistencia lateral, son un tema sumamente importante para la integridad de la estructura ante uno de estos eventos.

El objetivo principal del presente trabajo de investigación es describir y comparar la metodología de diseño que utiliza AISC y Eurocódigo para la conexión de 4 filas de pernos de placa extendida. El desarrollar marcos semirrígidos se puede hacer por medio de la implementación de conexiones semirrígidas; esto permite la reducción de momentos en el centro del claro de la viga, lo que se traduce en reducción de las dimensiones de los elementos del sistema de resistencia lateral.

Para esto, se comenzó con una recopilación bibliográfica extensiva, en la cual se describió la metodología de diseño por ambas normativas para la conexión analizada. Se determinó que el comportamiento esperado, se puede lograr bajo demandas de cargas bajas. Los elementos que generalmente se utilizan en los sistemas de resistencia lateral no cumplen con esto ya que son altamente solicitados. Ambas aproximaciones de diseño exhibieron resultados similares.

I. INTRODUCCIÓN

El presente documento busca describir el procedimiento de diseño de conexiones de placa pernada extendida sin rigidizar, por medio de la metodología de diseño de Eurocódigo según la norma EN 1993-1:8 y la AISC Design Guide 16. Se busca generar los gráficos de momento rotación por medio de ambas metodologías y comparar las diferencias obtenidas mediante ambos acercamientos. La elaboración de sistemas de resistencia lateral con perfiles de acero, requieren de soluciones de conexión que muchas veces son costosas y de difícil supervisión, la soldadura en obra representa grandes dificultades y requiere personal calificado para el fin; el proceso de montaje de la conexión propuesta muestra grandes ventajas respecto a las distintas alternativas de conexiones precalificadas según AISC 358-10.

La propuesta de conexiones semirrígidas representa grandes dificultades debido al análisis no lineal que se hace necesario para su diseño y la verificación posterior del comportamiento global de la estructura. Esta dificultad se basa principalmente en el comportamiento mixto de las conexiones que usualmente se asumen articuladas o a momento, esta consideración de rigidez permite reducir el momento nominal en el centro del claro de viga y en sus extremos; comportamiento que puede deducirse de una comparación de gráficas de momento para elementos simplemente apoyados y elementos a momento. Esta reducción a momento puede aprovecharse a fin de conseguir elementos de menor peso y por consiguiente estructuras más baratas.

Para este fin se comparan los resultados de diseño obtenidos mediante ambas metodologías de diseño, obteniendo los perfiles a conectar y las reacciones de diseño de un edificio de 3 niveles con bahías de 21 ft en ambas direcciones, ocupación de oficinas, y sistema de resistencia lateral de marcos intermedios a momento. Posteriormente se iterarán las cargas existentes considerando el cambio de rigidez en los nudos y se realizará por medio de FEMA 356 el análisis push-over correspondiente, este procedimiento de iteración de rigidez se valida por medio de la utilización de software. Se presenta el detallado metálico de las conexiones diseñadas, y la comparativa de los métodos de rigidez con superposición de gráficas. El análisis de los resultados arrojados por el push-over, así como la asignación de las gráficas momento-rotación se presenta a detalle, así como la explicación del comportamiento observado.

II. OBJETIVOS

A. Objetivo general

- Encontrar un punto óptimo, o rangos aceptables de deformación admisible para conexiones semirrígidas de placa extendida en marcos especiales a momento.

B. Objetivos específicos

- Realizar un análisis comparativo del método de diseño de conexiones de placa extendida en marcos especiales resistentes a momento según la metodología AISC y Eurocódigo.
- Diseñar conexiones de placa extendida en un marco resistente a momento con cargas específicas y dimensiones conocidas por ambas metodologías.
- Realizar las simulaciones dinámicas en marcos resistentes a momento específicos y describir la evaluación de desempeño de FEMA 356 por medio del método push-over.
- Realizar modelos de malla de elementos finitos para cada una de las conexiones y determinar los puntos de esfuerzos críticos, sugiriendo una optimización geométrica para las conexiones.
- Validar los resultados obtenidos mediante la elaboración y prueba de las conexiones antes descritas en laboratorio por un estudio paralelo.
- Discutir y presentar los resultados mediante una guía práctica de diseño de conexiones de placa extendida en marcos especiales resistentes a momento.

III. MARCO TEÓRICO

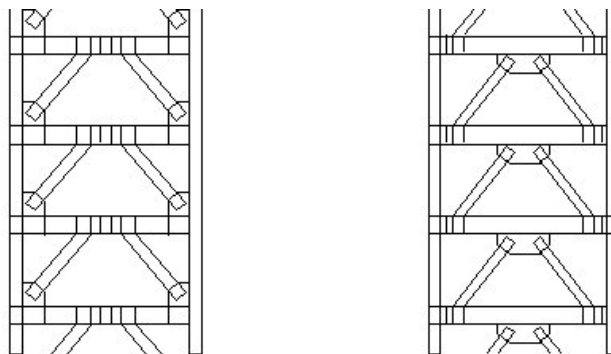
A. Estructuras resistentes a cargas laterales y cargas dinámicas

1. Descripción. Las estructuras sujetas a demandas elevadas de cargas laterales deben considerar el efecto flexionante de las mismas debido a las derivas que pueden ocurrir debido a la deformación de las mismas, y el daño que puede ocurrir ante un número de ciclos de carga y descarga debidos a la aceleración del suelo, (como en el caso de los sismos). Los niveles de protección y la tipología estructural del edificio requieren del análisis de las demandas arquitectónicas, de las condiciones del sitio, la respuesta del suelo debido a la presencia de fallas geológicas cercanas, y presiones laterales de viento. La selección de sistema estructural es un tema delicado y que requiere la atención de todos aquellos involucrados en el proyecto de infraestructura a realizarse, puesto que esto modificará los costos de la estructura, su arquitectura considerada, y el comportamiento ante la presencia de cargas o eventos determinados.

2. Tipos de sistemas de resistencia lateral

a. Marco embreizado. Como marco embreizado o arriostrado se pueden clasificar aquellos sistemas que con la ayuda de elementos concéntricos o excéntricos forman armaduras capaces de resistir las cargas laterales. La configuración de los elementos de embreizado pueden variar en configuración y respuesta ante los efectos a los que se someta la estructura. Estos marcos presentan demandas en derivas laterales especialmente bajas para estructuras de pequeña y mediana altura.

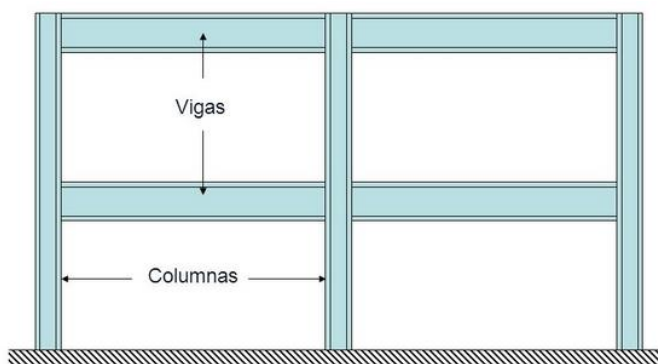
Ilustración 1 – Sistema de marcos embreizados



Fuente: (Universidad de Ljubljana, 1992)

b. Marcos resistentes a momento. En esta configuración los marcos de acero estructural, los elementos verticales y horizontales son los encargados de proveer la resistencia necesaria para resistir las demandas de diseño. Estos son capaces de exhibir una elevada ductilidad ante cargas cíclicas y su configuración puede variar según las características de diseño y las conexiones entre los perfiles.

Ilustración 2- Sistema de marcos resistentes a momento



Fuente: (Alacero, 2002)

c. Marcos OMF. Los sistemas de resistencia lateral concernientes al este estudio serán los marcos resistentes a momento compuestos únicamente por perfiles de acero estructural; es decir los OMF, IMF y SMF. Los criterios de diseño difieren para las distintas configuraciones, por lo tanto, un marco IMF y un SMF se diseñan para exhibir altos niveles de ductilidad y deformaciones en el rango inelástico, mientras un marco ordinario OMF debería presentar deformaciones mínimas o nulas en rango especificado. Para compensar ese límite en deformación, los marcos resistentes a momento se diseñan utilizando un factor de reducción Sísmica R menor, los sistemas compuestos de marcos ordinarios proveen una alta resistencia a las deformaciones y baja ductilidad, resultado de su robusta configuración. Los límites y determinantes de un marco OMF se detallan a continuación. Las conexiones aptas para este tipo de marco se detallan en la sección K1 del AISC 341-10. Un ejemplo claro de este tipo de conexiones lo representan las utilizadas en naves industriales. (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010)

d. Marcos IMF. Los marcos intermedios resistentes a momento deberían proveer niveles de rotación inelástica determinados mediante ensayos de laboratorio. Debido a esta reducción en los límites de capacidad rotacional se requiere un factor de respuesta sísmica R menor a un SMF, y se castiga con una reducción en los límites de altura que pueden utilizarse para estas construcciones. La deriva angular permitida para un marco intermedio es de 0.02 rad, mientras que la permitida para un SMF es de hasta 0.04 rad en la base (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2010). Las conexiones precalificadas para este tipo de sistemas se detallan en AISC 358-10 con un total de 6 conexiones permitidas, siendo las uniones adecuadas:

- Conexión pernada de placa extendida sin rigidizar (BUEEP)
- Conexión pernada de placa extendida rigidizada (BSEEP)
- Conexión pernada de placa extendida (BFP)
- La conexión no reforzada de soldadura de patín al alma (WUF-W)
- La conexión tipo Kaiser pernada (KBB).

Posteriormente se detallarán los parámetros de estas conexiones basados en los parámetros dispuestos por FEMA 350 y AISC 358-10. Como ejemplo de este tipo de marcos se tienen estructuras livianas con poca demanda en derivas y conexiones semirrígidas.

Los marcos SMF están diseñados para soportar importantes deformaciones en el rango inelástico durante eventos sísmicos prolongados. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas sucedan en las articulaciones plásticas formadas en las vigas, limitando así las deformaciones inelásticas en el panel de la columna. Este sistema estructural adopta el factor de respuesta más elevado concedido a sistemas estructurales aptos para zonas con alta sismicidad. Como ejemplo de estos sistemas se tienen los edificios altos con conexiones rígidas únicamente compuestos por vigas y columnas.

Tabla 1- Comparativa de los parámetros de modificación respuesta sísmica y amplificación de derivas y limitantes

Sistema estructural	Coeficiente de modificación de respuesta R	Parámetro de amplificación de derivas Cd	Límite de diseño por categoría sísmica				
			B	C	D	E	F
OMF	3.5	3	NL	NL	NP	NP	NP
IMF	4.5	4	NL	NL	PR	NP	NP
SMF	8	5.5	NL	NL	NL	NL	NL

NL = No limitado, NP= No permitido, PR= Permitido cuando las estructuras de un piso no excedan 35 ft.

Fuentes: (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010)

B. Conexiones en marcos resistentes a momento

1. Descripción y clasificación. Las conexiones en acero estructural para marcos especiales resistentes a momento (SMF) y marcos intermedios (IMF) deben cumplir con los criterios de diseño de las conexiones precalificadas especificadas en el manual de Conexiones Precalificadas para marcos Especiales e Intermedios resistentes a Momento para aplicaciones sísmicas AISC 358-10. Todas las conexiones deben cumplir con una serie de parámetros descritos esta norma y adicionalmente de parámetros descritos en el estándar de Previsiones Sísmicas para Estructuras en Acero AISC 341-10, cuyos parámetros de diseño usualmente requieren la atención de la Especificación para estructuras en acero AISC 360-10. Los parámetros referentes a la soldadura se detallan en el Código de soldadura Estructural para aplicaciones Sísmicas AWS D1.8/D1.8:M:2009.

Clasificación de los Marcos Resistentes a momento según AISC 341-10.

- Marcos ordinarios resistentes a momento (OMF)
- Marcos intermedios resistentes a momento (IMF)
- Marcos Especiales Resistentes a momento (SMF)
- Marcos de armaduras resistentes a momento (STMF)

2. Tipos de conexiones precalificadas AISC 358-10

- a. Criterios de diseño para conexiones precalificadas. El momento de diseño para una conexión

precalificada debe tener como mínimo el momento formado por la articulación plástica más el momento ocasionado por el cortante accidental en la articulación plástica según lo descrito a continuación:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

Depende de las propiedades del material y puede leerse de la Tabla A3.1 del AISC 341-10, y se presentan valores comunes para los materiales comúnmente utilizados.

Tabla 2 - Valores de R_y para perfiles, secciones y placas de acero estructural

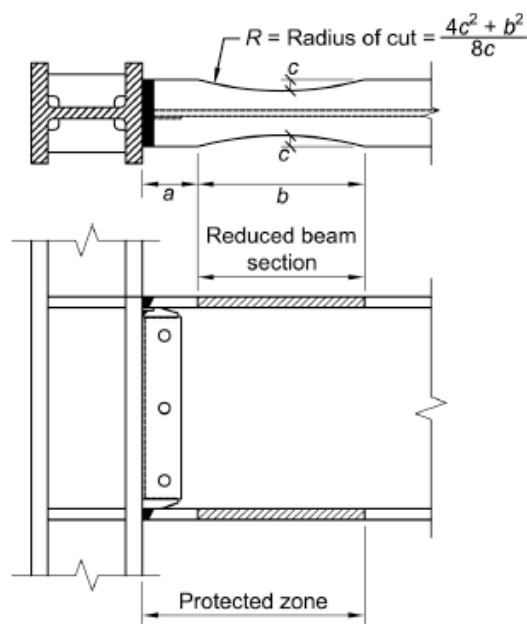
Tipo de perfil	Factor esperado de capacidad de fluencia
Perfiles rolados en caliente de acero estructural	
ASTM A36	1.2
ASTM A1043	1.3
ASTM A572, ASTM A913, ASTM A588, ASTM A992	1.1
ASTM 1042	1.2
ASTM A529	1.2
Perfiles HSS en acero estructural	
ASTM A500, ASTM A501	1.4
Perfiles denominación pipe	
ASTM A53	1.6
Placas y otros	
ASTM A36	1.3
ASTM A1043	1.3
A1011	1.1
ASTM A572 Gr. 55	1.1
ASTM 1043	1.1

Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2010)

- b. Conexiones precalificadas

1) Conexión de viga de sección reducida (RBS). En la conexión de viga reducida resistente a momento tiene una reducción de los patines en la viga, recortados selectivamente en una región adyacente a la conexión. La zona reducida tiene como principal motivo que en esta se forme la articulación plástica debido a la disminución de resistencia en la misma. Esta conexión cuenta con una serie de limitantes descritos a continuación.

Ilustración 3- Ejemplo de conexión SMF

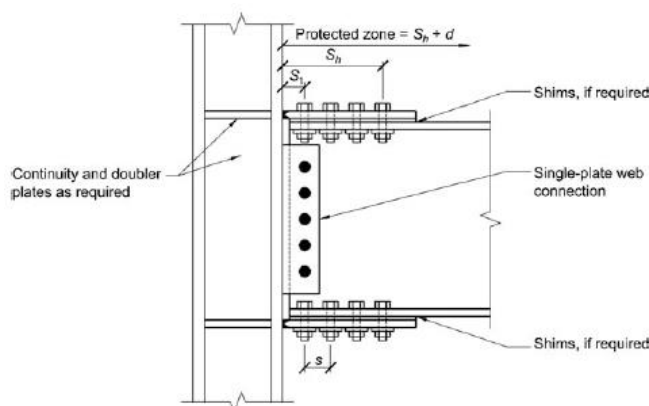


Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

- Los perfiles creados a partir de placas deben cumplir con los requisitos de la sección 2.3 AISC 358-10
- Los perfiles están limitados a las vigas W36 como máximo
- El peso de las vigas se limita a 300 lb/ft
- El patín de la viga no debe exceder de 1.75".
- La relación claro-altura está limitada a 7 para sistemas SMF y a 5 para IMF.
- Los perfiles deben mostrar alta ductilidad sísmica según las previsiones de AISC 351-10
- La zona protegida en la columna consiste en la porción de la viga comprendida entre el rostro de la columna y el final de la reducción de la viga.
- Las columnas deben cumplir con los requisitos de la sección 2.3 AISC 358-10
- La viga debe estar conectada al patín de la columna
- Las columnas están limitadas a los perfiles W36.
- No existe límite en el peso por pie para las columnas.
- El embreizamiento lateral debe cumplir con los requisitos del AISC 351-10.

2) Conexión pernada de placas extendidas (BFP). Esta conexión es apta para su utilización en marcos especiales a momento SMF y marcos IMF, siempre que se cumplan los requerimientos disponibles. Cuando se utiliza este tipo de conexiones en combinación con losas estructurales, esta debe mantenerse separada de ambos patines de la columna al menos 1". La conexión consta de dos placas de acero en las que se perna el patín de la viga a conectar y un pasador de corte pernado a la viga y soldado a la columna que sostiene el alma de la viga.

Ilustración 4 - Conexión pernada de placas extendidas.

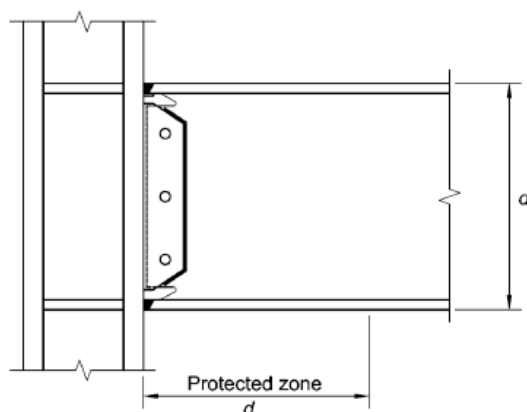


Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

- La viga está limitada a perfiles W36
- El peso de la viga está limitado a 150 lb/ft.
- El patín de la viga está limitado a 1".
- La relación claro-altura está limitada a 9 para sistemas SMF y a 7 para sistemas IMF.
- La zona protegida debe considerarse como la distancia del rostro de la columna al primer perno más 12".
- Las columnas están limitadas a perfiles W36 cuando existe una losa estructural, y en su ausencia a perfiles W14.
- La conexión se realiza al patín de la columna.

3) Conexión de alma soldada y patín sin refuerzo (WUF-W). Esta conexión consta de patines de la viga soldados al patín de la columna, y un pasador soldado a la columna y a la viga, con los respectivos accesos de soldadura realizados en el alma de la viga a conectar; la rotación inelástica se desarrolla en la zona adyacente al rostro del patín de la columna, y la ruptura de la misma se controla mediante el detallado de las uniones soldadas y el tamaño de los agujeros de acceso para soldadura. Cumple con los parámetros necesarios para su utilización en marcos SMF y marcos IMF.

Ilustración 5- Conexión WUF-W típica



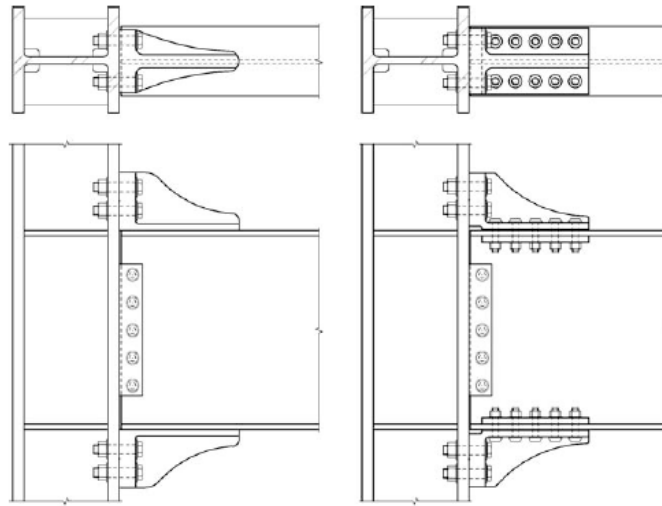
Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

Los límites para la utilización de dicha conexión se deben cumplir según lo detallado a continuación:

- El tamaño de vigas se limita a los perfiles W36.
- El peso de las vigas se encuentra limitado a 150 lb/ft
- El espesor del patín de la viga está limitado a 1".
- El límite de claro-altura está limitado a 7 para marcos SMF y a 5 para IMF.
- Las columnas están limitadas a perfiles W36

4) Conexión de *bracket tipo kaiser* (KBB). Necesita cubrir costos de patente, y esta conexión está compuesta por un par de *brackets* que se pernan o soldan al patín de la viga y al patín de la columna, y con ayuda de un pasador de corte se conecta el alma de la viga al patín de la columna. Se diseña para que la articulación plástica ocurra en la viga en la zona adyacente al final del *bracket* utilizado.

Ilustración 6 - Conexión de bracket tipo Kaiser



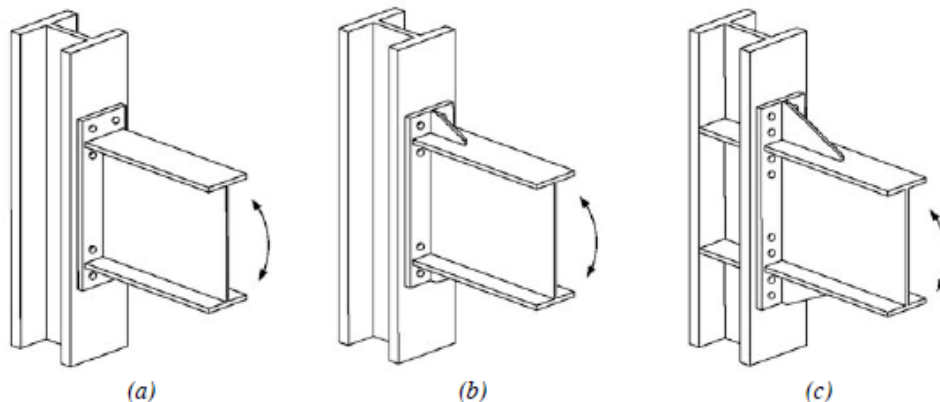
Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

Los parámetros que deben cumplirse son los siguientes:

- El alto de la viga está limitado a los perfiles W33.
- El peso de la viga está limitado a 130 lb/ft.
- El espesor del patín de la viga está limitado a 1".
- El ancho del patín debe ser de al menos 6" para los brackets serie W y de 10" para los brackets serie B.
- El límite de claro-altura está limitado a 9 para sistemas SMF e IMF.
- Las columnas están limitadas a perfiles W36 cuando existe una losa estructural y a W14 cuando no se encuentra presente.
- Se deben utilizar pernos denominación A490.

5) Conexión pernada de placa extendida, con y sin rigidizar (BUEP y BSEP). La conexión pernada de placa extendida consiste en soldar a la viga a una placa extendida que posteriormente se perna al patín de la columna. Esta conexión es apropiada para su utilización en marcos SMF y en marcos IMF. La precalificación para su utilización con sistemas de losas de concreto debe cumplir con vigas menores a W24. Los parámetros de resistencia de los elementos de patín en la columna y la placa se determinan a partir del conjunto de resultados obtenidos mediante líneas de esfuerzos en la placa.

Ilustración 7- Configuraciones de placa extendida



Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

- Conexión de placa extendida de 4 pernos 4E
- Conexión de placa extendida rigidizada de 4 pernos 4ES
- Conexión de placa extendida de 8 pernos 8ES

Los requerimientos que deben de cumplir son los siguientes:

- Los límites resumidos en la tabla 6.1 del AISC 358-10

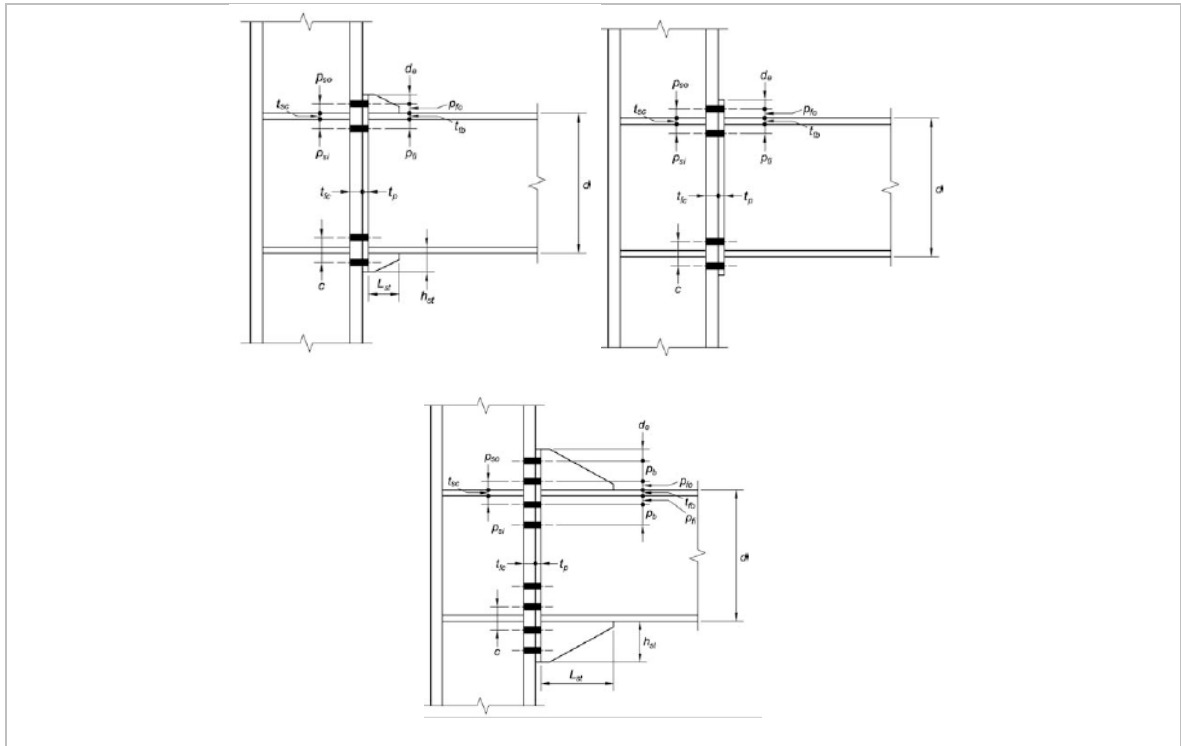
Parámetros para la precalificación						
Parámetro	Cuatro pernos sin rigidizar (4E)		Cuatro pernos rigidizada (4ES)		8 pernos rigidizada (8ES)	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
tbf	0.75"	0.375"	0.75"	0.375"	1"	0.5625"
bbf	9.25"	6"	9"	6"	12.25"	7.5"
d	55"	13.75"	24"	13.75"	36"	18"
tp	2.25"	0.5"	1.5"	0.5"	2.5"	0.75"
bp	10.75"	7"	10.75"	7"	15"	9"
g	6	4"	6"	3.25"	6"	5"
pfi, pfo	4.5	1.5"	5.5"	1.75"	2"	1.625"
pb	--	--	--	--	3.75"	3.5"

Fuente (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

- No deben existir conectores de cortante a una distancia de 1.5 el alto de la columna del rostro del patín de la columna.
- La losa debe mantenerse por lo menos 1" a los lados de ambos patines de la columna.
- Las relaciones claro-altura deben limitarse a 7 para sistemas SMF, y 5 para IMF.
- Los parámetros de rigidizantes deben obedecer las recomendaciones de AISC 341-10.
- Las columnas están limitadas a perfiles W36.

Los parámetros concernientes a la conexión se presentan en la siguiente tabla.

Ilustración 8 - Parámetros concernientes a cada tipo de conexión

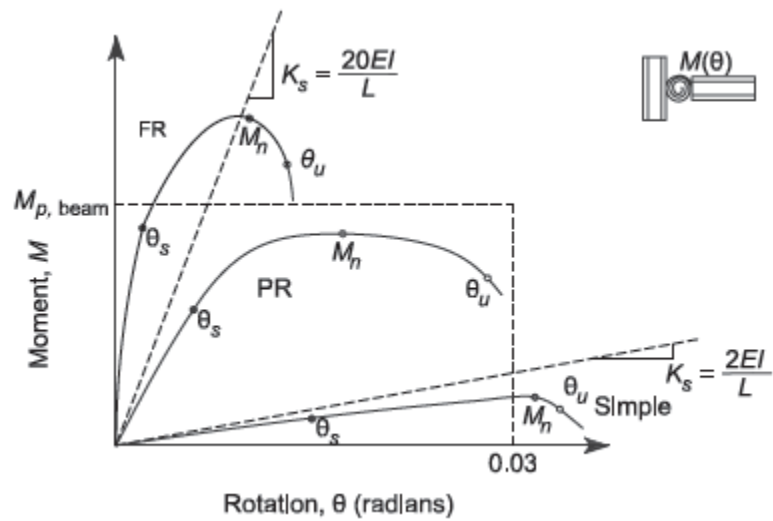


Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

C. Clasificación por rigidez según AISC

1. Descripción y clasificación. Debido al comportamiento no lineal que las conexiones exhiben inclusive durante rangos pequeños de su nivel de momento-rotación, la rigidez inicial de una conexión genera dificultades en su diseño inicial y su caracterización en los niveles de demanda y los de diseño. Algunas de las conexiones no presentan una rigidez inicial apreciable, o esta es prácticamente despreciable. La rigidez inicial y la capacidad rotacional de los elementos puede apreciarse en la gráfica siguiente:

Ilustración 9 - Clasificación de las conexiones según su rotación en condiciones de servicio



Fuente: (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

La capacidad de la conexión es el momento máximo que puede soportar, la resistencia puede determinarse en base al análisis de los estados límites de cada uno de sus componentes, o a partir de pruebas de laboratorio; si esta conexión no presenta una rotación inicial, está debe tomarse como equivalente a 0.02 rad. Como puede apreciarse la curva esfuerzo de una conexión varía en gran medida con las condiciones iniciales de resistencia inicial, utilizando como parámetro la condición inicial de rigidez ante las cargas de servicio:

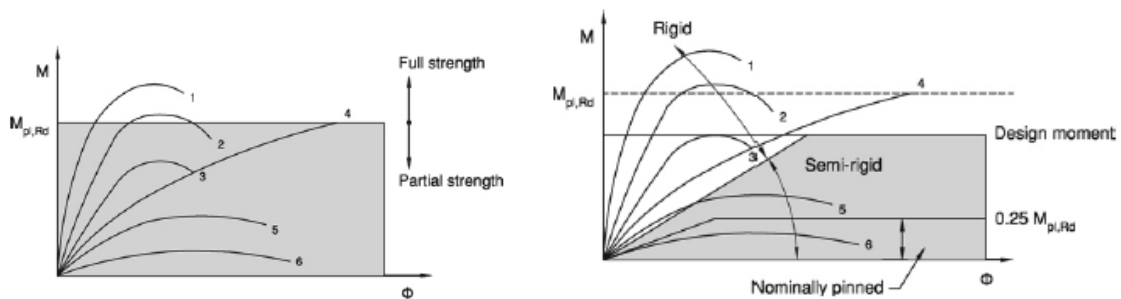
$$K_s = M_s / \theta_s \text{ (Ecuación C-B3-6 AISC 360-10)}$$

D. Clasificación por rigidez y su criterio de diseño

1. Clasificación por rigidez y criterios de diseño. Eurocódigo considera la relación rotacional de las conexiones debido a la posible participación de esta deflexión en la rigidez global de la estructura; esto debido a que en algunos casos no es suficiente que una conexión determinada resista el momento de diseño. Esto se debe a que la capacidad a momento que es capaz de proveer la conexión depende en gran medida de la rigidez rotacional durante el ciclo de carga, o durante la sollicitación del momento, y en caso de que la rotación última ocurra la conexión perderá toda la capacidad dando lugar a los mecanismos de colapso fuera de la formación de las articulaciones plásticas en vigas. Las conexiones por su resistencia pueden clasificarse según su

capacidad a momento como conexiones completamente resistentes, de resistencia parcial, o nominalmente articulada. Según su rigidez rotacional en rígida, semirrígida o nominalmente articulada. El cálculo de la rigidez rotacional de un elemento se ve afectado por la interacción entre los distintos elementos de una conexión por lo que la integración de los factores se vuelve un proceso tortuoso y repetitivo. La clasificación por resistencia de las conexiones y la rigidez de las mismas se ejemplifica a continuación:

Ilustración 10 - Clasificación de las conexiones por resistencia y por rigidez rotacional

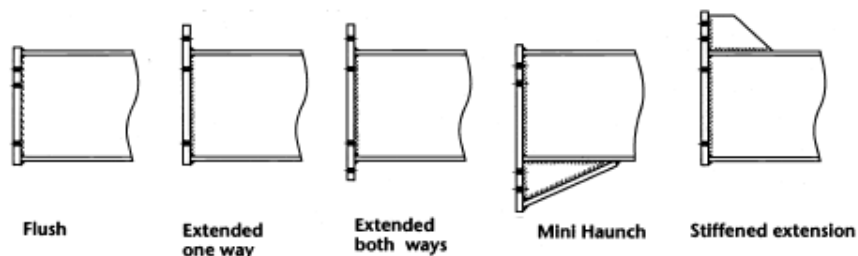


Fuente: (Comisión Europea para la Estandarización , 2005)

Explicación:

Para la gráfica de resistencia las conexiones 1,2 y 4 proveen resistencia completa, mientras las conexiones 3 y 5 proveen una resistencia parcial a los momentos probables. En la gráfica de rigidez rotacional, las conexiones 1, 2, 3 y 4 son conexiones rígidas mientras la conexión 5 es una conexión semirrígida. Las conexiones resistentes a momento de diseño mediante Eurocódigo muestran distintas configuraciones probables para las distintas conexiones pernadas de placa extendida, con distintos procesos de diseño y configuraciones sugeridas.

Ilustración 11 - Conexiones a momento sugeridas por Eurocódigo



Nombre de las conexiones de izquierda a derecha: a) De descarga; b) Placa extendida en una dirección; c) Placa extendida en ambas direcciones; d) Culata pequeña; e) Conexión de placa extendida en una dirección con rigidizante

Fuente: (Comisión Europea para la Estandarización , 2005)

El diseño se basa en una serie de parámetros para considerar el comportamiento de las conexiones a partir de cada una de las filas de pernos, o la capacidad de diseño de cada una de las mismas de acuerdo a la especificación en la norma. La selección o preferencia de una conexión ante otra depende de múltiples parámetros, tales como la simplicidad, la facilidad de producción a escala y la facilidad de instalación; resumido usualmente en factores económicos. Las uniones pernadas tienen una serie de ventajas en la colocación de las mismas, debido a la facilidad que presenta el pernado ante la soldadura en campo, y debido a su geometría no presentan dificultades considerables en cuanto a las discrepancias que puedan surgir en obra.

El diseño de las conexiones a momento debe respetar las cargas que un elemento (usualmente la viga), transmiten al elemento que se conecta (columna); teniendo en cuenta las limitantes de los materiales utilizados. Los materiales a utilizar pueden presentar distintos comportamientos según sus características nominales, como el esfuerzo último, su esfuerzo de fluencia, y las dimensiones disponibles en el mercado; esto puede llegar a limitar la preferencia de materiales, puesto que la adquisición de perfiles, pernos, y placas de acero, debido a su peso puede significar grandes costos cuando es imperante su importación de otros países inclusive.

Las conexiones en acero, debido a su comportamiento se clasifican en Eurocódigo según la norma EN 1993-1-1:2005 sección 5.1.2 de la siguiente manera

1. Conexiones simples, en las cuales se asume que no existe transmisión de momento flexionante entre los elementos conectados.
2. Continua, en la cual el comportamiento de la unión no tiene efectos sobre el análisis de la estructura (aplica para las uniones efectuadas entre un mismo elemento, como placas de continuidad y otros)
3. Semicontinua, en las cuales el comportamiento de la conexión incide directamente sobre el comportamiento de la estructura, y es necesario tomar en cuenta el mismo sobre los parámetros de diseño.

La clasificación de las uniones puede realizarse en base al comportamiento global durante el análisis, como se presenta a continuación según la tabla siguiente:

Tabla 3 – Clasificación de conexiones de acuerdo al método global de análisis

Método global de análisis	Clasificación de la conexión		
Elástico	Nominalmente pineado	Rígida	Semirrígida
Rígido-plástico	Nominalmente pineado	Capacidad completa	De resistencia parcial
Elástico-plástico	Nominalmente pineado	Rígida y de capacidad completa	- Semirrígida y de resistencia parcial - Semirrígida y de resistencia completa - Rígida y de resistencia parcial
Tipo de modelado de la conexión	Simple	Continua	Semicontinua

Fuente: (Comisión Europea para la Estandarización , 2005)

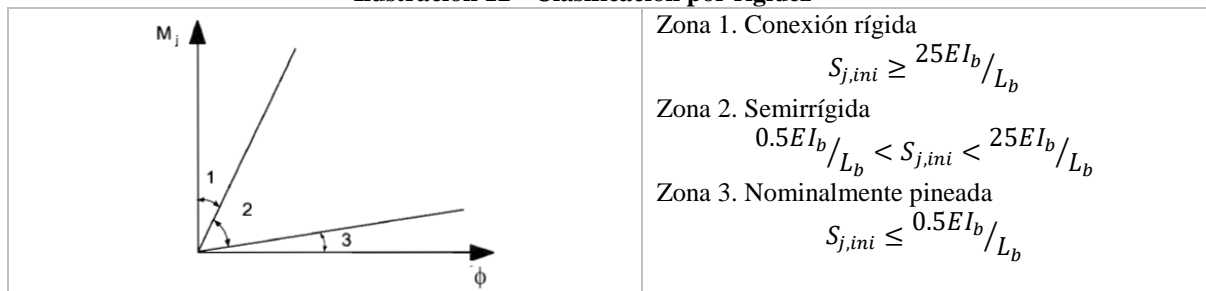
Dependiendo del tipo de análisis realizado para el diseño de la conexión, se deben adoptar distintas metodologías para el proceso de diseño. En un sistema gravitacional se puede asumir que las vigas son simplemente apoyadas, por lo que las conexiones deben ser lo suficientemente flexibles para evitar el desarrollo de momentos en las articulaciones; bajo este régimen puede asumirse que los elementos se encuentran soportados en pines, sin importar el método de análisis global utilizado. Es importante limitar de manera apropiada este comportamiento, puesto que, sin importar la capacidad rotacional de los elementos, estos pueden llegar a desarrollar capacidad a momento.

En el caso de adoptar la metodología de análisis plástico, es imperante considerar la rigidez de las conexiones puesto que la resistencia final del elemento depende de la capacidad rotacional del mismo. Entonces las conexiones a momento diseñadas según esta clasificación deben soportar el momento flexionante que sea transmitir, la fuerza cortante, y las fuerzas axiales, mientras mantienen la geometría original de los elementos sin una rotación excesiva en el nudo.

2. Conexiones de resistencia parcial. En las conexiones de resistencia parcial, estas se encuentran diseñadas para que alcancen su capacidad de diseño antes de que los elementos conectados alcancen suficiente ductilidad para que las articulaciones plásticas se formen, y se clasifican según su rigidez y resistencia. Las propiedades de resistencia son particulares para la conexión dependiendo de los parámetros

geométricos de los cuales se le dota; que se traducen en su capacidad a momento (resistencia completa, resistencia parcial, y sin resistencia a momento o pineada), su rigidez rotacional (rígida, semirrígida, y sin rigidez rotacional o pineada), y su capacidad rotacional. Este hecho puede observarse en la siguiente ilustración:

Ilustración 12 - Clasificación por rigidez



Fuente: (Comisión Europea para la Estandarización , 2005)

E. Marcos semirrígidos

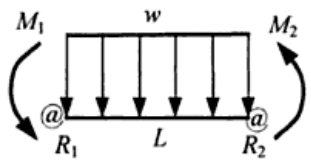
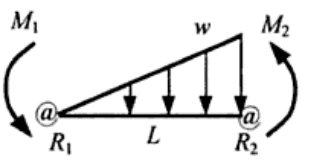
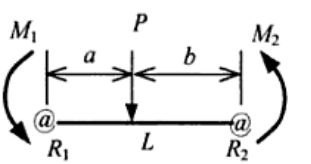
El análisis de un marco, o de un sistema de marcos estático asume durante el análisis que las conexiones son completamente articuladas o estas son completamente restringidas a momento. Los métodos de análisis basados en pendiente asumen este comportamiento como indispensable para conocer las condiciones de frontera de las funciones, y poder obtener los valores de las reacciones en los puntos críticos del elemento objeto del análisis. Los marcos resistentes a momento asumen la restricción completa de los nudos, tanto en columnas, como en vigas. La evidencia de ensayos y teórica sugiere que la rigidez rotacional del nudo no es completa, y por lo tanto la restricción rotacional debe existir; limitándose a una deformación mínima de 0.02 rad en conexiones resistentes a momento.

Este comportamiento híbrido de conexiones entre pineadas y restringidas a momento da lugar a los marcos semirrígidos, en los cuales la deflexión inicial del nudo juega un papel importante en el modelado de las conexiones, ya que afecta de manera directa sobre el cálculo del momento en las condiciones de frontera. Esta reducción de momento debida a la consideración de la rigidez del nudo fue descrita por (World Scientific, 2000) según un modelo equivalente que pudiese incorporarse a los métodos de mallas y pendiente-deflexión existentes, este comportamiento se representa a continuación:

$$r_j = \frac{1}{1 + \frac{3EI_b}{R_j L_b}} \text{ (Ecuación 4.2 Practical Analysis for Semi-rigid frame design)}$$

Mientras para una conexión nominalmente pineada la rigidez inicial R_j tendrá un valor muy cercano a cero, el factor de modificación por límites llegará a cero de igual manera; para una conexión restringida R_j será muy parecido a 1, y para los factores intermedios de R_j se obtendrán valores de modificación ($0 < r_j < 1$); permitiendo la consideración de reducción de momento en los extremos de la viga. Es dicha reducción la que puede dar origen a elementos de menor tamaño; esta consideración de momentos puede aplicarse por medio de los métodos de pendiente deflexión según lo propuesto por Chen, modificando los valores de empotramiento del método pendiente deflexión.

Tabla 4 - Modificación de los valores de pendiente deflexión para vigas con conexiones iguales en ambos extremos

Carga del elemento	Reacciones en los extremos con conexiones distintas	Factor de modificación con conexiones iguales
	$M_1 = \frac{wL_b^2}{12} \left[\frac{3r_1(2 - r_2)}{4 - r_1r_2} \right]$ $M_2 = -\frac{wL_b^2}{12} \left[\frac{3r_1(2 - r_2)}{4 - r_1r_2} \right]$	$f_{1,2} = \left[\frac{6r_{1,2} - 3r_{1,2}^2}{4 - r_{1,2}^2} \right]$
	$M_1 = \frac{wL_b^2}{30} \left[\frac{r_1(7 - 4r_2)}{4 - r_1r_2} \right]$ $M_2 = -\frac{wL_b^2}{60} \left[\frac{r_1(16 - 4r_2)}{4 - r_1r_2} \right]$	$f_1 = \left[\frac{7r_{1,2} - 4r_{1,2}^2}{4 - r_{1,2}^2} \right]$ $f_2 = \left[\frac{r_1(16 - 4r_2)}{4 - r_{1,2}^2} \right]$
	$M_1 = \frac{r_1PL_b}{4 - r_1r_2} \frac{a}{L_b} \frac{b}{L_b} \left[2 \left(2 - \frac{a}{L} \right) - r_2 \left(1 + \frac{a}{L} \right) \right]$ $M_2 = \frac{r_1PL_b}{4 - r_1r_2} \frac{a}{L_b} \frac{b}{L_b} \left[2 \left(2 - \frac{a}{L} \right) - r_2 \left(1 + \frac{a}{L} \right) \right]$	*Depende de la carga aplicada

Fuente: (World Scientific, 2000)

Este sistema se basa en una serie de parámetros idealizados, que deberán tomarse en cuenta para poder utilizar el método de análisis (World Scientific, 2000):

- Todos los miembros son rígidos y prismáticos
- Solo se considera la capacidad rotacional de la conexión, obviando las deformaciones ocurridas en los elementos conectados y la conexión misma.

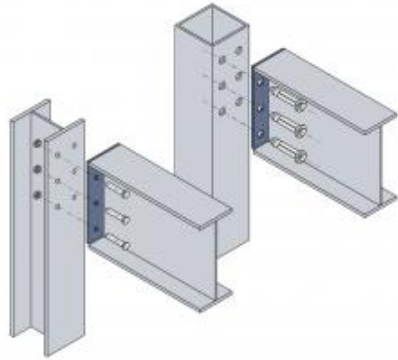
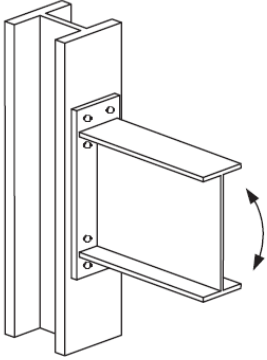
- Los elementos pueden presentar esfuerzos en el rango lineal, y no lineal, mientras que la conexión únicamente exhibe comportamiento lineal.
- Las dimensiones de la conexión se desprecian en comparación con las de columnas y vigas. Debido a esto las deformaciones en la conexión se asumen concentradas en un punto, en el final del miembro semirrígido.
- Los efectos de la excentricidad del nodo se desprecian.
- Se asume que la viga conectada, es uniforme en toda su extensión.

IV. MARCO PRÁCTICO

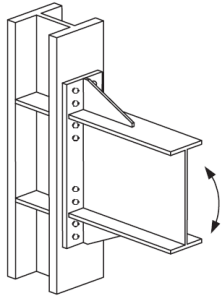
A. Información de diseño

1. Diseño de conexiones por criterio AISC para conexión de placa gruesa. “Una conexión a momento de placa de remate está compuesta por una placa de acero soldada al final de una viga, unidos a un elemento adyacente utilizando columnas de pernos de alta resistencia completamente tensados” (AISC, 2004). Esta conexión puede unir tanto columnas como vigas, y pueden clasificarse como conexiones extendidas o de descarga, con o sin rigidizantes, y además pueden clasificarse según el número de pernos de la misma. Esta clasificación se detalla a continuación.

Tabla 5. Clasificación de las conexiones

Tipo de conexión	Ilustración
<p>- Conexión de descarga:</p> <p>Es aquella conexión en la cual la placa extendida no se extiende más allá de los patines de la viga, y todos los pernos se ubican dentro de sus patines. Este tipo de conexiones son utilizadas en marcos con cargas laterales livianas.</p>	<p>Ilustración 13. Conexión de descarga</p> 
<p>- Conexión de placa extendida</p> <p>Es aquella en que la placa se extiende una distancia suficiente más allá de patín de la viga, de manera que permita la colocación de pernos en el exterior de los patines, que acompañan al grupo de pernos existente en el interior de la viga.</p>	<p>Ilustración 14. Conexión de placa extendida</p> 

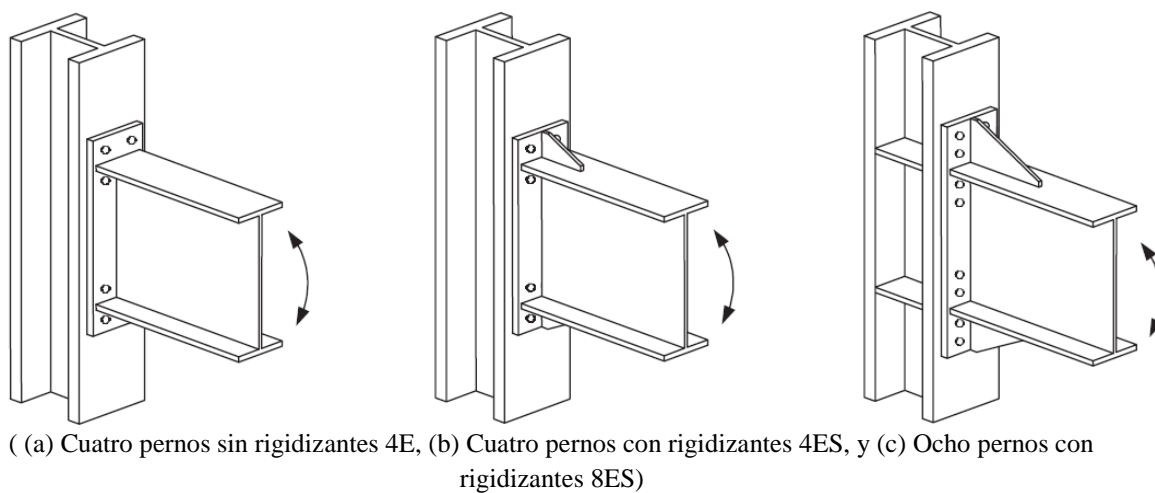
Continuación Tabla 5

Tipo de conexión	Ilustración
<p>- Conexión de placa extendida con rigidizantes:</p> <p>Dentro de esta clasificación se incluyen aquellas conexiones de placa extendida que debido a las solicitaciones de carga requieren de uno o más rigidizantes en los patines de la viga en la cual se desarrolla la conexión.</p>	<p>Ilustración 15. Conexión de placa extendida con rigidizantes</p> 

Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2004)

Las conexiones de placa extendida sin rigidizantes, clasificadas para aplicaciones de 1) 4 pernos sin rigidizantes, 2) 4 pernos con rigidizantes, y 3) 8 pernos con rigidizantes, puesto que han sido probadas para este tipo de aplicaciones para las aplicaciones sísmicas en las construcciones FR (Fully Restrained o sistema de marcos rígidos) denominado también Tipo I (Sistema de marcos rígidos). Dichas conexiones han sido utilizadas con resultados exitosos en edificios de hasta 10 pisos en zonas con alta sismicidad según (AISC, 2004). Estas conexiones se detallan a continuación

Ilustración 16. Configuraciones de placa extendida aptas para diseño sísmico



Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2003)

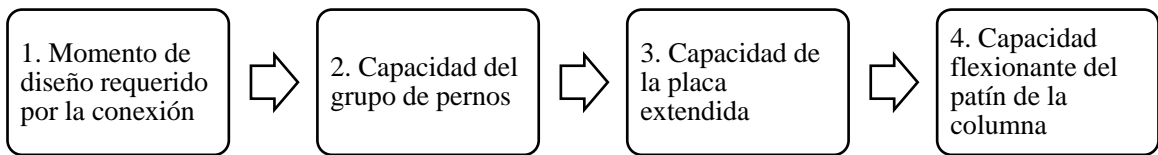
Las principales ventajas y desventajas de utilizar este tipo de conexiones son las siguientes según (AISC, 2004):

Tabla 6. Comparativa entre ventajas y desventajas según AISC

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> - La conexión presenta grandes ventajas constructivas, especialmente la facilidad de colocación en lugares con inviernos pronunciados. - Todas las soldaduras se realizan en taller, eliminando los problemas asociados con la soldadura de campo. - Sin la necesidad de la soldadura de campo, el proceso constructivo se vuelve más rápido y relativamente barato comparado con otros tipos de conexión a momento. - Sí la fabricación es adecuada, es fácil mantener el plomo en el rostro de los marcos. - Muy competitiva en costos de instalación, en la mayoría de los casos 	<ul style="list-style-type: none"> - Las técnicas de fabricación son rigurosas debido a la necesidad de largos de viga precisos y el control del corte a escuadra en el final de la viga. - Las columnas fuera de escuadra y tolerancias de ancho excesivas pueden causar dificultades de instalación, pero pueden tolerarse en un rango de $\frac{1}{4}'' - \frac{3}{8}''$ con la ayuda de cuñas o placas de ajuste. - Las placas extendidas con frecuencia se pandean debido al calor de la soldadura. - Las placas extendidas están sujetas a desgarro laminar en la región de la soldadura del patín superior. - Una porción de la conexión con rigidizantes se introduce en los ambientes, lo que requiere un área mayor para la columna (y forros si es el caso), disminuyendo el área aprovechable en los ambientes.

a. Parámetros de diseño según la normativa AISC. Los parámetros de diseño de las conexiones de placa extendida sometidos a cargas cíclicas (cómo las sísmicas), se consideran con base a procedimientos desarrollados tomando como punto de partida la línea de rendimiento o capacidad que puede desarrollar la conexión con las restricciones pertinentes. Este proceso de diseño se resume en una serie de 4 parámetros ejemplificados en el siguiente diagrama:

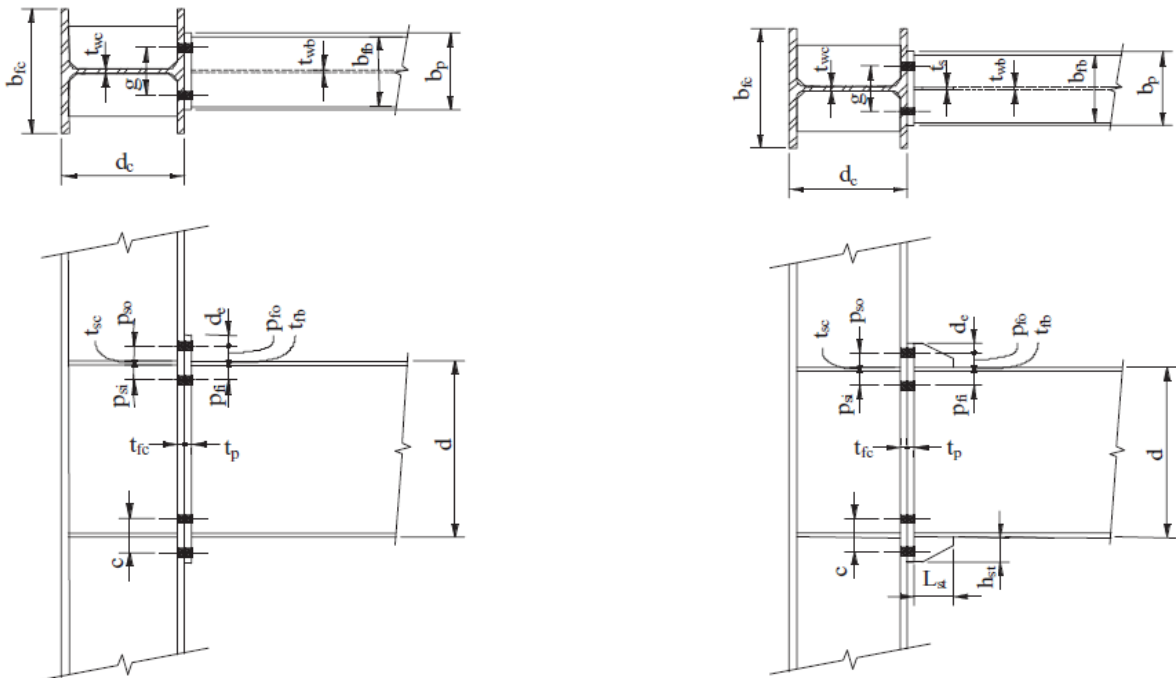
Ilustración 17. Parámetros de diseño



Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2004)

Los parámetros geométricos de diseño para las conexiones se resumen en la siguiente imagen. Cada uno de los parámetros se explica en la siguiente ilustración:

Ilustración 18. Parámetros geométricos para las placas sin rigidizantes 4E (Conexión de 4 pernos sin rigidizantes, y Conexión de 4S pernos con rigidizantes)



Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2004)

El diseño según AISC se describe a continuación

Diseño de la placa extendida y el grupo de pernos

- Determinar las dimensiones de los miembros a conectar y determinar el momento en la cara de la columna M_{uc}

$$M_{uc} = M_{pe} + V_u L_p \quad (3.1 \text{ AISC Design Guide 4})$$

- Seleccionar una de las tres configuraciones de placa (4E, 4E, o 8ES), y establecer los valores geométricos (g , $p_{\bar{n}}$, p_{fo} , p_b , y aquellos que se consideren necesarios por los perfiles a utilizar) y el grado de los pernos (ASTM 325 o A490)
- Determinar el diámetro requerido de los pernos, utilizando las siguientes expresiones

$$d_{b \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2 M_{uc}}{\pi \phi F_t (h_0 + h_1)}} \quad \text{Para las conexiones 4E y 4ES (3.5 AISC Design Guide 4)}$$

$$d_{b \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2 M_{uc}}{\pi \phi F_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} \quad \text{Para la conexión 8ES (3.6 AISC Design Guide 4)}$$

- Seleccionar un diámetro de pernos de prueba más grande que el obtenido en el inciso anterior y calcular que no exista arrancamiento debido al momento

$$M_{np} = 2P_t (h_0 + h_1) \quad \text{Para las conexiones 4E y 4ES (3.7 AISC Design Guide 4)}$$

$$M_{np} = 2P_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \quad \text{Para la conexión 8ES (3.8 AISC Design Guide 4)}$$

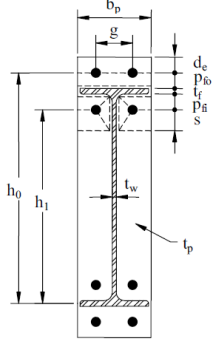
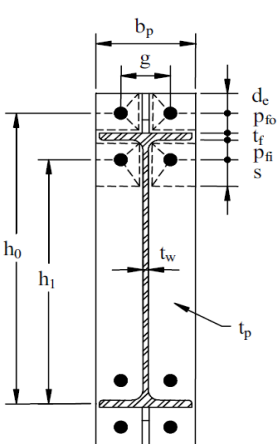
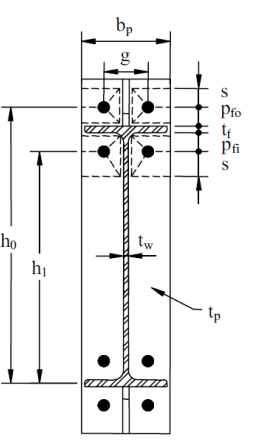
- Determinar el espesor de la placa requerido

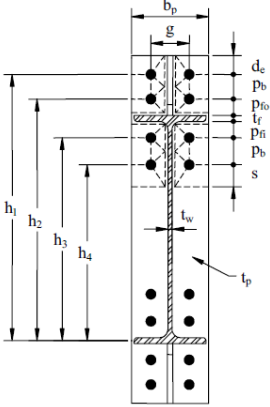
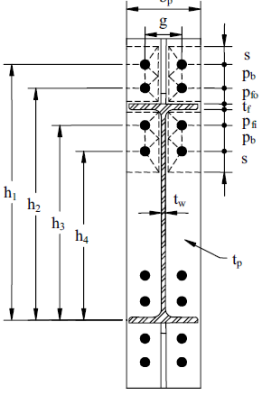
$$t_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_b F_{yp} Y_p}}$$

(3.10 AISC Design Guide 4)

Donde

ϕ	$=0.75$
ϕ_b	$=0.9$

<p>Conexión 4E sí $p_{fi} > s, p_{fi} = s$</p> $s = 1/2 \sqrt{b_p g}$ $Y_p = \frac{b_p h_1}{2 p_{fi}} + \frac{1}{s} + \frac{h_0}{p_{fo}} - \frac{1}{2} + \frac{2h_1}{g} (p_{fi} + s);$	
<p>Conexión 4S sí $p_{fi} > s, p_{fi} = s$</p> <p>En caso de que $d_e < s, Y_p = \frac{b_p h_1}{2 p_{fi}} + \frac{1}{s} + \frac{1h_0}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} + \frac{2h_1}{g} (p_{fi} + s) + h_0(d_e + p_{fo})$</p> <p>En caso de que $d_e > s, Y_p = \frac{b_p h_1}{2 p_{fi}} + \frac{1}{s} + \frac{h_0}{s} + \frac{1}{p_{fo}} + \frac{2h_1}{g} (p_{fi} + s) + h_0(s + p_{fo})$</p>	
<p>Caso 1. $d_e < s$</p> 	<p>Caso 2. $d_e > s$</p> 
<p>Conexión 8ES sí $p_{fi} > s, p_{fi} = s$</p> <p>En caso de que $d_e < s,$</p> $Y_p = \frac{b_p h_1}{2} \frac{h_1}{2d_e} + \frac{h_2}{p_{fo}} + \frac{h_3}{p_{fi}} + \frac{h_4}{s} + \frac{2h_1 d_e}{g} + \frac{p_b}{4} + h_2 p_{fo} + \frac{3p_b}{4} + h_3 p_{fi} + \frac{p_b}{4} + h_4 s + \frac{3p_b}{4} + p_b^2 + g$ <p>En caso de que $d_e > s,$</p>	

$Y_p = \frac{b_p h_1}{2 s} + \frac{h_2}{p_{fo}} + \frac{h_3}{p_{fi}} + \frac{h_4}{s} + \frac{2h_1 s}{g} + \frac{p_b}{4} + h_2 p_{fo} + \frac{3p_b}{4} + h_3 p_{fi} + \frac{p_b}{4} + h_4 s + \frac{3p_b}{4} + p_b^2 + g$	
<p>Caso 1. $d_e < s$</p> 	<p>Caso 2. $d_e > s$</p> 

- Se selecciona un espesor de placa mayor que el valor requerido
- Calcular la fuerza factorada del patín de la viga

$$F_{fu} = \frac{M_{uc}}{d - t_{fb}} \quad (3.11 \text{ AISC Design Guide 4})$$

- Chequear la resistencia a cortante del área extendida de la placa, (Sólo para la conexión 4E). Si el requisito de la ecuación 3-11 no se cumple se aumenta el espesor de la placa hasta que se satisfaga.

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{yp} b_p t_p \quad (3.12 \text{ AISC Design Guide 4})$$

- Chequear que la resistencia a ruptura por cortante en la porción de la placa extendida sin rigidizar (Conexión 4E), (Sí la condición no se cumple se debe aumentar el espesor de la placa)

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n \quad (3.13 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

A_n	<p>Área neta de la placa extendida</p> $= [b_p - 2(d_b + 1/8)] t_p \quad (3.14 \text{ AISC Design Guide 4})$
R_n	$= 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u \text{ para cada uno de los pernos (3.19 AISC Design Guide 4)}$

- Sí se está utilizando la conexión de placa extendida con rigidizantes (4ES) o la conexión de 8 pernos (8ES) se debe seleccionar el espesor de la placa de rigidizante según

$$t_{s,req'd} = t_{wb} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (3.15 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Las dimensiones geométricas deben seleccionarse de acuerdo al siguiente criterio.

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \text{ o de } t_s \geq 1.79 h_{st} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}} \quad (3.16 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Las soldaduras de unión del rigidizante al patín de la columna, y del rigidizante al patín de la viga deben diseñarse para desarrollar la capacidad a cortante en el patín de la viga y la tensión en la placa extendida. Se pueden utilizar soldaduras de filete, o de penetración completa para la soldadura en los patines de la viga. Sí el espesor del rigidizante excede los $\frac{3}{8}$ " se debe utilizar soldadura a penetración completa entre el rigidizante y la placa de conexión; sí este no se excede puede utilizarse soldadura de filete.

- Chequear la capacidad a ruptura del grupo de pernos en el patín a compresión

$$V_u < \phi R_n = \phi(n_b)F_bA_b$$

Donde

F _v	Capacidad a cortante del grupo de pernos		
	Tabla J3.2 AISC 360-10		
	Descripción de los pernos	Resistencia nominal a tracción F _{nt} , ksi (MPa)	Resistencia nominal a cortante en conexiones, F _{nv}
	Grupo de pernos (A325) cuando las roscas no se excluyen de los planos de corte	90 (620)	54 (372)
	Grupo de pernos (A325) cuando las roscas se excluyen de los planos de corte	90 (620)	68 (457)

	Grupo de pernos (A490) cuando las roscas no se excluyen de los planos de corte	113 (780)	68 (457)
	Grupo de pernos (A490) cuando las roscas se excluyen de los planos de corte	113 (780)	84 (579)

- Chequear el pandeo / arrancamiento de la placa extendida de la columna, si esto no se cumple se debe incrementar el espesor de la placa extendida.

$$V_u < \phi R_n = (n_i)\phi R_n + (n_o)\phi R_n \text{ (3.18 AISC Design Guide 4)}$$

- Diseñar la soldadura del patín y el alma de la viga a la placa extendida.

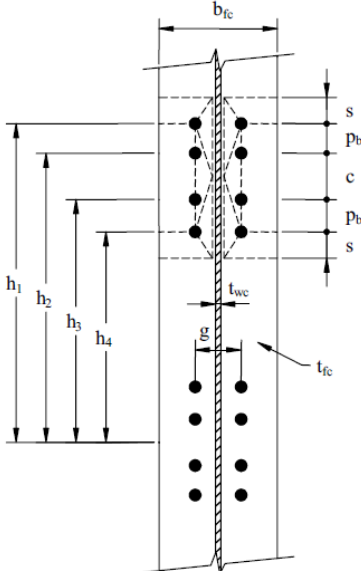
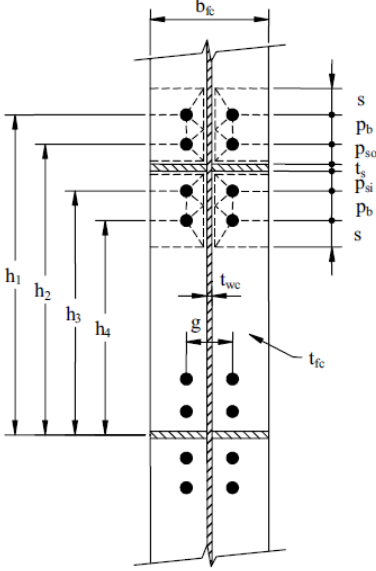
Chequeo de la columna

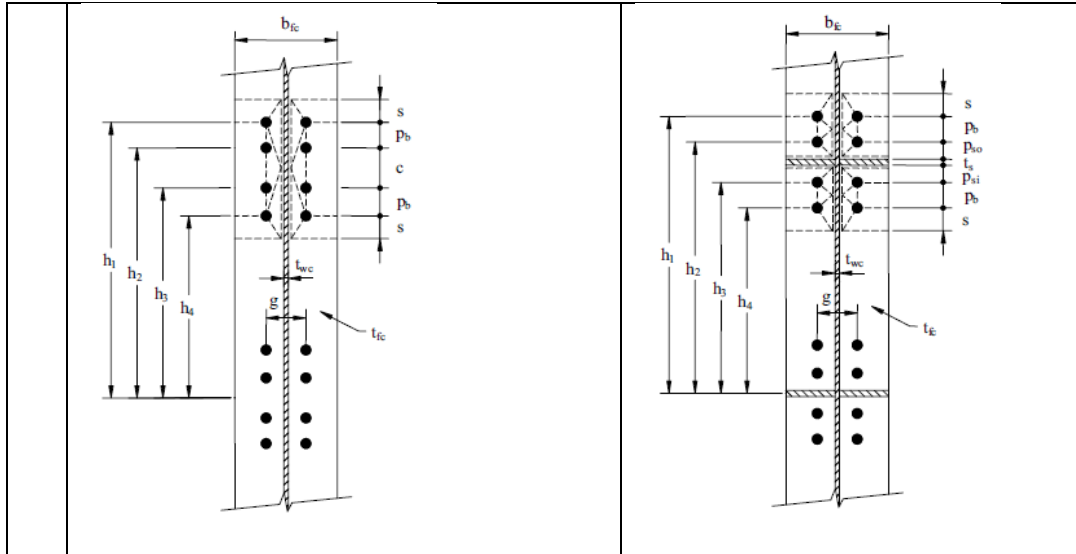
- Chequear la capacidad flexionante del patín de la columna, si este no se cumple se debe incrementar el tamaño de la columna o añadir placas de continuidad dentro de la columna, y luego realizar el chequeo con las condiciones apropiadas de Y_c

$$t_{fc Red'd} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_b F_{yc} Y_c}} \leq t_{fc} \text{ (3.20 AISC Design Guide 4)}$$

Donde

Y_c	<p>Mecanismo de líneas de esfuerzos</p> <p>Mecanismo de línea de esfuerzos en la columna según el mecanismo correspondiente</p> $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}, \text{ si } p_{si} > s, p_{si} = s$ <p>Conexión 4E y 4ES columna sin rigidizantes</p> $Y_c = \frac{b_{fc} h_1}{2} + \frac{h_0}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{3c}{4} + h_0 s + \frac{c}{4} + \frac{c^2}{2} + \frac{g}{2}$ <p>Conexión 4E y 4ES columna con rigidizantes</p>
-------	---

$Y_c = \frac{b_{fc} h_1}{2} \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} + \frac{h_0}{s} + \frac{1}{p_{so}} + \frac{2}{g} h_1 (s + p_{si}) + h_0 (s + p_{so})$	
<p>Imagen 1. Patín de columna sin rigidizantes y patrón de líneas de esfuerzo</p> 	<p>Imagen 1. Patín de columna con rigidizantes y patrón de líneas de esfuerzo</p> 
<p>Mecanismo de línea de esfuerzos en la columna según el mecanismo correspondiente</p> $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}, \text{ si } p_{si} > s, p_{si} = s$ <p>Conexión 8ES en columna sin rigidizantes</p> $Y_c = \frac{b_{fc} h_1}{2} \frac{1}{s} + \frac{h_4}{s} + \frac{2}{g} h_1 p_b + \frac{c}{2} + s + h_2 \frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} + h_3 \frac{p_2}{2} + \frac{c}{2} + h_4 s + \frac{g}{2}$ <p>Conexión 8ES en columna con rigidizantes</p> $Y_c = \frac{b_{fc} h_1}{2} \frac{1}{s} + \frac{h_2}{p_{so}} + \frac{h_3}{p_{si}} + \frac{h_4}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{p_b}{4} + h_2 p_{so} + \frac{3p_b}{4} + h_3 p_{si} + \frac{p_b}{4} + h_4 s + \frac{3p_b}{4} + p_b^2 + g$	
<p>Imagen 1. Patín de columna sin rigidizantes y patrón de líneas de esfuerzo</p>	<p>Imagen 2. Patín de columna con rigidizantes y patrón de líneas de esfuerzo</p>



- Si se requieren rigidizantes para controlar los esfuerzos flexionantes en el patín de la columna, se debe determinar la capacidad requerida por el rigidizante. Se debe utilizar la ecuación 3.21 para la obtención de la fuerza de diseño del rigidizante

$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} Y_c t_{fc}^2$ (3.21 AISC Design Guide 4), por lo tanto, la fuerza de diseño es

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{(d - t_{fb})} \quad (3.22 \text{ AISC Design Guide 4})$$

- Chequear la resistencia a la fluencia del alma de la columna sin rigidizar en la zona de los patines de la viga, si el requerimiento de resistencia no se satisface entonces, deben colocarse rigidizantes en la columna.

Requerimiento de resistencia $\phi R_n > F_{fu}$ (3.23 AISC Design Guide 4)

$$\phi R_n = \phi C_t (6k_c + N + 2t_p) F_{yc} t_{wc} \quad (3.24 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

ϕ	1.0
C_t	=0.5 Sí la distancia del patín exterior de la columna al patín superior de la viga es menor que el ancho de la columna =1.0 en caso contrario

- Chequear la resistencia al pandeo del alma de la columna en el patín de la viga a compresión. Si el límite no se cumple se requieren placas de continuidad.

Requerimiento de resistencia $\phi R_n > F_{fu}$ (3.25 AISC Design Guide 4)

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (3.26 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Cuando F_{fu} se aplica a una distancia menor a $d_c/2$ del final de la columna

$$\phi R_n = \frac{\phi 12 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (3.27 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

ϕ	0.9
h	Distancia libre entre los patines menos el filete de soldadura, o el radio de la esquina en secciones roladas; distancia libre entre patines cuando se utilizan soldadura para construir los perfiles

- Chequear el esfuerzo de deformación para el alma de la columna en el patín de la viga a compresión, sí este no se cumple se requieren placas de continuidad.

Requerimiento de resistencia $\phi R_n > F_{fu}$ (3.28 AISC Design Guide 4)

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia más grande o igual a $d_c/2$ del final de la columna

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.29 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Cuando F_{fu} es aplicando a una distancia menor que $d_c/2$ del final de la columna

Para $N/d_c < 0.2$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.30 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Para $N/d_c > 0.2$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.31 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

ϕ	0.75
--------	------

- Sí se requieren placas de continuidad debido a alguno de los límites de resistencia en la columna, la resistencia requerida es de

$$F_{Su} = F_{fu} - \min \phi R_n \quad (3.31 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

ϕR_n	Es el valor mínimo de diseño obtenido en los incisos 15, 16, 17 y 18
------------	--

El diseño de los rigidizantes se provee en el AISC Design Guide 13. (Carter, 1999).

- Se chequea el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de pandeo en el panel de la columna. Para esto debe consultarse AISC Design Guide 13.

Tabla 7. Dimensiones válidas para el diseño según pruebas experimentales

Parámetro	Cuatro pernos sin rigidizante 4E		Cuatro pernos con rigidizante 4ES		8 Pernos con rigidizante 8 ES	
	Máximo (in)	Mínimo (in)	Máximo (in)	Mínimo (in)	Mínimo (in)	Máximo (in)
t_p	2.25	0.50	1.375	0.50	2.50	0.75
b_p	10.625	7.00	10.625	10.625	15.0	9.00
g	6.00	4.00	6	3.25	6.00	5.00
p_f	4.50	1.50	5.375	1.625	2.00	1.625
p_p	--	--	--	--	3.75	3.50
d	55.0	25.0	24.0	13.75	36.0	18.375
t_f	0.75	0.375	0.75	0.375	1.00	0.625
b_f	9.25	6.00	9.00	6.00	12.25	7.625
d_b	1.25	0.875	1.25	1.00	1.25	1.125

Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2004)

b. Procedimiento de Análisis. Para una propuesta geométrica dada, tamaño de pernos, y perfiles seleccionados el momento de diseño ϕM_n , puede calcularse de acuerdo al siguiente procedimiento:

- Se calcula el momento nominal de la placa $\phi_b M_{pl}$, la capacidad flexionante de los patines de la columna $\phi_b M_{cf}$, y los momentos resistentes de la conexión a partir de las siguientes condiciones para cada una de las placas.

Donde (De las Tablas 3.1-3.5 AISC Design Guide 4)

ϕ_b	0.90
$\phi_b M_{pl}$	$= \phi_b F_{yp} t_p^2 Y_p$
$\phi_b M_{cf}$	$= \phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$

- Se determina el tipo de comportamiento de la placa (delgado o grueso) en base a su capacidad respecto al momento último de la siguiente manera:

Para la placa extendida

Sí $M_{pl} < 1.1 M_{np}$ Placa gruesa (3.33 AISC Design Guide 4)

Sí $M_{pl} > 1.1 M_{np}$ Placa delgada (3.34 AISC Design Guide 4)

Para el patín de la columna

Sí $M_{cf} < 1.1 M_{np}$ Patín grueso (3.35 AISC Design Guide 4)

Sí $M_{cf} > 1.1 M_{np}$ Patín delgado (3.36 AISC Design Guide 4)

Donde

ϕ	0.75
$\phi_b M_{np}$	$4E \text{ y } 4ES = \phi 2 P_t (h_0 + h_1)$ $8ES = \phi 2 P_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)$

Sí la placa y el patín de la columna exhiben un comportamiento de placa gruesa, la resistencia de diseño de la conexión, ϕM_n equivale a la condición de no arrancamiento del grupo de pernos ϕM_{np} . Sí la placa extendida y/o el patín de la columna exhiben un comportamiento de placa delgada, la conexión de cumple con los procedimientos antes descritos puesto que existe una condición de arrancamiento del grupo de pernos. Entonces la conexión debe calcularse introduciendo la condición de arrancamiento inducida por el comportamiento de placa delgada.

- El procedimiento para determinar la resistencia de las placas extendidas que exhiban el comportamiento de placa delgada se detalla en la AISC Design Guide 16 Diseño de conexiones a momento con placas de descarga y placas extendidas con múltiples filas de pernos.

2. Diseño de conexiones por criterio AISC para conexión de placa delgada. El procedimiento detallado a continuación establece los límites de diseño para placas delgadas, bajo la demanda de arrancamiento de pernos

- Determinar el espesor de la placa requerido, y se deduce a partir de $\phi_b M_{pl}$ en la ecuación 2-10

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_{uc}}{\phi_b F_{py} Y_p}} \quad (\text{Ecuación 2-9 AISC Design Guide 16})$$

$$\gamma_r M_u = \phi_b M_{pl} = \phi_b F_{py} t_p^2 Y_p \quad (\text{Ecuación 2-10 AISC Design Guide 16})$$

$$M_{uc} = M_{pe} + V_u L_p \quad (3.1 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

M_{pe}	$M_{pe} = 1.1 R_y F_y Z_x$ (3.2 AISC Design Guide 4)	
	<p>Conexión 4E sí $p_{fi} > s, p_{fi} = s$</p> <div style="text-align: center;"> $s = 1/2 \sqrt{b_p g}$ $Y = \frac{b_p}{2} \left[h_l \left(\frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{f,o}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_l (p_{f,i} + s)]$ </div>	
	<p>Conexión 4S sí $p_{fi} > s, p_{fi} = s$</p> <div style="text-align: center;"> $Y = \frac{b_p}{2} \left[h_l \left(\frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{f,o}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_l (p_{f,i} + s) + h_o (s + p_{f,o})]$ <p>En caso de que $d_e < s,$</p> $Y = \frac{b_p}{2} \left[h_l \left(\frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{f,o}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_l (p_{f,i} + s) + h_o (d_e + p_{f,o})]$ <p>En caso de que $d_e > s,$</p> </div>	
	Caso 1. $d_e < s$	Caso 2. $d_e > s$

<p>Conexión 8ES sí $p_{fi} > s$, $p_{fi} = s$</p> <p>En caso de que $d_e < s$,</p> $Y = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{f,i}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{f,o}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{f,i} + 1.5p_b) + h_3(s + 0.5p_b) + h_0(s + p_{f,o})] + \frac{g}{2}$ <p>En caso de que $d_e > s$,</p> $Y = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{f,i}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{f,o}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{f,i} + 1.5p_b) + h_3(s + 0.5p_b) + h_0(d_e + p_{f,o})] + \frac{g}{2}$		
<p>Caso 1. $d_e < s$</p>	<p>Caso 2. $d_e > s$</p>	

- Seleccionar una de las tres configuraciones de placa (4E, 4E, o 8ES), y establecer los valores geométricos (g , p_{fi} , p_{fo} , p_b , y aquellos que se consideren necesarios por los perfiles a utilizar) y el grado de los pernos (ASTM 325 o A490)

- Se selecciona el diámetro de los pernos d_b y se calcula la fuerza de arrancamiento

Condición 1

$$Q_{max,i} = \frac{w't_p^2}{4a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left(\frac{F'_i}{w't_p} \right)^2} \text{ (Ecuación 2-11 AISC Design Guide 16)}$$

Donde

w'	$w' = b_p/2 - (d_b + 1/16)$ (Ecuación 2-12 AISC Design Guide 16)
a_i	$a_i = 3.682 \left(\frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085$ (Ecuación 2-13 AISC Design Guide 16)
F_i	$F_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4 p_{f,i}}$ (Ecuación 2-14 AISC Design Guide 16)

Condición 2

(Si cualquiera de los radicales de las expresiones de Q_{max} 2-11 y 2-15 es negativo, el esfuerzo combinado de flexión y arrancamiento en la placa es la condición crítica y la placa extendida no es adecuada para el momento específico debiendo variar su geometría)

$$Q_{max,o} = \frac{w't_p^2}{4a_o} \sqrt{F_{py}^2 - \left(\frac{F'_o}{w't_p} \right)^2} \text{ (Ecuación 2-15 AISC Design Guide 16)}$$

Donde

a_o	$a_o = \min \left\{ \begin{array}{l} 3.682 \left(\frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 \\ p_{ext} - p_{f_o} \end{array} \right.$ (Ecuación 2-16 AISC Design Guide 16)
F'_o	$F'_o = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4 p_{f_o}}$ (Ecuación 2-17 AISC Design Guide 16)

- Calcular la resistencia de la ruptura de arrancamiento del grupo de pernos de la manera siguiente.

Conexión 8ES (Ecuación 2-19 AISC Design Guide 16)

$$\varphi M_n = \varphi M_q = \min \begin{cases} \varphi [2(P_t - Q_{max,o}) + 2(P_t - Q_{max,i})(d_1 + d_3) + 2T_b d_2] \\ \varphi [2(P_t - Q_{max,o}) + 2T_b(d_1 + d_2 + d_3)] \\ \varphi [2(P_t - Q_{max,i})(d_1 + d_3) + 2T_b(d_0 + d_2)] \\ \varphi [2T_b(d_0 + d_1 + d_2 + d_3)] \end{cases}$$

Conexión 4E y 4ES

$$\varphi M_n = \varphi M_q = \max \begin{cases} \varphi [2(P_t - Q_{max,o})d_0 + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \varphi [2(P_t - Q_{max,o})d_0 + 2T_b(d_1)] \\ \varphi [2(P_t - Q_{max,i})d_1 + 2T_b d_0] \\ \varphi [2T_b(d_0 + d_1)] \end{cases}$$

Donde

ϕ	0.75																																
P_t	$= \frac{\pi d_b^2 F_t}{4}$																																
T_b	Para los pernos A325 N se deben utilizar los siguientes valores	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Bolt Size (in.)</th> <th>A325</th> <th>A490</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1/2</td><td>12</td><td>15</td></tr> <tr><td>5/8</td><td>19</td><td>24</td></tr> <tr><td>3/4</td><td>28</td><td>35</td></tr> <tr><td>7/8</td><td>39</td><td>49</td></tr> <tr><td>1</td><td>51</td><td>64</td></tr> <tr><td>1 1/8</td><td>56</td><td>80</td></tr> <tr><td>1 1/4</td><td>71</td><td>102</td></tr> <tr><td>1 3/8</td><td>85</td><td>121</td></tr> <tr><td>1 1/2</td><td>103</td><td>148</td></tr> </tbody> </table>	Bolt Size (in.)	A325	A490	1/2	12	15	5/8	19	24	3/4	28	35	7/8	39	49	1	51	64	1 1/8	56	80	1 1/4	71	102	1 3/8	85	121	1 1/2	103	148	
Bolt Size (in.)	A325	A490																															
1/2	12	15																															
5/8	19	24																															
3/4	28	35																															
7/8	39	49																															
1	51	64																															
1 1/8	56	80																															
1 1/4	71	102																															
1 3/8	85	121																															
1 1/2	103	148																															
	$d_b \leq 5/8", T_b = 75\%$ $d_b = 3/4", T_b = 50\%$ $d_b = 7/8", T_b = 37.5\%$ $d_b \geq 1", T_b = 25\%$																																
	(Tabla 2-1 AISC Design Guide 16)																																

- Chequear la condición de resistencia para el grupo de pernos $\varphi M_q > M_u$, si esta condición no se cumple se incrementa el diámetro de los pernos hasta que se cumpla la condición
- Chequear la resistencia a cortante del área extendida de la placa, (Sólo para la conexión 4E). Si el requisito de la ecuación 3-11 no se cumple se aumenta el espesor de la placa hasta que se satisfaga.

$$\frac{F_{fu}}{2} < \varphi R_n = \varphi 0.6 F_{yp} b_p t_p \quad (3.12 \text{ AISC Design Guide 4})$$

- Chequear que la resistencia a ruptura por cortante en la porción de la placa extendida sin rigidizar (Conexión 4E), (Sí la condición no se cumple se debe aumentar el espesor de la placa)

$$\frac{F_{fu}}{2} < \varphi R_n = \varphi 0.6 F_{up} A_n \quad (3.13 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

F_{up}	Módulo de resistencia a la tracción de la placa extendida
A_n	Área neta de la placa extendida $= [b_p - 2(d_b + 1/8)] t_p$ (3.14 AISC Design Guide 4)
R_n	$= 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$ para cada uno de los pernos (3.19 AISC Design Guide 4)

- Sí se está utilizando la conexión de placa extendida con rigidizantes (4ES) o la conexión de 8 pernos (8ES) se debe seleccionar el espesor de la placa de rigidizante según

$$t_{s,req'd} = t_{wb} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (3.15 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Las dimensiones geométricas deben seleccionarse de acuerdo al siguiente criterio.

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \text{ o de } t_s \geq 1.79 h_{st} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}} \quad (3.16 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Las soldaduras de unión del rigidizante al patín de la columna, y del rigidizante al patín de la viga deben diseñarse para desarrollar la capacidad a cortante en el patín de la viga y la tensión en la placa extendida. Se pueden utilizar soldaduras de filete, o de penetración completa para la soldadura en los patines de la viga. Sí el espesor del rigidizante excede los $\frac{3}{8}$ " se debe utilizar soldadura a penetración completa entre el rigidizante y la placa de conexión; sí este no se excede puede utilizarse soldadura de filete.

- Chequear la capacidad a ruptura del grupo de pernos en el patín a compresión

$$V_u < \phi R_n = \phi(n_b)F_bA_b$$

Donde

F _v	Capacidad a cortante del grupo de pernos		
	Tabla J3.2 AISC 360-10		
	Descripción de los pernos	Resistencia nominal a tracción F _{nt} , ksi (MPa)	Resistencia nominal a cortante en conexiones, F _{nv}
	Grupo de pernos (A325) cuando las roscas no se excluyen de los planos de corte	90 (620)	54 (372)
	Grupo de pernos (A325) cuando las roscas se excluyen de los planos de corte	90 (620)	68 (457)
	Grupo de pernos (A490) cuando las roscas no se excluyen de los planos de corte	113 (780)	68 (457)
Grupo de pernos (A490) cuando las roscas se excluyen de los planos de corte	113 (780)	84 (579)	

- Chequear el pandeo / arrancamiento de la placa extendida de la columna, si esto no se cumple se debe incrementar el espesor de la placa extendida.

$$V_u < \phi R_n = (n_i)\phi R_n + (n_o)\phi R_n \quad (3.18 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

n_i	Número de pernos internos (2 para las conexiones 4E y 4 ES, y 8 para la conexión 8ES) Número de pernos externos (2 para las conexiones 4E y 4 ES, y 8 para la conexión 8ES)
R_n	$= 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$ para cada uno de los pernos (3.19 AISC Design Guide 4)

- Diseñar la soldadura del patín y el alma de la viga a la placa extendida.

Chequeo de la columna

- Chequear la capacidad flexionante del patín de la columna, si este no se cumple se debe incrementar el tamaño de la columna o añadir placas de continuidad dentro de la columna, y luego realizar el chequeo con las condiciones apropiadas de Y_c

$$t_{fc \text{ Red'd}} = \sqrt{\frac{\phi M_n}{\phi_b F_{yc} Y_c}} \leq t_{fc} \text{ (3.20 AISC Design Guide 4)}$$

Donde

ϕM_n	<p>Conexión 8ES (Ecuación 2-19 AISC Design Guide 16)</p> $\phi M_n = \phi M_q = \min \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,o}) + 2(P_t - Q_{max,i})(h_1 + h_3) + 2T_b h_2] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,o}) + 2T_b (h_1 + h_2 + h_3)] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})(h_1 + h_3) + 2T_b (h_0 + h_2)] \\ \phi [2T_b (h_0 + h_1 + h_2 + h_3)] \end{cases}$ <p>Conexión 4E y 4ES</p> $\phi M_n = \phi M_q = \max \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,o})h_0 + 2(P_t - Q_{max,i})h_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,o})h_0 + 2T_b (h_1)] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})h_1 + 2T_b h_0] \\ \phi [2T_b (h_0 + h_1)] \end{cases}$
Y_c	<p>Mecanismo de líneas de esfuerzos</p> <p>Mecanismo de línea de esfuerzos en la columna según el mecanismo correspondiente</p> $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}, \text{ si } p_{si} > s, p_{si} = s$ <p>Conexión 4E y 4ES columna sin rigidizantes</p>

$$Y_c = \frac{b_{fc} h_1}{2} \frac{h_1}{s} + \frac{h_0}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{3c}{4} + h_0 s + \frac{c}{4} + \frac{c^2}{2} + \frac{g}{2}$$

Conexión 4E y 4ES columna con rigidizantes

$$Y_c = \frac{b_{fc} h_1}{2} \frac{h_1}{s} + \frac{1}{p_{si}} + \frac{h_0}{s} + \frac{1}{p_{so}} + \frac{2}{g} h_1 (s + p_{si}) + h_0 (s + p_{so})$$

Imagen 1. Patín de columna sin rigidizantes y patrón de líneas de esfuerzo

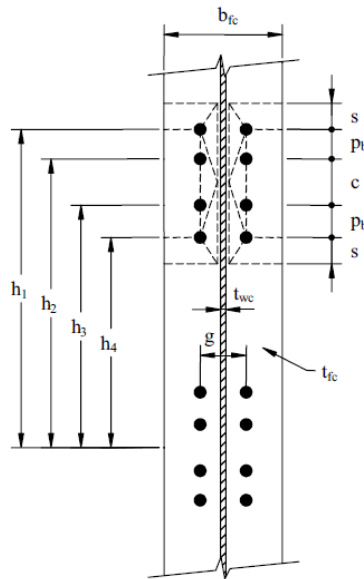
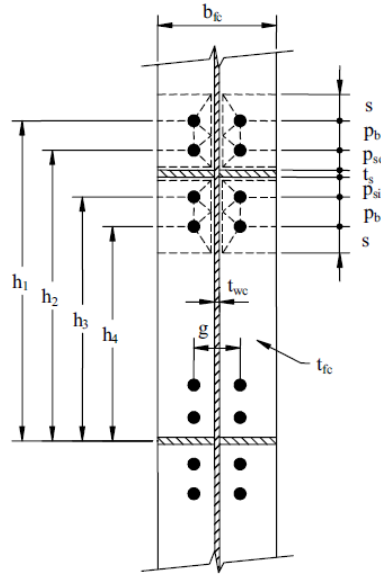


Imagen 1. Patín de columna con rigidizantes y patrón de líneas de esfuerzo



Mecanismo de línea de esfuerzos en la columna según el mecanismo correspondiente

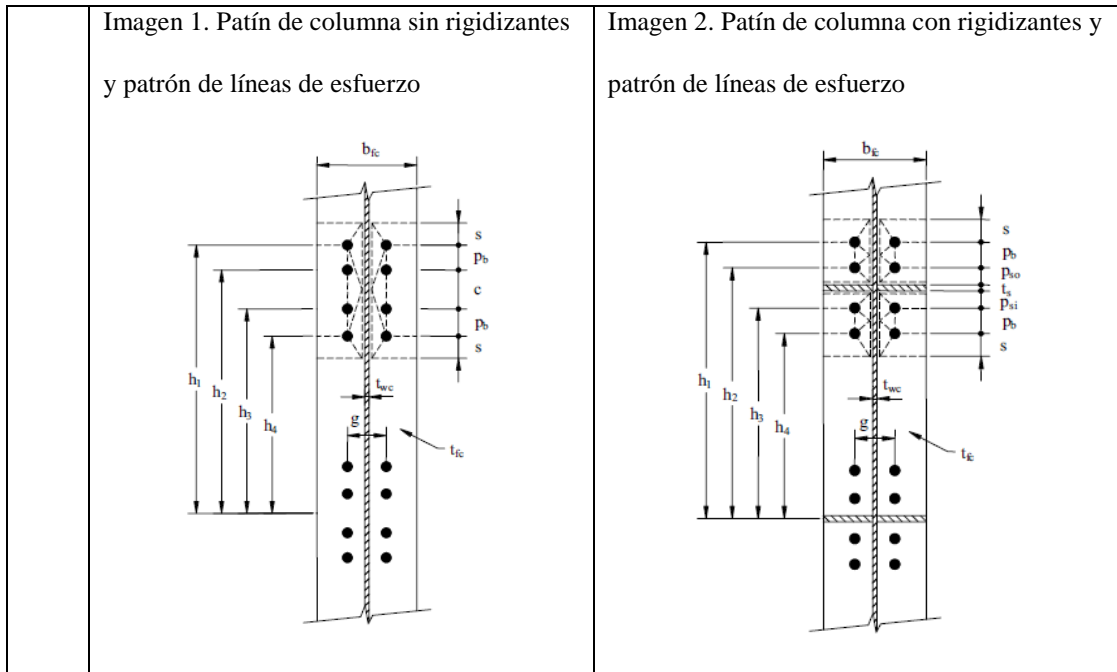
$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}, \text{ si } p_{si} > s, p_{si} = s$$

Conexión 8ES en columna sin rigidizantes

$$Y_c = \frac{b_{fc} h_1}{2} \frac{h_1}{s} + \frac{h_4}{s} + \frac{2}{g} h_1 p_b + \frac{c}{2} + s + h_2 \frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} + h_3 \frac{p_2}{2} + \frac{c}{2} + h_4 s + \frac{g}{2}$$

Conexión 8ES en columna con rigidizantes

$$Y_c = \frac{b_{fc} h_1}{2} \frac{h_1}{s} + \frac{h_2}{p_{so}} + \frac{h_3}{p_{si}} + \frac{h_4}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{p_b}{4} + h_2 p_{so} + \frac{3p_b}{4} + h_3 p_{si} + \frac{p_b}{4} + h_4 s + \frac{3p_b}{4} + p_b^2 + g$$



- Si se requieren rigidizantes para controlar los esfuerzos flexionantes en el patín de la columna, se debe determinar la capacidad requerida por el rigidizante. Se debe utilizar la ecuación 3.21 para la obtención de la fuerza de diseño del rigidizante

$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} Y_c t_{fc}^2$ (3.21 AISC Design Guide 4), por lo tanto la fuerza de diseño es

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{(d - t_{fb})} \text{ (3.22 AISC Design Guide 4)}$$

- Sí se requieren placas de continuidad debido a alguno de los límites de resistencia en la columna, la resistencia requerida es de

Resistencia a fluencia

$$\phi R_n = \phi C_t (6k_c + N + 2t_p) F_{yc} t_{wc} \text{ (3.24 AISC Design Guide 4)}$$

Resistencia en el pandeo en el alma

Requerimiento de resistencia $\phi R_n > F_{fu}$ (3.25 AISC Design Guide 4)

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \text{ (3.26 AISC Design Guide 4)}$$

Cuando F_{fu} se aplica a una distancia menor a $d/2$ del final de la columna

$$\phi R_n = \frac{\phi 12 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \text{ (3.27 AISC Design Guide 4)}$$

Deformación en la zona a pandeo

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia más grande o igual a $d_c/2$ del final de la columna

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(N/d_c \right) \left(t_{wc}/t_{fc} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.29 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia menor que $d_c/2$ del final de la columna

Para $N/d_c < 0.2$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(N/d_c \right) \left(t_{wc}/t_{fc} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.30 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Para $N/d_c > 0.2$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left[1 + \left(4N/d_c - 0.2 \right) \left(t_{wc}/t_{fc} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.31 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

ϕ	0.75
--------	------

$$F_{su} = F_{fu} - \min \phi R_n \quad (3.31 \text{ AISC Design Guide 4})$$

Donde

ϕR_n	Es el valor mínimo de diseño obtenido en los incisos 15, 16, 17 y 18
------------	--

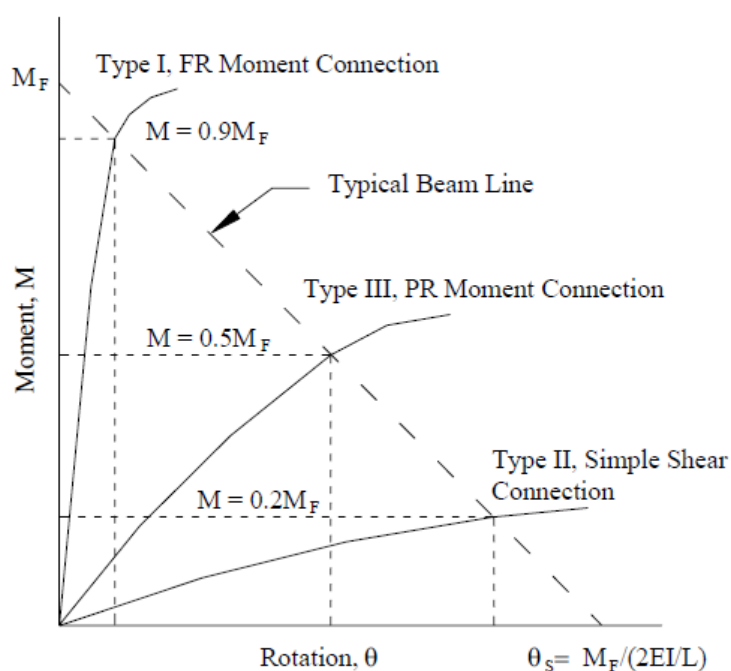
El diseño de los rigidizantes se provee en el AISC Design Guide 13. (Carter, 1999).

- Se chequea el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de pandeo en el panel de la columna. Para esto debe consultarse AISC Design Guide 13.

3. Relación momento-deformación criterios AISC. La rigidez de la conexión se define como la resistencia a la rotación que ofrece ante la aplicación de un momento determinado. Esta característica se representa con un diagrama de momento-deformación ($M-\theta$), este se obtiene usualmente con información experimental, y no indica la rigidez rotacional de una conexión, de esa manera a mayor pendiente de la curva, más grande es la rigidez de la conexión. (AISC Design Guide 16), a partir de la rigidez que ofrezcan los nudos de una estructura, esta se clasifica según el AISC Specification for Structural Steel Buildings en: Tipo 1 (Sistema de marcos rígidos, en donde se asume que las conexiones tienen suficiente rigidez para restringir completamente la rotación de los nodos), Tipo 2 (o sistemas de marcos simples, en los cuales se asume que

las conexiones pueden rotar debido a las cargas gravitatorias y las conexiones se diseñan únicamente bajo efectos de cortante), y los sistemas Tipo 3 (O marcos semirrígidos, en los cuales se asume que las conexiones pueden tener una capacidad a momento permitida y conocida, por lo cual esta rigidez se ubica entre los tipos de construcción 1 y 2). El AISC LRFD Specification for Structural Steel Buildings define dos tipos de construcción: FR (Construcción tipo 1) y PR en la cual se incluyen los tipos de construcción 1 y 2, el efecto de la rotación de los nodos se ejemplifica a continuación (AISC, 2003):

Ilustración 19. Curvas de momento-rotación para los tipos de estructura básicos con un límite L/h de 24



Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2003)

Para las conexiones Tipo 1 o FR las conexiones deben soportar un momento último más grande o menor al 90% de la restricción total a momento del nodo y no rotar más del 10% sobre la condición inicial de la estructura. Una conexión tipo 2 debe resistir un momento no mayor del 20% de la condición del nodo completamente restringido y no rotar más del 80% de la condición inicial de la estructura. Una conexión tipo 3 se encuentra entre los límites de las estructuras 1 y 2. La rotación para el nodo de una viga bajo carga simétrica está dada por:

$$\theta_s = \frac{M_F L}{2 EI} \text{ (Ecuación 2-1 AISC Design Guide 16)}$$

Donde

M_F	<p>Momento final para la conexión restringida, este momento puede equipararse al momento de fluencia de la viga, $M_F = S F_y$ y con la relación para perfiles $W \frac{I}{S} = \frac{h}{2}$ se obtiene la ecuación</p> $\theta_s = \frac{F_y L}{E h} \text{ (Ecuación 2-2 AISC Design Guide 16)} \quad \theta_s = \frac{S F_y L}{2 EI}$
-------	--

4. Diseño de conexiones con arrancamiento. Borgsmiller and Murray (1995) propusieron un método simplificado de diseño en las conexiones de placa extendida en base a factores basados en líneas de esfuerzos. El criterio detalla la condición de arrancamiento de los pernos. Este criterio aplica según las condiciones dadas en el procedimiento de análisis b.

Detallado de las condiciones de arrancamiento según AISC Design Guide 16

a. Rigidez rotacional. Existe una serie de investigaciones que conducen a diversos métodos para el cálculo de la curva Momento-rotación (M- θ), a partir de distintos parámetros dentro de los cuales podemos mencionar las más utilizadas como Frye-Morris en (“Analysis of flexibly connected steel frames”, 1975), basada en una serie polinomial con tres factores de correlación, la función de Richard-Abbott como una razón inversa de parámetros de momento y exponenciales; y otras basadas en modelos exponenciales como la de Yee-Melcher, basada en un modelo exponencial y factores de correlación. (M.R. Mohamadi-Shoore, M. Mofid, 2011). En la tabla a continuación se muestran las principales ecuaciones. El estudio analítico de las curvas mostró que por lo menos debían cumplirse 4 condiciones en las curvas momento-rotación.

- La curva momento deformación debe pasar por el origen.
- La curva debe pasar por el momento último de la función M_u .
- La pendiente en el origen debe ser equivalente a la rigidez inicial K_i .
- Conforme la curva se acerca al momento último esta se asemeja a una línea recta o límite.

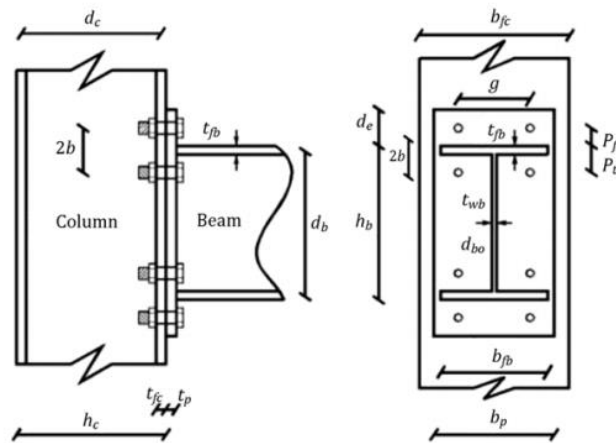
Tabla 8. Modelos Momento-rotación M.R. Mohamadi-Shoore

Tipo	Nombre	Función
Modelos polinomiales	Frye-Morris	$\theta = C_1(\kappa M)^1 + C_2(\kappa M)^3 + C_3(\kappa M)^5$
	Picard-Giroux	$\theta = C_1(\kappa M)^1 - C_2(\kappa M)^3 + C_3(\kappa M)^5$
	Forma simple del modelo de potencias	$\theta = aM^1$
	Ramberg-Osgood	$\theta = \frac{M}{K_i} (1 + K(M/K_i)^{n-1})$
	Ang-Morris	$\frac{\theta}{\theta_0} = \frac{M}{M_0} (1 + (M/M_0)^{n-1})$
Modelos de potencias	Richard-Abbott	$M = \frac{K_i \theta}{\left[1 + (K_i \theta / M_u)^n\right]^{1/n}}$
	Colson-Louveau	$\theta = \frac{M}{K_i} \frac{1}{1 - \frac{1}{M_u}^n}$
	Kishi-Chen	$\theta = \frac{M}{K_i} \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{M_u}^n\right)^{1/n}}$
	Richard-Hisa	$M = \frac{(K_i - K_p)\theta}{\left[1 + \left[\frac{(K_i - K_p)\theta}{M_u}\right]^n\right]^{1/n}} + K_p \theta$
	Lui-Chen	$M = \sum_{j=1}^m C_j (1 - \exp(-\theta/2j\alpha)) + M_0 + K_p \theta$
	Kishi-Chen	$M = \sum_{j=1}^m C_j (1 - \exp(-\theta/2j\alpha)) + M_0 + \sum_{k=1}^n C_k (\theta - \theta_k) H(\theta - \theta_k)$
Modelos exponenciales	Yee-Melcher	$M = M_u \left(1 - \exp\left(-\frac{(K_i - K_p + C\theta)\theta}{M_u}\right)\right) + K_p \theta$
	Wu-Chen	$\frac{M}{M_u} = n(\ln(1 + K_i \theta / M_u))$
	Chisala	$M = (M_0 + K_p \theta)(1 - \exp(-K_i \theta / M_0))$

Fuente: (Mohamadi-Shoore & Mofid, 2011)

La variedad existente de ecuaciones muestra una serie de inconvenientes, tales como la adecuación de múltiples parámetros C para los modelos polinomiales en los cuales no se tiene mucho control sobre las variables descritas. La dificultad de los métodos de sumatoria y variables implícitas en los métodos de potencias. Y las dificultades de cálculo en los métodos exponenciales. (M.R. Mohamadi-Shoore, M. Mofid, 2011) propusieron un parámetro de unificación a fin de reducir las asperezas del diseño, y mejorar la predicción de las deformaciones en los puntos críticos de la función. Estos parámetros se reúnen en una serie de 5 parámetros de rigidez inicial basados en los parámetros de la placa, el material utilizado y las condiciones de arrancamiento, los parámetros de la viga, los parámetros del grupo de pernos, los parámetros de la columna, y la interacción viga columna. Ecuación sugerida

Ilustración 20. Parámetros de los cuales depende la curva momento-rotación



Fuente: (Mohamadi-Shoore & Mofid, 2011)

La rigidez inicial y el momento último se calculan según (M.R. Mohamadi-Shoore, M. Mofid, 2011), mediante las siguientes expresiones:

$$K_i = \frac{E \cdot b \cdot h_b^2}{(1-\lambda_e) \left(\frac{1}{R_0} + \frac{1}{2nR_3} + \frac{1}{R_4} + \frac{1}{R_5} \right) + \frac{6\lambda_e}{R_2} \left(\frac{R_2}{R_1} + \frac{1}{R_3} + \frac{1}{R_4} + \frac{2}{R_5} \right)}, \quad \lambda_e = \frac{t_{wb}/b_{fb}}{\frac{t_{wb}}{b_{fb}} + 6 \frac{t_{fb}}{d_{wb}} + 2 \frac{t_{fb}^3}{d_{wb}^3}}$$

$$R_0 = \frac{t_p^3 b_p / b^2}{0.455b^2 + 1.56t_p^2}, \quad R_1 = \frac{8}{21(1-\nu^2)} \times \frac{Q \cdot t_p^3 / g}{7g^2 + 6t_p^2 \left(8 + \frac{g^2}{b^2} + \frac{g^2}{d_b^2} \right)}, \quad R_2 = \frac{64}{147} \frac{Q \cdot b^2 / d_b}{13d_b + 16b - \frac{g^4}{b^3}}$$

$$R_3 = \frac{\frac{\pi}{4} b}{t_p + t_{fc} + 1.2d_{bolt} + 1.2} \left(1.33d_{bolt} + \frac{1}{2} \times \frac{t_p \cdot t_{fc}}{t_p + t_{fc}} \right)^2, \quad R_4 = \frac{4a^* \cdot t_{fc}^3 / \ell_p^3}{b + 3.12bt_{fc}^2 / \ell_p^2}, \quad R_5 = \frac{768\ell_c / b}{a^{*3} + 16d_b^3}$$

$$Q = 208 \left(1 + \frac{h_b}{b} \right) + 33.6 \times \frac{g^2}{b^2} \left(1 + \frac{b}{h_b} \right) + 13 \times \frac{g^4}{b^4} \left(1 + \frac{b^3}{h_b^3} \right), \quad \ell_p = g - t_{wc} - 1.33d_{bolt} - t_p, \quad a^* = 2 \times b + g$$

$$\lambda = 1 + \frac{A_w}{4A_f}, \quad \beta = \sqrt{\frac{2P_{fi}}{g}} + \sqrt{\frac{b_p}{2P_{fi}}}, \quad F_{bolt} = A_{s-bolt}\sigma_{y-bolt}, \quad \alpha_{ue1} = \frac{b_p}{P_{fi}} + 2\frac{d_b - P_t}{g - t_{wb}} + \frac{g - t_{wb}}{4d_b}$$

$$\alpha_{ue2} = \frac{g + b_p}{4d_b} + \frac{d_b b_p}{4d_e d_b} + \beta^2 \frac{P_{fi}}{d_b} + 2\frac{F_{bolt}}{\sigma_{yp} t_p^2} \left(2 - \frac{P_{fi}}{d_e} - \frac{P_t}{d_b} \right)$$

Para el momento último de la placa $M_{ue} = \min(\alpha_{ue1}, \alpha_{ue2}) \times \lambda d_b \sigma_{yp} t_p^2$

Para el momento último del patín de la columna

$$M_{uf} = \min \left(\pi + \frac{2b}{b_{fc} - 2k_{c1}} + \frac{4F_{bolt}}{\sigma_{yc} t_{fc}^2} \frac{b_{fc} - g}{b_{fc} - 2k_{c1}}, \pi + 2\frac{b_{fc} - g + 2b - d_{bo}}{g - 2k_{c1}} \right) \times \lambda d_b \sigma_{yc} t_{fc}^2$$

Para el momento último del alma de la columna

$$M_{uw} = \min \left(\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{t_{bf} + 2t_p + 5k_c}{d_{wc}}, \frac{10.765}{\sqrt{\sigma_{yc}}} \frac{t_{wc}^2}{(h_c - 2k_c)d_{wc}} \right) \times \lambda \sigma_{yc} t_{wc} d_{wc} d_b$$

Para el momento último de los pernos en tensión $M_{ubo} = 3\lambda d_b F_{bolt}$

Para el momento último de la viga $M_{us} = \min(\sigma_{yb} Z_b, \sigma_{yc} Z_c)$

Para la constante de intercepción $M_o = 0.75 \times \min(M_{ue}, M_{uf}, M_{uw}, M_{ubo}, 1.07M_{us})$

Siendo la expresión general la siguiente (M.R. Mohamadi-Shoore, M. Mofid, 2011)

$$\frac{M}{M_o} = \alpha m^* \frac{\theta}{\theta_y} + \left(1 + (1 - \alpha)m^* \frac{\theta}{\theta_y} \right) \left(1 - e^{-\left(1 + \beta \frac{\theta}{\theta_y}\right) \frac{\theta}{\theta_y}} \right)$$

4. Diseño de conexiones por criterio Eurocódigo, Dependiendo de la ubicación del elemento se chequean las capacidades de los elementos

Sí la conexión tiene continuidad (entrepiso) (EN 1993-1-8-2005, 5.2.3.3-2b)

$$M_{Rd-connection} \geq 1.1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,beam}$$

$$M_{Rd-connection} \geq 1.1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,col}$$

Sí la conexión no tiene continuidad (techo) (EN 1993-1-8-2005, 5.2.3.3-2a)

$$M_{Rd-connection} \geq 1.1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,beam}$$

$$M_{Rd-connection} \geq 2(1.1\gamma_{ov}M_{pl,Rd,col})$$

- Capacidad a cortante

$$V_{Rd,connection} \geq V_{ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \text{ (EN 1993-1-8-2005, 5.3-3)}$$

Donde

$V_{Ed,E}$	$2 M_{pl,Rd-beam}L_{beam}$
Ω	1.00
$V_{Ed,G}$	$M_u L_{beam} / 2$

Dados los valores de diseño, el resto se rige en base a las especificaciones de Eurocódigo 8 (EN1998-1:2004) y de Eurocódigo 3 (EN1993-1-8)

- Diseño del grupo de pernos

Consideración de momento

$$M_{Rd,group} = (h_0 + h_1)F_{tr,Rd} \text{ o } \sum h_r F_{tr,Rd} \text{ (EN1993-1-8 6.2.7.2-1)}$$

Donde

h_0, h_1	$h_0 = d_b - t_{fb} + a_1 \quad h_1 = d_b - t_{fb} - a_1$
$F_{tr,Rd}$	$= \frac{0.9F_u A_s}{\gamma_{M2}}$
γ_{M2}	1.25

Consideración de cortante

$$V_{Rd,plate} = \frac{n_{filas} M_u t_{pl}}{n_{pernos} \gamma_{M2}}$$

n_{filas}	2 para conexión 4E y 4ES y 4 para 8ES denominación AISC
-------------	---

Los pernos deben cumplir con la consideración de cortante y tensión mediante

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1.0 \text{ (Tabla 3.4 EN1993-1-8)}$$

Donde:

$F_{v,Rd}$	$= \frac{0.6F_u A_s}{\gamma_{M2}}$
$F_{t,Rd}$	$= \frac{0.9F_u A_s}{\gamma_{M2}}$

- Diseño de la placa extendida

La fuerza total aplicada por uno de los patines en la placa extendida es

$$F_{tr,Rd} = \frac{M_{Rd}}{d_b - t_{fb}}$$

La ecuación de trabajo virtual

$$4M_{pl,1,Rd}\theta = F_{tr,Rd}\theta m \text{ (EN1993-1-8)}$$

Para que no exista arrancamiento ni fluencia en la placa (condición de placa delgada)

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{n_{filas} l_{eff} t^2 F_{ypl}}{4\gamma_{M0}}$$

Y para que la fluencia se desarrolle en la viga y no en la columna

$$\frac{n_{filas} l_{eff} t_{pl}^2 F_y}{4} = M_{pl,1,Rd} d_1 \text{ y } t_{pl} = \sqrt{\frac{4M_{pl,1,Rd} d_1}{n_{filas} l_{eff} F_y}}$$

Donde

l_{eff}	$= p$ Distancia existente entre las filas de pernos internos 4E $= 2m + 0.625e + 0.5p$ Para otras configuraciones posibles
γ_{M0}	1.0
b_{pl}	$= 2d_1, d_1 \geq d_{fc}/2 - t_{wc}/2$

- Chequear la resistencia de la placa extendida y la columna al aplastamiento

La resistencia de la placa $B_{p,Rd}$ y la columna al aplastamiento no debe exceder la tensión aplicada por los pernos. Si no se cumple requiere placas de continuidad

$$B_{p,Rd} > F_{tr,Rd}$$

Donde

$B_{p,Rd}$	$= 0.6\pi d_m t_{pl} F_u / \gamma_{M2}$
$F_{tr,Rd}$	$\frac{M_{Rd}}{d_b - t_{fb}}$

- Chequeo del panel de la columna en cortante

En el diseño en el cual las articulaciones plásticas se forman en la viga en sus extremos. Y si la siguiente igualdad no se cumple deben añadirse placas de continuidad en el panel de la columna.

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}$$

$$V_{wp,Ed} = \frac{2 M_{pl,Rd,left}}{d_b - 2t_{fb}}$$

$$V_{wb,Rd} = \frac{0.9F_{yc}(d_c - 2t_{fc})t_{wc}}{\sqrt{3}\gamma_{MO}} \text{ (EN 1993-1-8-2005, 6.2.6.1(2))}$$

Y cumplir con las siguientes condiciones

El área que debe añadirse es equivalente a

$$A = \frac{\sqrt{3}\gamma_{MO}(V_{wp,Ed} - V_{wb,Rd})}{0.9 F_y}$$

Y la resistencia a cortante brindada por los rigidizantes es la siguiente

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_c - 2t_{fc}} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_c - 2t_{fc}} \text{ (EN 1993-1-8-2005, 6.2)}$$

$$h_{pl} \geq d_b + na_1 \quad t \geq A/2h_{pl}$$

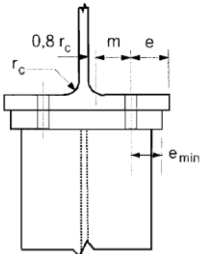
Donde

n	2 para 4E y 4ES y 4 para 4ES
t	Espesor de las placas de continuidad

- Chequear el alma de la columna en compresión y tensión

$$F_{c,wc,Rd} > F_{tr,Rd}$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{b_{eff,c,wc} t_{wc} F_{ypl}}{\gamma_{MO}} \quad (6.2.6.2 \text{ EN } 1993-1-8)$$

$l_{eff,c,wc}$	<p>= p Distancia existente entre las filas de pernos internos 4E</p> <p>= $2m + 0.625e + 0.5p$ Para otras configuraciones posibles</p>
$b_{eff,t,wc}$	= $\min(d_{perno} + 1.2m_t, d_{perno} + p/2 + 0.6m_t)$
m_t	= $b_{fc} - t_{wc}/2 - r_c - d$
d	<p>Distancia en planta del patín a la fila de pernos en planta</p>  <p>El diagrama muestra un patín de columna con un alma y una placa de continuidad. Se indican las siguientes dimensiones: d es la distancia desde el borde del patín hasta la línea de los pernos; m es la distancia desde el eje del alma hasta el primer par de pernos; e es la distancia entre los pares de pernos; e_{min} es la distancia desde el borde del patín hasta el primer par de pernos; r_c es el radio de curvatura del alma; y $0.8r_c$ es la distancia desde el eje del alma hasta el primer par de pernos.</p>

- Capacidad rotacional de un elemento

Capacidad rotacional según Eurocódigo

$$\beta = \left| 1 - \frac{M_{j,b2Ed}}{M_{j,b1Ed}} \right| \leq 2 \quad (5.3.9 \text{ EN } 1993-1-8)$$

Donde

β	Sí existen dos vigas de borde se calcula según (5.3.9 EN 1993-1-8)
---------	--

	Sí solo existe una viga $\beta = 1$ (Tabla 5.4 EN 1993-1-8)
--	---

Y para el factor de reducción por cortante (Tabla 6.3 EN 1993-1-8)

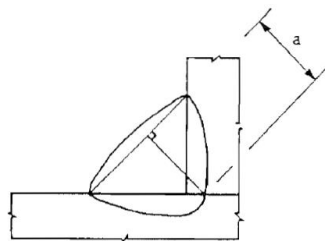
Parámetro transformacional β	Factor ω
$0 \leq \beta \leq 0.5$	$\omega = 1$
$0.5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff,t,wc}t_{wc}/A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2(b_{eff,t,wc}t_{wc}/A_{vc})^2}}$

$$A_{vc} = (d_c - 2t_{fc})t_{wc} \text{ (EN 1993-1-1 y EN 1993-1-8 6.2.6.2)}$$

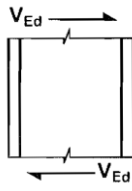
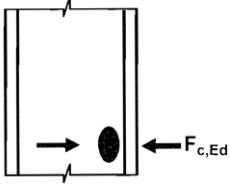
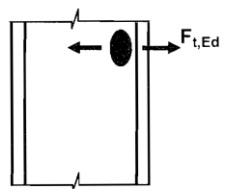
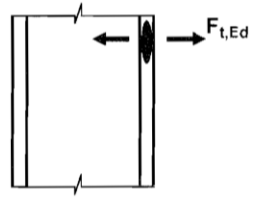
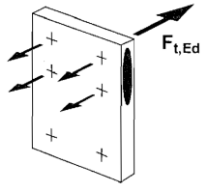
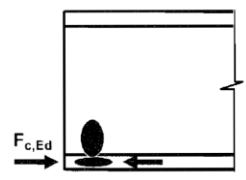
Para las soldaduras (EN 1993-1-8-2005 4.8)

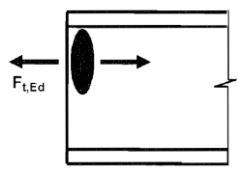
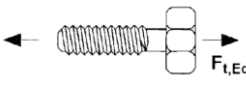
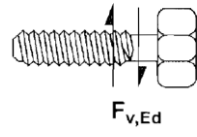
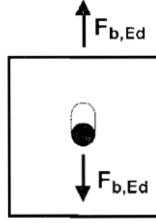
$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a l_{eff}$$

Donde



Los elementos a la conexión a momento según EN 1993-1-8-2005 se detallan a continuación:

Componente			Referencia a los criterios
			Resistencia de diseño
1	Panel de la columna en cortante		EN 1993-1-8 6.2.6.1 $V_{wb,Rd} = \frac{0.9F_{yc}(d_c - 2t_{fc})t_{wc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$
2	Alma de la columna en compresión transversal		EN 1993-1-8 6.2.6.2 $F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,c,wc} t_{wc} F_{ypl}}{\gamma_{M0}}$ $F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega b_{eff,c,wc} t_{wc} F_{ypl}}{\gamma_{M1}}$
3	Alma de la columna en tensión transversal		EN 1993-1-8 6.2.6.3 $F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,c,wc} t_{wc} F_{ypl}}{\gamma_{M0}}$
4	Patín de la columna en flexión		EN 1993-1-8 6.2.6.4 $F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,c,wc} t_{wc} F_{ypl}}{\gamma_{M0}}$
5	Placa en flexión		EN 1993-1-8 6.2.6.5 Ver Diseño de placa (Diseño componente 5)
7	Patín de viga y columna en compresión		EN 1993-1-8 6.2.6.7 $F_{cr,Rd} = \frac{F_y S_{xxb}}{d_b - t_{fb}}$

8	Alma de la viga en tensión		EN 1993-1-8 6.2.6.8 $F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb}}{\gamma_{M0}}$
10	Pernos en tensión		EN 1993-1-8 3.6 $F_{t,Rd} = \frac{0.9 F_u A_s}{\gamma_{M2}}$
11	Pernos en cortante		EN 1993-1-8 6.2.6.4 EN 1993-1-8 6.2.6.5 Pernos en cortante $F_{v,Rd} = \frac{0.9 F_u A_s}{\gamma_{M2}}$
12	Pernos en flexión (en la columna y en la placa extendida)		EN 1993-1-8 3.6 (Diseño componente 5)

Diseño de placa (Diseño componente 5) Con fuerzas de arrancamiento

Existen fuerzas de arrancamiento cuando la fuerza excede

EN 1993-1-8 6.2.6.5 (Tabla 6.2) (Con fuerzas de arrancamiento)

Criterio 1

$$\text{Con rigidizantes } F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1Rd}}{m} = 4 * 0.25(p + (2m + 0.625e + 0.5p)) \frac{t_p^2 f_{yp}}{m \gamma_{M0}}$$

$$\text{Sin rigidizantes } F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m} = 4 * 0.25(p + (2m + 0.625e + 0.5p)) \frac{t_p^2 f_{yp}}{m \gamma_{M0}} + 2 * 0.25(p + (2m + 0.625e + 0.5p)) \frac{t_{rig}^2 f_{yp}}{m \gamma_{M0}}$$

Criterio 2

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,2Rd} + e \sum F_{t,Rd}}{m + e}$$

Criterio 3

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \frac{0.9F_u A_s}{\gamma_{M2}}$$

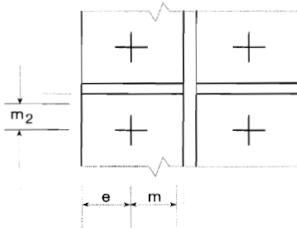
Para la placa

$$\sum l_{effp} = p + (0.5p + \alpha m) - (2m + 0.625e + 0.5p)$$

Para columna sin rigidizar

$$\sum l_{effp} = (0.5p + \alpha m) - (2m + 0.625e) + p + (2m + 0.625e + 0.5p)$$

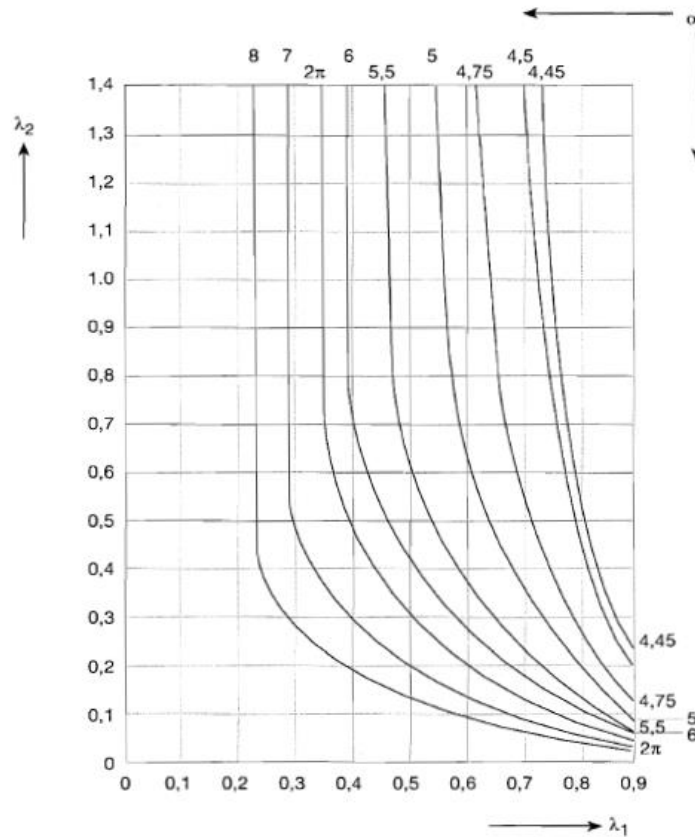
Donde



$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e}, \text{ para la placa,}$$

$$\text{Y } \lambda_2 = \frac{m_2}{m+e}, \text{ para columna rigidizada}$$

Ilustración 21. Valores de α para placa y para columna sin rigidizar



Fuente: (European Commission: Joint Research Centre, 2012)

Rigidez rotacional del nudo $S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}}$ rotación (EN 1993-1-8-2005 6.3.1(4))

Rigidez inicial $S_j = \frac{Ez^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$

Donde

$$\mu = \begin{cases} 1, & M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} \\ \left(\frac{1,5 M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2,7}, & \frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \end{cases}$$

Los parámetros de rotación k_i se listan EN 1993-1-8-2005 6.3.1(8)

Unión viga columna con placa extendida	Coefficientes de rigidez a tomar en cuenta	Factores (EN 1993-1-8-2005 6.3.3.1) k_{eq} , representa los siguientes estados
De un solo lado de la columna	k_1, k_2, k_{eq}	Alma de la columna en tensión k_3 El patín de la columna en flexión k_4
De ambos lados con momentos iguales	k_2, k_{eq}	Placa extendida en flexión k_5 Pernos en tensión k_{10}
De ambos lados con momentos desiguales	k_1, k_2, k_{eq}	

Para los valores de k_{1-5}, k_{10} (EN 1993-1-8-2005 6.3.2)

Componente	Sin rigidizar	Rigidizado
Panel de la columna en cortante	$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
Panel de la columna en compresión	$k_2 = \frac{0.7b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
Alma de la columna en tensión	$k_3 = \frac{0.7b_{eff}t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
Patín de la columna en flexión	$k_4 = \frac{0.9b_{eff}t_{fc}^3}{m^3}$	
Placa extendida en flexión	$k_5 = \frac{0.9b_{eff}t_{fp}^3}{m^3}$	
Pernos en tensión, para una fila de pernos	$k_{10} = \frac{1.6 A_s}{t_{fc} + t_p + 0.75d_{perno}}$	

$$A_{vc} = (d_c - 2t_{fc})t_{wc} \text{ (EN 1993-1-1 y EN 1993-1-8 6.2.6.2)}$$

Para $k_4, b_{eff} = \min(p, (0.5p + \alpha m) - (2m + 0.625e))$ En columna rigidizada

Para $k_4, b_{eff} = \min(p, 2m + 0.625e + 0.5p)$ En columna sin rigidizar

Para $k_5, b_{eff} = \min(p, (0.5p + \alpha m) - (2m + 0.625e + 0.5p))$

Para el cálculo de las rigideces con el momento general (EN 1993-1-8-2005 6.3.1)

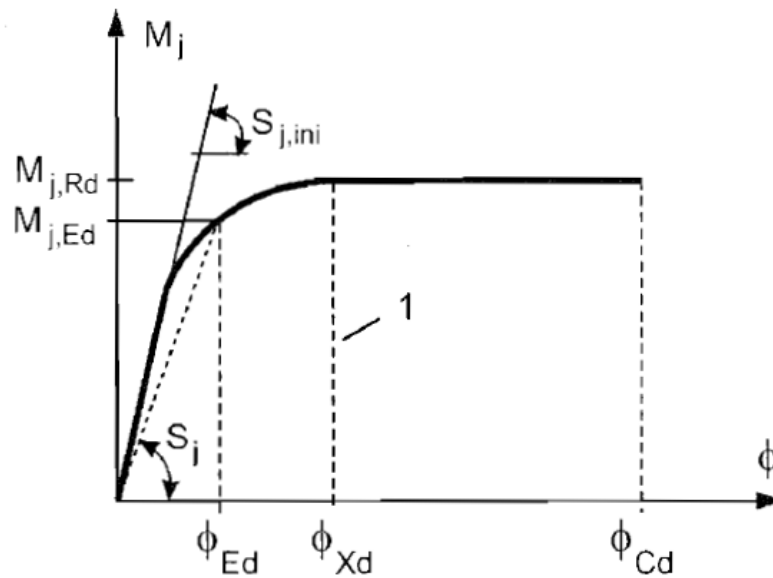
$$(EN 1993-1-8-2005 6.3.3.1(1)) k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff} h_r}{z_{eq}}$$

$$(EN 1993-1-8-2005 6.3.3.1(2)) k_{eff} = \frac{1}{\sum_i k_r}$$

$$(EN 1993-1-8-2005 6.3.3.1(2)) z_{eq} = \frac{\sum_i k_{eff} h_0^2}{\sum_i k_{eff} h_r}$$

Diseño de la curva característica Momento rotación (EN 1993-1-8-2005 6.1.2.4)

Ilustración 22. Curva momento-rotación para una placa extendida



Fuente: (Comisión Europea para la Estandarización , 2005)

5. Comparativa criterios de diseño. A continuación, se muestran dos diagramas de flujo, que contienen la metodología de diseño para conexiones semirrígidas por AISC y por Eurocódigo respectivamente. Como se observará en los diagramas, la metodología de AISC las dimensiones de los pernos, no tiene influencia en el comportamiento de la placa (teóricamente); por su parte Eurocódigo si considera la influencia del grupo de pernos en la placa. Es pues Eurocódigo un método de ensamble de componentes puramente iterativo, mientras que AISC ofrece un enfoque directo de análisis. La rigidez rotacional de los elementos se calcula mediante los modelos propuestos por Frye y Morris y Chen, con un modelo ajustado por regresión lineal. Al igual que en el ensamble de la resistencia Eurocódigo realiza el ensamble de la rigidez global a partir de cada uno de los elementos. La siguiente tabla muestra las principales características de cada metodología.

Tabla 9 – Características de la metodología de diseño para conexiones semirrígidas de AISC / Eurocódigo

AISC	EUROCÓDIGO
<ul style="list-style-type: none"> - Análisis directo. - Factor de líneas de fluencia. - Gráfica de rigidez no lineal. - Límite máximo de espesor de placa para precalificación $\frac{3}{4}$". - Existe factor de reducción para grupo de pernos. - No existe procedimiento descrito para añadir rigidizantes al patín del soporte. - Aproximación directa del espesor de la placa - Obtención de la del límite de ángulo de la rotura de la placa por medio de extrapolación de funciones. - Cálculo de la resistencia de los elementos a partir de la resistencia de los componentes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Análisis por componentes. - Análisis por ancho efectivo. - Gráfica de rigidez tri-lineal. - No existe límite para espesor de placa, ni máximo ni mínimo. - No existe reducción para grupo de pernos. - Procedimiento descrito para rigidizar patín del soporte por medio de placas de respaldo. - Resistencia iterativa de la placa, según espesor. - No existe límite, para la estimación del ángulo de rotura de la placa. - Calcula la resistencia de los elementos, a partir de los probables mecanismos de falla.

Ilustración 23 – Metodología de diseño para conexiones semirrígidas por AISC

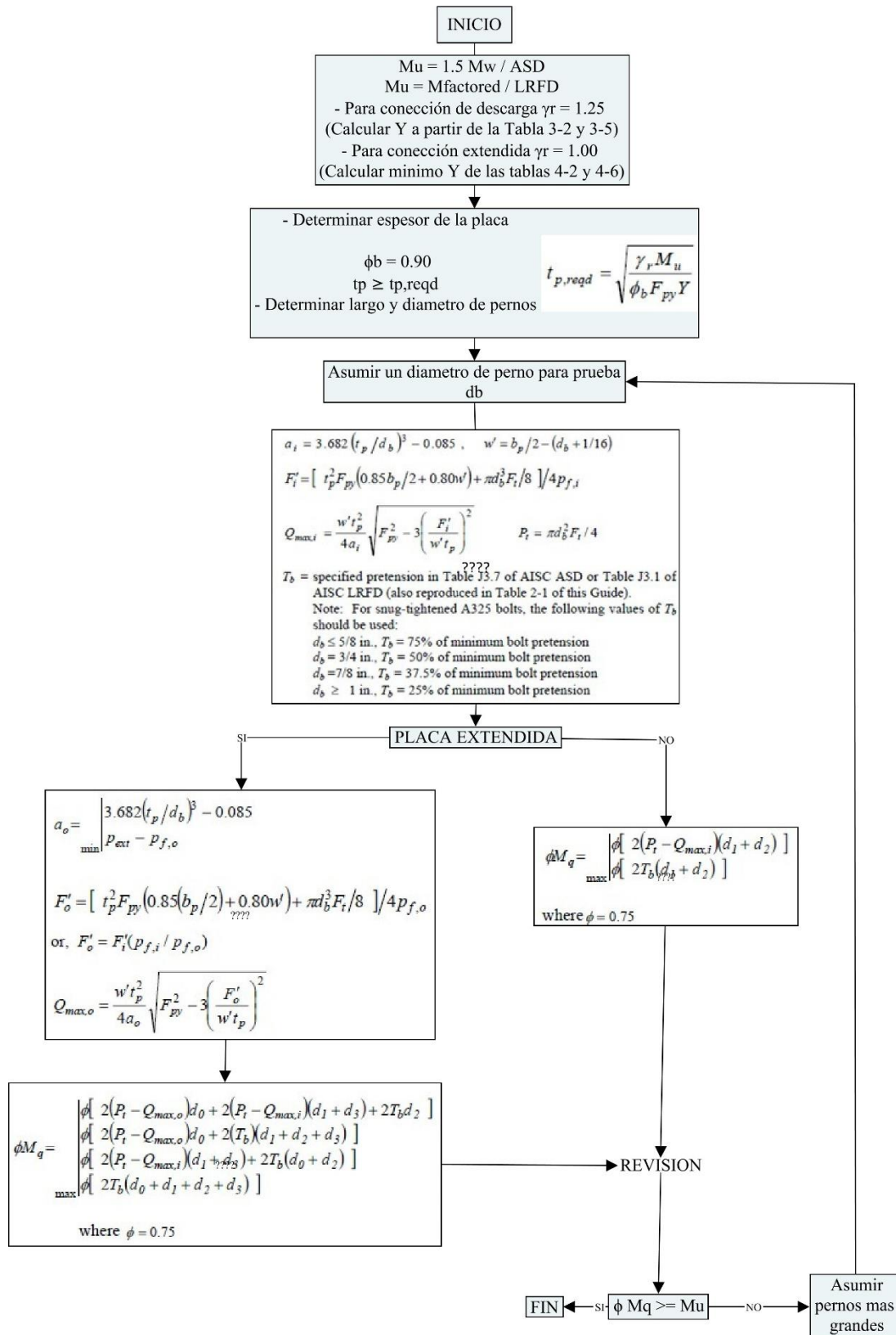
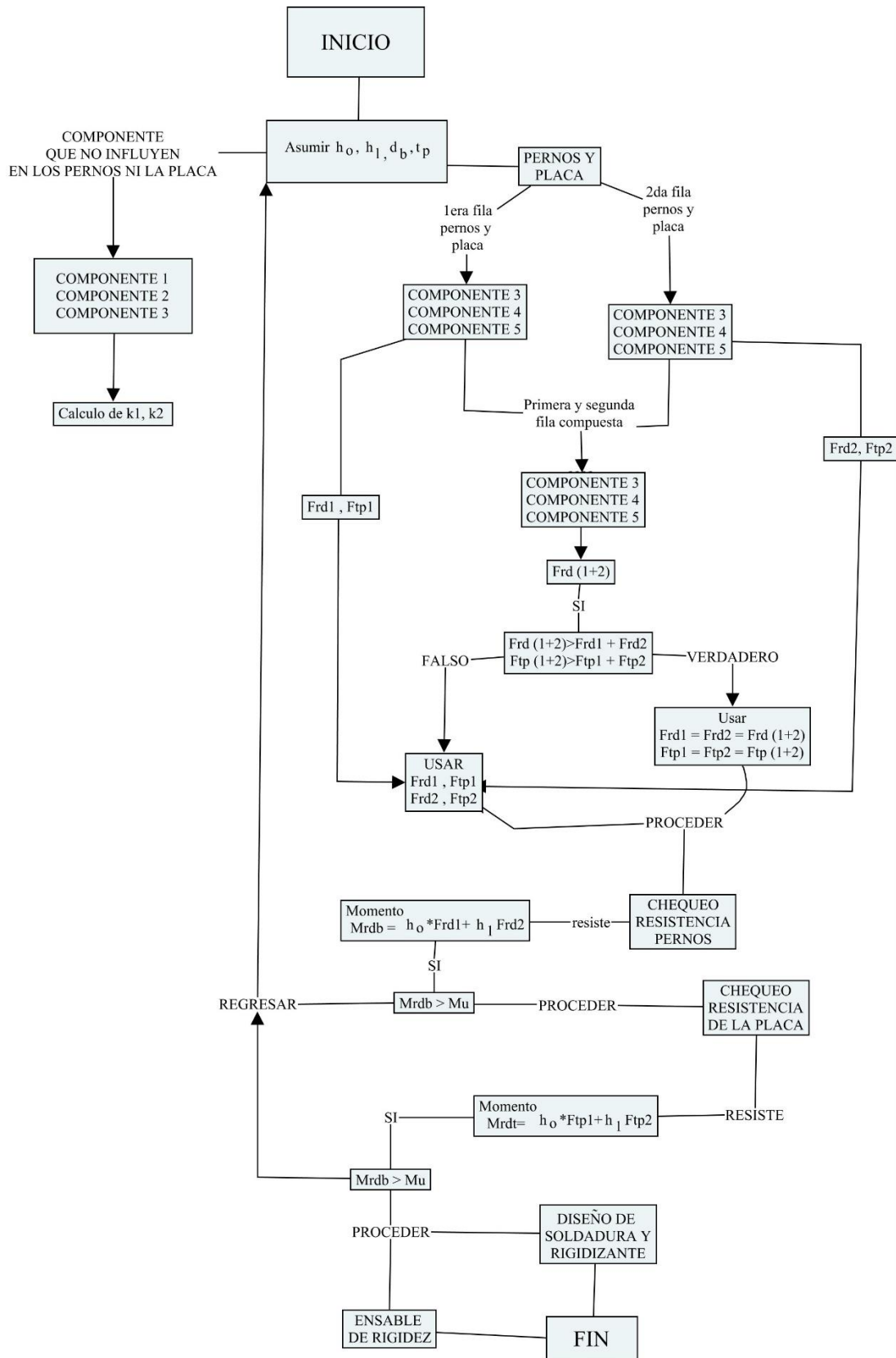


Ilustración 24 - Metodología de diseño para conexiones semirrígidas por EUROCODIGO



6. Recomendaciones recopilación bibliográfica. Recomendaciones producto de la investigación realizada desde 1950:

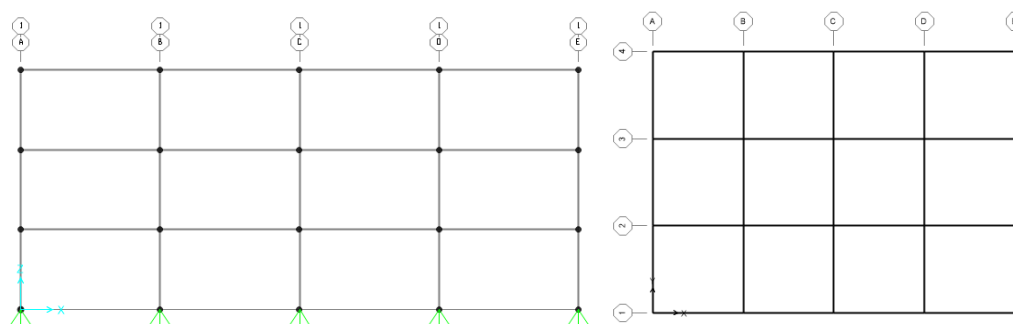
- Diseño de la placa extendida
 - o Sí la fuerza aplicada es menor al 90% de la capacidad del elemento no es necesario considerar las fuerzas de arrancamiento. Sí la fuerza aplicada es menor de 90% de la capacidad de placa, esta se considera una placa gruesa y no es necesario considerar las fuerzas de arrancamiento; por el lado contrario sí esta se excede se considera delgada y deben considerarse las fuerzas de arrancamiento. Borgsmiller *et al.* (1995)
- Grupo de pernos
 - o Las placas con pernos completamente tensados muestran mejor comportamiento en la rigidez del nudo que aquellos levemente tensionados, aunque la capacidad final de la conexión no muestra diferencias significativas. Murray *et al* (1991)
 - o El comportamiento de grupo de pernos varía en dos etapas: cuando el comportamiento es puramente elástico y se tiene una placa gruesa según la denominación de Borgsmiller *et al.* (1995), y un segundo estado cuando se forman las articulaciones plásticas, presentando la condición de arrancamiento y la placa se considera delgada según la clasificación anterior.
- Consideraciones en el soporte o columna
 - o Se recomienda distribuir las fuerzas de los patines de la viga en una razón 1:1 y de 3:1 para el alma de la viga, distribuyendo así las fuerzas equivalentes soportadas en el patín de la columna, transmitidas a través de la placa extendida. Mann and Morris (1979).
- Diseño para fuerzas cíclicas
 - o Las conexiones sin rigidizantes deben diseñarse para que tango los pernos y la placa extendida soporten 1.3 veces el momento plástico soportado por la viga, a fin de soportar las fuerzas de arrancamiento Ghobarah *et al* (1990).
 - o La capacidad de soportar momento de la conexión disminuye a medida que el tamaño de la viga aumento. Adey *et al* (1997).

- El procedimiento de diseño requiere aumentar las fuerzas del análisis un 20% a fin de soportar las posibles fuerzas de arrancamiento. Adey et al (1997).
- No se recomienda generar accesos para la soldadura del patín en el alma de la viga a conectar debido a problemas de fragilidad. Meng and Murray (1997).

B. Planteamiento del modelo

1. Dimensionamiento geométrico del marco propuesto. El marco propuesto para el estudio está diseñado para poder obtener secciones apropiadas para resistir las cargas sísmicas obtenidas por un SMF resistente a momento y posteriormente diseñar las conexiones mediante BUEP de resistencia parcial. La integración de cargas se realiza por medio de la metodología correspondiente. Se seleccionaron alturas de 12 ft (3.66 m) en tres niveles, y bahías de 21 ft (6.60 m), dimensiones apropiadas para un edificio de oficinas. A continuación, se presenta la elevación del marco propuesto y la planta para la integración de cargas.

Ilustración 25- Elevación y planta de la estructura sugerida



Los marcos de resistencia evaluados serán iguales en geometría y secciones, para el eje número 1 y eje 4. Los ejes en planta son iguales y equivalentes a 21 ft (6.60 m) en ambas direcciones. El uso del edificio se adecua a oficinas, y la base se encuentra nominalmente articulada por facilidad en el análisis. La estructura se encuentra al nivel del suelo, con un área total por planta de 5292 ft² (491.64 m²) por planta, se considera una fachada solida de hasta 50 psf. El área se considera únicamente para carga de techo, y no se encuentran edificios aledaños. Como objetivo principal se tiene encontrar las solicitaciones de momento para la comparativa por las distintas normas AISC y Eurocódigo.

2. Selección e integración de cargas según LRFD y AGIES. La integración de cargas se realiza según los valores obtenidos mediante la tabla 3.4 del DOC 4 NSE-2, las cargas de metal deck mediante el Composite Floor Deck Slabs de United Steel Deck, Inc. Para 2" Lok-Floor. Y aquellas cargas que no pudieron obtenerse mediante la tabla 4.1 de Cargas mínimas distribuidas de ASCE 7-10. El resumen de la integración de cargas se presenta a continuación

Tabla 10 - Integración de carga

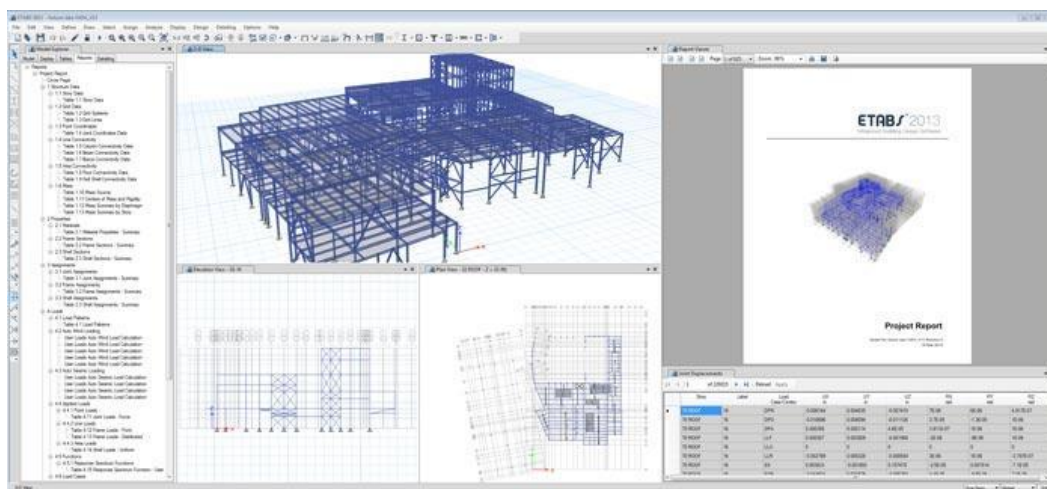
LL	80	<i>psf</i>	OFICINA + TABICACIONES	300 Kg/m ²
Deck	42	<i>psf</i>	DECK FLOOR + 2" CONCRETO	
Cielo suspendido	1	<i>psf</i>	ASCE 7-05	
Instalaciones	4	<i>psf</i>	ASCE 7-05	
Piso Cerámico	16	<i>psf</i>	ASCE 7-05	
Contrapiso 2" (8 psf/in)	16	<i>psf</i>	AGIES NSE 2-2010	
DL	79	<i>psf</i>		
LR	20	<i>psf</i>	ASCE 7-05	
Deck	42	<i>psf</i>	DECK FLOOR + 2" CONCRETO	
Impermeabilizante	5.5	<i>psf</i>	ASCE 7-05	
Instalaciones	4	<i>psf</i>	ASCE 7-05	
Piso Cerámico	16	<i>psf</i>	ASCE 7-05	
Cielo suspendido	1	<i>psf</i>	AGIES NSE 2-2010	
DL	68.5	<i>psf</i>		
Entrepiso			Techo	
DL	79	<i>psf</i>	DL	68.5 <i>psf</i>
LL	80	<i>psf</i>	LL	20 <i>psf</i>

3. Comparativa y selección software a utilizar. Entre los paquetes de software a utilizar disponibles en la industria puede escogerse una amplia gama de paquetes basados en análisis por elementos finitos (FEM), apropiados para su utilización en el análisis de estructuras u otros elementos. Las soluciones más comunes en el medio, y algunas otras más especializadas se encuentran a continuación:

- ETABS

Es un paquete de software desarrollado por CSI América, que ofrece una solución integrada para el análisis estructural y el diseño por normativa. Se ofrece la posibilidad de trabajar en dos y tres dimensiones, con opciones avanzadas en la discretización de elementos, herramientas avanzadas de visualización de esfuerzos, y la capacidad de efectuar análisis lineal y no lineal. Los materiales pueden adaptarse a funciones específicas, y cuenta con la integración de normas de diseño para este caso. Las funciones del paquete van desde la producción de dibujos esquemáticos de un edificio hasta los aspectos de diseño de integración de normas en el proyecto. El paquete está usualmente diseñado para la integración de edificios completos, y brinda la opción de diseñar elementos a partir de límites ingresados por el usuario.

Ilustración 26 -. Interfaz de ETABS

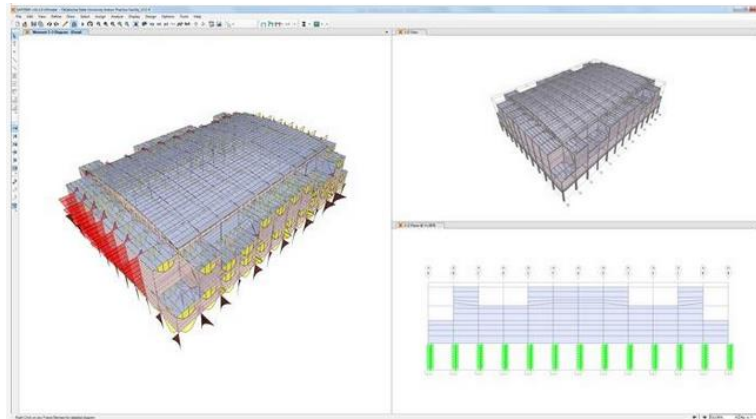


Fuente: (Computers & Structures, Inc, 2013)

- SAP 2000

Al igual que ETABS se desarrolla por CSI de América, es una solución de métodos analíticos de diseño basados en FEM, constituyéndose como las soluciones más utilizadas en el mercado. La interfaz es sencilla de utilizar, con gran rapidez en el análisis de análisis complejos, cuenta con herramientas de discretización basadas en plantillas, y cuenta con la capacidad de integrar cargas de viento, sismo, y vibraciones según una amplia gama de normativas internacionales. El análisis modal es simple, presenta la gran ventaja de poder utilizar modelos vivos, en los cuales posteriormente a cambiar condiciones del modelo el análisis se regenera automáticamente, sin necesidad de volver a efectuar el análisis global de la estructura manualmente. Además cuenta con funciones integradas que le confieren la capacidad de realizar análisis push-over.

Ilustración 27 - Interfaz de SAP2000

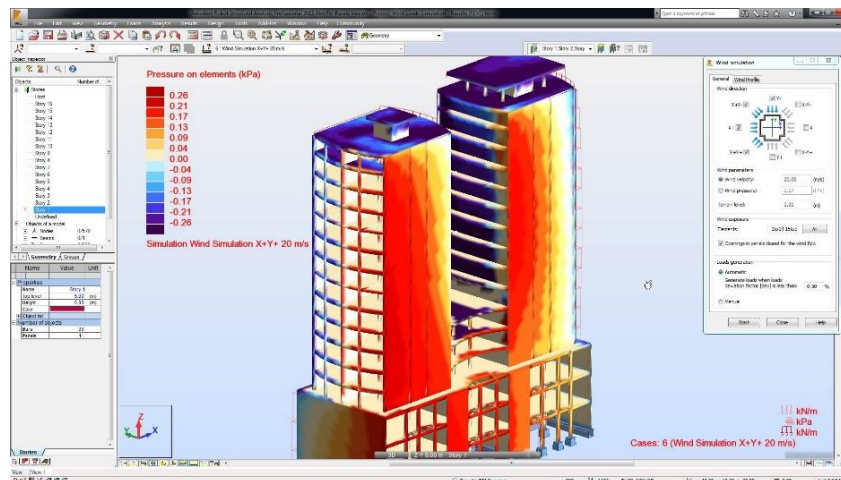


Fuente: (Computers & Structures, Inc., 2013)

- **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PRO**

Esta desarrollado por la casa Autodesk Inc, y cuenta con opciones de simulación estructural, análisis, y rutinas basadas en códigos de diseño para cada tipo de estructura. Cuenta con la opción de la integración del método de análisis directo de AISC aplicable a estructuras metálicas por medio del método riguroso. Integra la opción de establecer cargas de viento y sismo, discretización de estructuras para análisis avanzado. Este paquete integra la posibilidad de realizar detallados con paquetes de software integrado como Revit™, y análisis integrado mediante servidores en línea dedicados para tal propósito.

Ilustración 28- Interfaz Robot Structural Analysis Professional



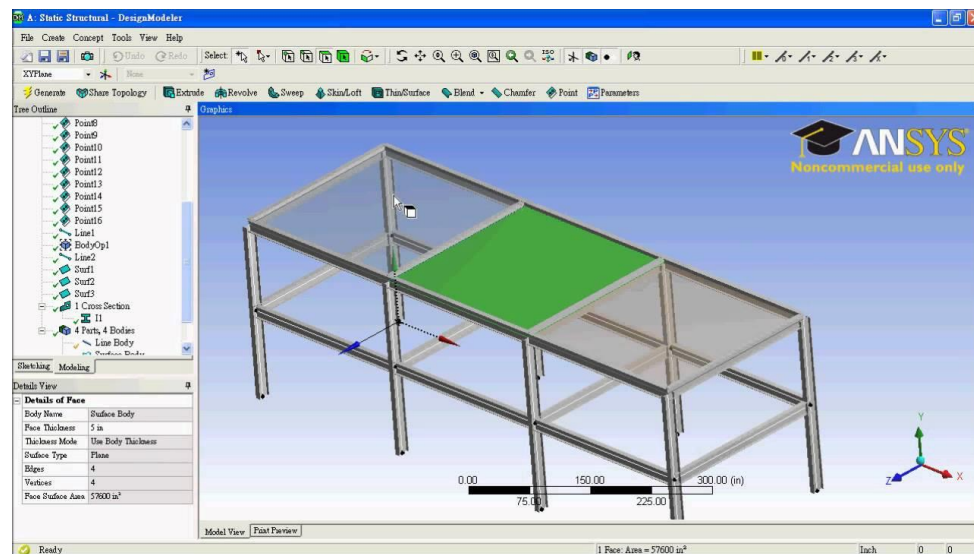
Fuente: (Autodesk, 2003)

Disponible en: <http://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/features/all/gallery-view>

- ANSYS STRUCTURAL ANALYSIS SOFTWARE

El paquete está desarrollado por la casa ANSYS, este paquete basado en FEM con la capacidad de efectuar análisis lineal estático para proveer deformaciones y esfuerzos, análisis modal para la determinación de las características vibratorias de un edificio, y soluciones transitorias no lineales para considerar los efectos complejos en casos dinámicos. La fidelidad de los resultados se ha corroborado en una serie de estudios alrededor del mundo, debida a la integración de librerías robustas que analizan desde los miembros como conexiones, hasta el comportamiento de rigidez global de la estructura.

Ilustración 29 – Intefaz ANSYS Structural Analysis

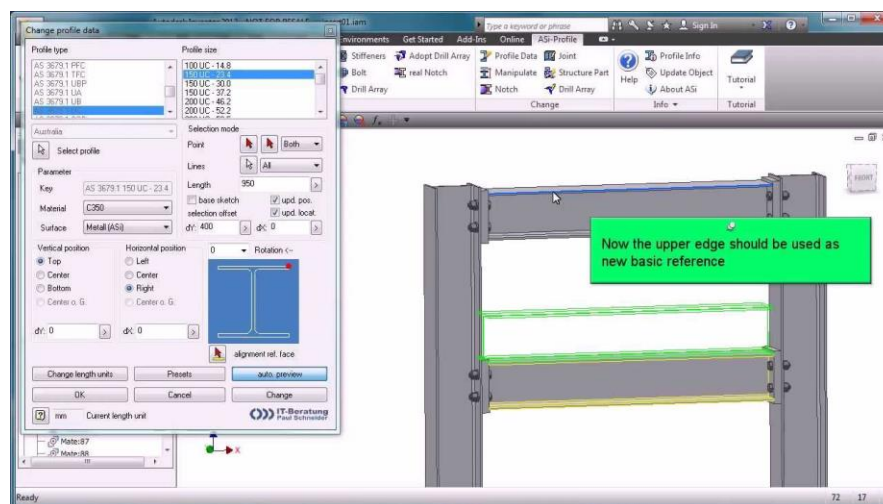


Fuente: (ANSYS, 2015)

- INVENTOR 3D

Está desarrollado para la realización de simulación de análisis mecánico, y la documentación para prototipos basados en FEM. Puede realizarse la simulación de estructuras a partir de sus elementos aislados, y las conexiones. Provee información de gráficas de esfuerzos de Von Mises, y la integración de análisis de grupos de pernos y conexiones, con estudios realizados en el mismo. Este software se constituye como la solución alternativa al paquete ANSYS, ya que ambos proveen soluciones similares y soluciones apropiadas para su utilización en distintas áreas de la ingeniería.

Ilustración 30 – Interfaz software Inventor



(Autodesk, Inc., 2009)

4. Selección de software (Paquete SAP2000 V17). La selección se realizará en base a una serie de cuatro parámetros de utilización y confiabilidad, descritos en el cuadro comparativo a continuación:

Tabla 11 - Evaluación de alternativas de software

Paquete de software	Conocimiento del paquete	Fiabilidad en resultados	Disponibilidad del paquete	Capacidad de proceso	Agilidad en resultados	Puntuación
ETABS	X	X	X	X		4
SAP2000	X	X	X	X	X	5
ROBOT STRUCTURAL	X	X		X		3
ANSYS STRUCTURAL		X		X		2
INVENTOR 3D		X	X	X		3

Debido a su facilidad de uso, conocimiento, disponibilidad y la característica “Model Alive” que facilita la iteración de procesos se utilizara mediante análisis 2D el paquete de software SAP 2000.

5. Estructuración del modelo mediante software y asignación de cargas. Se diseñaran los perfiles con la integración de cargas gravitacionales, para el posterior diseño de las cargas laterales y la respectiva integración de viento, para esto se considerará el proceso de diseño y condiciones límite establecidas en AISC 360-10 Capítulo F para los miembros sometidos a flexión (como vigas), y el capítulo E para los miembros sometidos a Compresión (como columnas), la integración de cargas de servicio se establece mediante la metodología LRFD, las deformaciones límites para elementos flexionantes se obtienen por medio de la Tabla 1604.3 de IBC 2009.

Selección de columnas gravitacionales

Tabla 12 - Integración de la carga gravitacional de las columnas

2. Carga gravitacional a columnas		E	29000	ksi	
ϕ_c	0.9	Fy	50	ksi	
A_{trib} sf					
Nivel		DL (psf)	LL (psf)	CEA=CEE	CEB=CEC=CED
Techo	12 ft	68.5	20	144	288
Segundo	12 ft	79	80	144	288
Base	14 ft	79	80	144	288

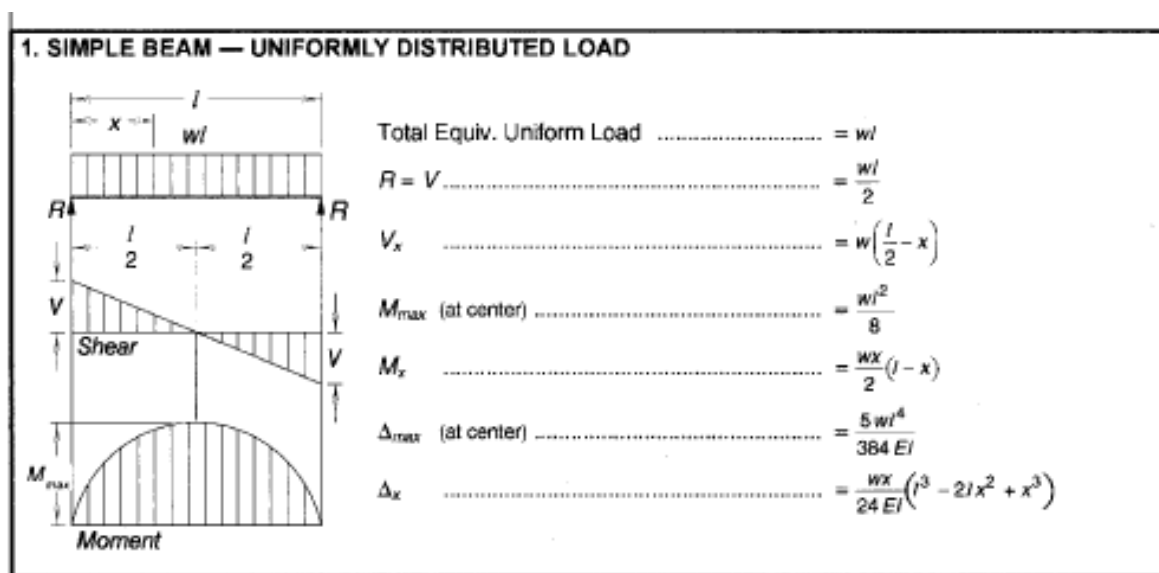
CEA=CEE		Acumulada		CEB=CEC=CED		Acumulada	
PDL	PLL	PDL	PLL	PDL	PLL	PDL	PLL
11.59	2.88	11.59	2.88	23.18	5.76	23.18	5.76
13.10	11.52	37.80	25.92	26.21	23.04	75.60	51.84
13.10	11.52	50.90	37.44	26.21	23.04	101.81	74.88
1.4 D _L	1.4D _L +1.6L _L	Pu	P	1.4 D _L	1.4D _L +1.6L _L	Pu	P
16.23	20.84	20.84	21.93	32.46	41.67	41.67	43.87
52.92	94.39	94.39	99.36	105.84	188.78	188.78	198.72
71.27	131.17	131.17	138.07	142.53	262.34	262.34	276.15
K _x	K _y	L * K _x	L * K _y	K _x	K _y	L * K _x	L * K _y
2.00	0.80	288.00	115.20	2.00	0.80	288.00	115.20
1.20	0.65	172.80	93.60	1.20	0.65	172.80	93.60
2.00	0.80	336.00	134.40	2.00	0.80	336.00	134.40

Continuación Tabla 12

Perfil	Esbeltez	R _x	R _y	Perfil	Esbeltez	R _x	R _y
W12X40	NO ESBELTO	56.14	59.38	W12X40	NO ESBELTO	56.14	59.38
W12X40	NO ESBELTO	33.68	48.25	W12X40	NO ESBELTO	33.68	48.25
W12X40	NO ESBELTO	65.50	69.28	W12X40	NO ESBELTO	65.50	69.28
Fe	F _{crit}	Capacidad	D/C	Fe	F _{crit}	Capacidad	D/C
81.17	38.64	406.84	0.05	81.17	38.64	406.84	0.11
122.96	107.83	1135.47	0.09	122.96	107.83	1135.47	0.18
59.64	35.20	370.68	0.37	59.64	35.20	370.68	0.74

Tabla 13 - Selección de vigas secundarias para entrepiso y techo

Las vigas secundarias se elaborarán a partir de una hipótesis de carga de tres claros, en la cual cada una recibirá una tercera parte de la carga del claro, para este fin se utilizará la sección compuesta formada con el metal deck, a fin de obtener perfiles livianos mediante la colocación de pasadores de cortante a cada 1ft. La hipótesis de carga distribuida permite simplificar el análisis, y las articulaciones se consideran como pineadas.

Ilustración 31 - Hipótesis de carga utilizada según carga distribuida (Tabla 3.23 AISC 13th. Steel Construction Manual)

Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2005)

4. Diseño gravitacional de las vigas secundaria entpiso				E	29000	ksi
				f _c	3	ksi
ϕ	0.9			F _y	50	ksi
L _b	84	in			c	1
L _{viga}	21	ft			C _b	1
L _{cs}	10.5	ft			I _c	88.6 in ⁴
s	7	ft	Combinaciones			
L _{pr}	21	ft	Pu, kips	1.4DL	0.7742	k/ft
WDL	0.553	k/ft	5.807	1.2DL+1.6 LL	1.6688	k/ft
WLL	0.56	k/ft	5.880	Wu	1.6688	k/ft
Deflexión permitida		δ , in	D/C	Efectos Máximos		
$\delta_p = L/360$	0.70	1.29	184.51%	$M_u = WL^2/8$	91.9926	k-ft
$\delta_p = L/240$	1.05	2.60	247.58%	$V_u = WL/2$	17.5224	kips
	Y1	Y2	Mn			
Caso 1			2142.95	δ , in	D/C	
Caso 2a	0.69	3.5	3018.94	$\delta_p = L/360$	0.45	63.88%
Caso 2b	-18.15	3.50	4867.90	$\delta_p = L/240$	0.89	84.65%
	ϕM_n		160.721			57.24%
Seccion	W12X14		Capacidad		k-ft	
L _r	7.73	ft	$L_b \leq L_p$		72.50	
L _p	2.66	ft	$L_p < L_b \leq L_r$		47.63	
L _b	7.00	ft	$L_b > L_r$		51.81	
F _{cr}	41.73	ksi	ϕM_n		42.87	214.59%
5. Diseño gravitacional de las vigas secundaria techo				E	29000	ksi
				f _c	3	ksi
ϕ	0.9			F _y	50	ksi
L _b	84	in			c	1
L _{viga}	21	ft			C _b	1
L _{cs}	10.5	ft			I _c	88.6 in ⁴
s	7	ft	Combinaciones			
L _{pr}	24	ft	Pu, kips	1.4DL	0.6713	k/ft
WDL	0.480	k/ft	5.035	1.2DL+1.6 LL	0.9632	k/ft
WLL	0.140	k/ft	1.470	Wu	0.9632	k/ft

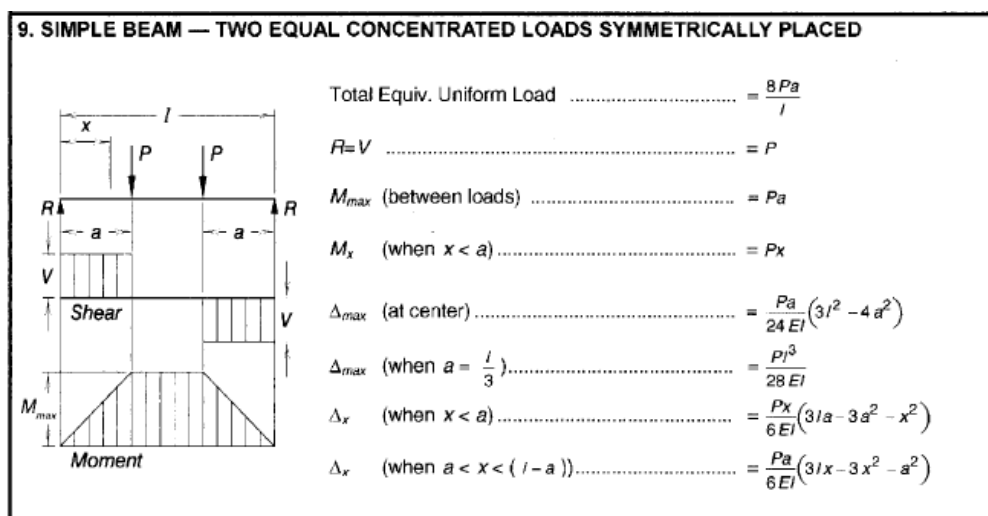
Deflexión permitida	δ, in		D/C	Efectos Máximos	
$\delta_P = L/360$	0.70	1.12	159.99%	$M_u = WL^2/8$	53.0964 <i>k-ft</i>
$\delta_P = L/240$	1.05	1.45	137.80%	$V_u = WL/2$	10.1136 <i>kips</i>

	Y1	Y2	Mn		δ, in	D/C
Caso 1			2142.95			
Caso 2a	0.69	3.5	3018.94		$\delta_P = L/360$	0.11 15.97%
Caso 2b	-18.15	3.50	4867.90		$\delta_P = L/240$	0.49 47.11%
		ϕM_n	160.721			33.04%

Seccion	W12X14	Capacidad	<i>k-ft</i>
L_r	7.73 <i>ft</i>	$L_b \leq L_p$	72.50
L_p	2.66 <i>ft</i>	$L_p < L_b \leq L_r$	47.63
L_b	7.00 <i>ft</i>	$L_b > L_r$	51.81
F_{cr}	41.73 <i>ksi</i>	ϕM_n	42.87 123.86%

Las vigas principales se seleccionarán a partir de la siguiente hipótesis de carga de la transmisión de esfuerzos a partir de las vigas secundarias como cargas puntuales:

Ilustración 32 - Hipótesis de carga, y deflexiones utilizadas (Tabla 3.23 AISC 13th. Steel Construction Manual)



Fuente: (American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC), 2005)

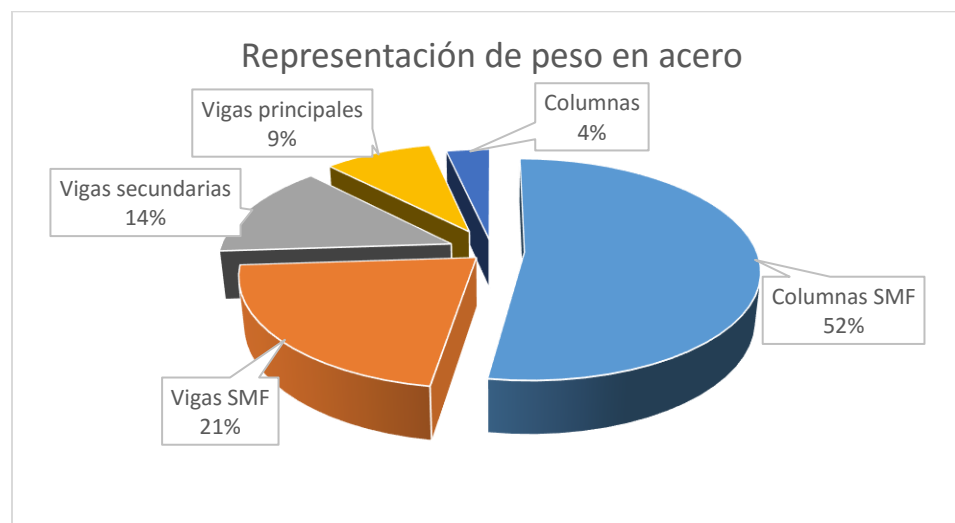
6. Diseño gravitacional de las vigas primarias entpiso				E	29000	ksi
ϕ	0.9			F_y	50	ksi
Lb	84	in		c	1	
Lviga	21	ft		C_b	1	
Lcs	10.5	ft		I_c	510	in ⁴
s	8	ft		Combinaciones		
Lsec	30	ft		1.4DL	8.1291	kips
PDL	5.807	kips		1.2DL+1.6 LL	16.3758	kips
PLL	5.880	kips		Pu	16.3758	kips
Deflexión permintedia		δ, in	D/C	Efectos Máximos		
$\delta_p = L/360$	0.70	0.22	32.05%	Mu= Pu s	131.0064	k-ft
$\delta_p = L/240$	1.05	0.45	43.01%	Vu = Pu	16.3758	kips
Seccion		W18X35		Capacidad		k-ft
L_r	12.34	ft		$L_b \leq L_p$	277.08	
L_p	4.31	ft		$L_p < L_b \leq L_r$	240.55	
L_b	7.00	ft		$L_b > L_r$	470.37	
F_{cr}	97.99	ksi		ϕM_n	216.50	60.51%
7. Diseño gravitacional de las vigas primarias techo				E	29000	ksi
ϕ	0.9			F_y	50	ksi
Lb	96	in		c	1	
Lviga	24	ft		C_b	1	
Lcs	12	ft		I_c	301	in ⁴
s	8	ft		Combinaciones		
Lsec	30	ft	Pu, kips	1.4DL	7.04865	kips
PDL	5.035	kips		1.2DL+1.6 LL	9.40065	kips
PLL	1.470	kips		Pu	9.40065	kips
Deflexión permintedia		δ, in	D/C	Efectos Máximos		
$\delta_p = L/360$	0.80	0.49	61.51%	Mu= Pu s	75.2052	k-ft
$\delta_p = L/240$	1.20	0.64	52.98%	Vu = Pu	9.40065	kips
Seccion		W16X26		Capacidad		k-ft
L_r	11.17	ft		$L_b \leq L_p$	184.17	
L_p	3.96	ft		$L_p < L_b \leq L_r$	143.70	

L_b	8.00	<i>ft</i>	$L_b > L_r$	262.55	
F_{cr}	82.05	<i>ksi</i>	ϕM_n	129.33	58.15%

Posteriormente se procede a integrar la carga sísmica según el procedimiento descrito en ASCE 7-10, y los coeficientes de sismicidad descritos en AGIES NSE 3. Adicionalmente se presentan gráficas con la representación de los porcentajes de carga de los elementos

8. Resumen gravitacional		Deck	2" Lock Floor + 2", gage 22
		W	
Vigas secundarias entrepiso	W12X14	14	
Vigas secundarias techo	W12X14	14	
Vigas primarias entrepiso	W18X35	35	
Vigas primarias techo	W16X26	26	
Columna E1=E5	W12X40	40	
Columna E2=E3=E4	W12X40	40	

9. Integración de la carga sísmica							
Asumir peso de los elementos de resistencia lateral							
WCOL	257	<i>lb/ft</i>		WCOL	257	<i>lb/ft</i>	
WVIG	50	<i>lb/ft</i>		WVIG	50	<i>lb/ft</i>	
				FACHADA	25	<i>psf</i>	
lb	Vigas secundarias	Vigas principales	Columnas	Vigas SMF	Columnas SMF	DL	0.175 LL
Techo	9408	4914	1440	14700	24672	375102	18522
Segundo	9408	6615	2880	14700	49344	443268	74088
Base	9408	6615	2880	14700	49344	443268	74088
		<i>lb</i>	75.76%		<i>lb</i>		
	Columnas SMF	123360	55.81%	DL	1261638	88.33%	
	Vigas SMF	44100	19.95%	0.25 LL	166698	11.67%	
	Vigas secundarias	28224	12.77%	Total cargas	1428336		
	Vigas principales	18144	8.21%				
	Columnas	7200	3.26%	Acero	221028	13.40%	
	Total Acero	221028		Cargas	1428336	86.60%	
				Total masa	1649364		

Ilustración 33 - Representación de los porcentajes de masa de la estructura

Adicionalmente se presenta la integración de carga de sismo y los factores del modelo, obteniéndose como porcentaje de carga sísmica el 22% de la demanda de masa del modelo

10. Integración de la carga sísmica			
Período de vibración empírico			
AGIES NSE 3 2.1.4.3 EC			
2-3			
		C_s	0.28
$T_a = C_T(h_n)^x$	0.49 s	C_{smax}	0.22
C_T	0.0724	C_{smin}	0.06
x	0.8	C_{sfinal}	0.22
h_n	10.98 m		
T_{max}	0.69		
Determinación de la pseudo aceleración		AGIES NSE-2-2010	
Lugar	Ciudad de Guatemala	Índice de sismicidad	4
Nivel protección	D	Obra	Ordinaria
Importancia			1.25
S_{cr}, S_{lr}	1.5	0.55	AGIES NSE 2-2010 FIGURA 4.1
F_a, F_v	1	1.5	AGIES NSE 2-2010 4.3.3.5 Tabla 4-2 y 3
S_{ms}, S_{ml}	1.5	0.825	
K_d, K_d	0.6667	0.6667	AGIES NSE 2-2010 4.3.4.1
S_{ds}, S_{d1}	1.00	0.55	

$T_s=S_{1s}/S_{cs}$	0.55	Parámetros de respuestal sismo			
$S_a(T)$	1.00005	R	4.5	C_d	4
W_s	362.29 kips	W	3		

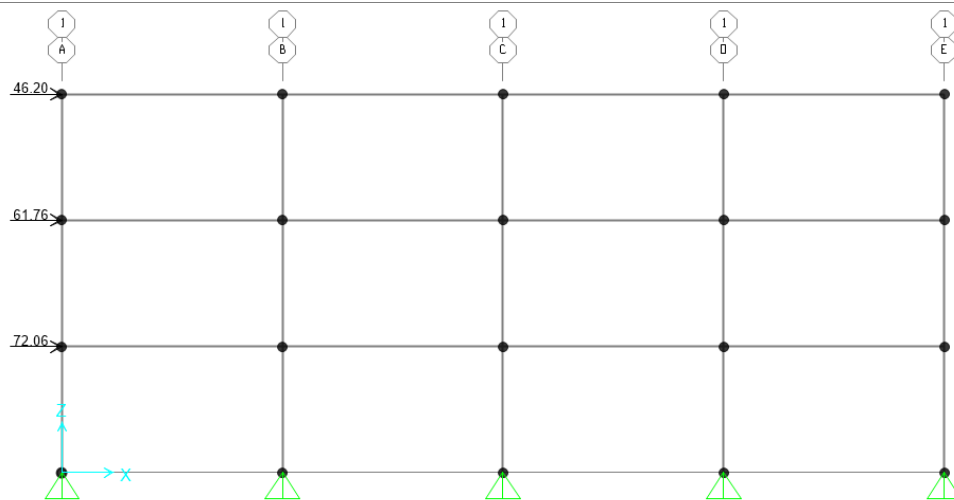
6. Análisis lineal estático para determinación de derivas

12. Predimensionamiento elementos SMF

Ejes x	2	$I_x := \left(\frac{F2 \cdot h^3}{12E} + \frac{F2 \cdot L \cdot h^2}{12 \cdot E} \right) \cdot \frac{1}{\Delta_p \cdot 0.8}$	Columna	Viga	
Cols _{eje}	4		3322.32584	2768.6049	
F_{col}	46.464 kips		I_{xx}		
L	288 in	COLUMNA	W14X257	3400	97.72%
h	144 in	VIGA	W21X50	1480	187.07%
E	29000 ksi				
Δ_p	0.72 in				
Δ_u	0.025 %				

Ilustración 34 - Cargas aplicadas al modelo en SAP 2000

	Hn, ft	W, kips	$W_x \cdot H_n$	VCs	W_s	W_s , marco
Techo	12	445.674	5348.088	0.26	93.17	46.59
Segundo	12	594.135	7129.62	0.34	124.21	62.11
Base	14	594.135	8317.89	0.40	144.91	72.46
		1633.944	20795.6		362.29	

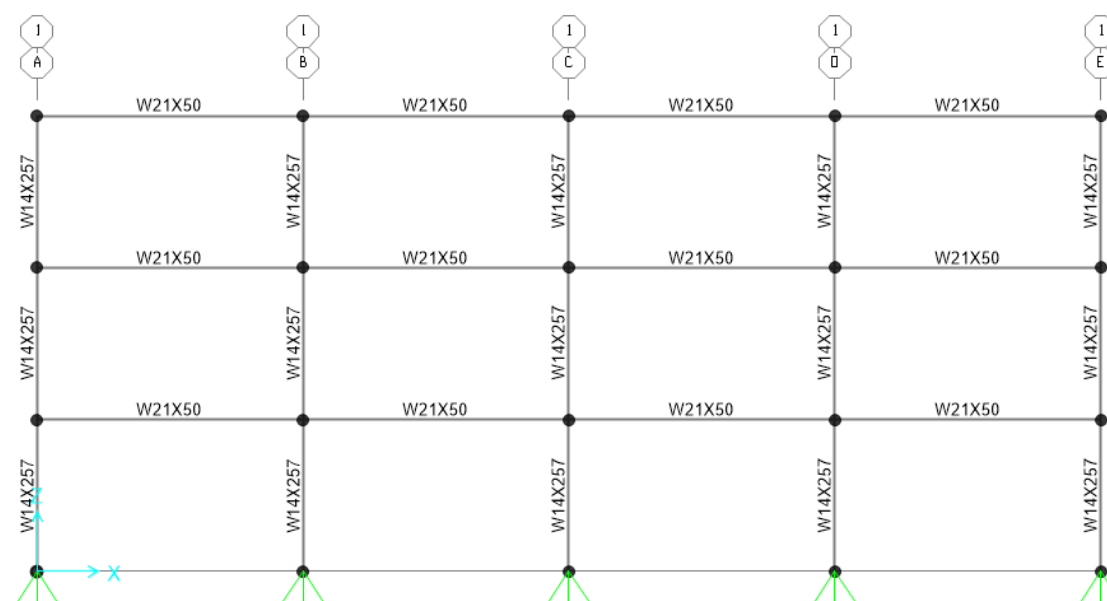


Con la aplicación de las cargas por medio de la integración sísmica se pudieron obtener los perfiles y las derivas laterales finales con sus respectivos factores de amplificación Cd.

13. Revisión de las derivas						
		δ	$\delta C_d/I_e$	Δ_p	D/C	
	Techo	2.16	0.34	1.09	3.6	30.22%
	Segundo	1.82	0.65	2.08	3.6	57.78%
	Base	1.17	1.17	3.74	3.6	104.00%

7. Iteración de perfiles finales en cada uno de los marcos especiales

Ilustración 35 – Perfiles obtenidos mediante la iteración de cargas



8. Obtención de las reacciones de diseño para cada una de las conexiones

14. Obtención de momentos para el diseño de las conexiones

Extremo	Sismo X	1.4DL+LL	Mr	Interior	Sismo X	1.4DL+LL	Mr
Techo	990.3	53.0964	1043.396	Techo	956.11	53.0964	1009.2064
Segundo	1818.58	1103.9112	2922.491	Segundo	1805.014	1103.9112	2908.9252
Base	3458.704	1103.9112	4562.615	Base	3158.56	1103.9112	4262.4712

C. Diseño de las conexiones y análisis push-over

1. Planteamiento de las cargas para las conexiones según AISC y Eurocódigo

Tabla 14 – Momentos de diseño para la conexión

Momento de diseño para la conexión		
Techo	1043.3964	<i>k-in</i>
Segundo	2922.4912	<i>k-in</i>
Base	4562.6152	<i>k-in</i>

2. Diseño de las conexiones según cada normativa

Tabla 15 - Diseño de la conexión por medio del método en AISC

	Placa	Pernos (pfi, pfo) A490	Soldadura (alma, viga)	Parámetro de soporte g	Momento resistente <i>k-in</i>
Base	7.5" x 28" x 1"	1" (2",2")	(5/16", 5/16")	5"	M_{fc} 4784.01
					M_{np} 6715.87
					M_{pl} 4784.01
Segundo	7.5" x 28" x 7/8"	7/8" (2",2")	(5/16", 5/16")	5"	M_{fc} 3662.76
					M_{np} 3719.37
					M_{pl} 3662.76
Techo	7.5" x 28" x 1/2"	3/4" (2",2")	(5/16", 5/16")	5"	M_{fc} 1196.00
					M_{np} 3535.78
					M_{pl} 1196.00

Tabla 16 - Diseño de la conexión por medio del método en Eurocódigo

	Placa	Pernos (pfi, pfo) A490	Soldadura (alma, viga)	Parámetro de soporte g	Momento resistente <i>k-in</i>
Base	7.5" x 28" x 1 1/8"	1" (2",2")	(5/16", 5/16")	5"	$M_{j,Rd,pl}$ 5191.87
					$M_{j,Rd,np}$ 5191.87
					$M_{j,Rd,fc}$ 5191.87
Segundo	7.5" x 28" x 7/8"	7/8" (2",2")	(5/16", 5/16")	5"	$M_{j,Rd,pl}$ 3378.24
					$M_{j,Rd,np}$ 3975.03
					$M_{j,Rd,fc}$ 3975.03
Techo	7.5" x 28" x 1/2"	3/4" (2",2")	(5/16", 5/16")	5"	$M_{j,Rd,pl}$ 1290.14
					$M_{j,Rd,np}$ 2920.43
					$M_{j,Rd,fc}$ 2920.43

Tabla 17 - Parámetros de rigidez para cada una de las conexiones

Placa	Modelo ajustado AISC		Modelo Eurocódigo	
	Rj k-in/mrad	Sj	Rj k-in,mrad (Software)	Sj
Base	6,454,811.00	95.00%	5,215,769.98 (5,023,355.834)	93.89%
Segundo	3,824,965.00	91.84%	4,508,051.21 (4,757,832.486)	92.99%
Techo	1,065,881.00	75.83%	1,288,043.9 (1,077,526.877)	79.13%

3. Integración del modelo al software con capacidad de análisis *push-over*. La asignación del método de análisis *push-over*, se realizó por medio de la generación de articulaciones en el modelo, las articulaciones para las columnas se generaron por medio del método sugerido por FEMA 358 en su tabla 5.6, los gráficos de momento-rotación integrados corresponden a cada una de las conexiones diseñadas e integradas a cada uno de los nodos a fin de considerar la rigidez de las conexiones utilizadas. A continuación, se presenta la asignación de articulaciones por cada uno de los niveles, para ambos extremos de la viga; de la misma manera se presentan las gráficas ingresadas en cada uno de los nodos para las vigas correspondientes:

Ilustración 36 Asignación de las zonas para articulación plástica según FEMA 358 Tabla 5.6

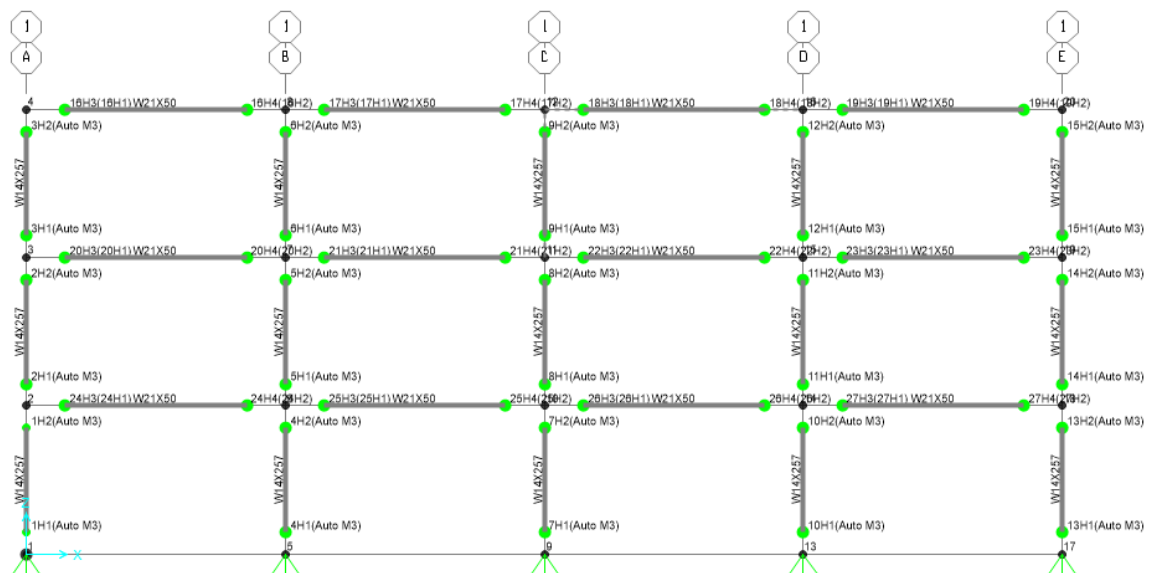
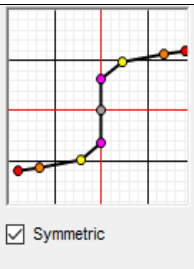
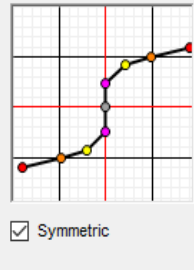
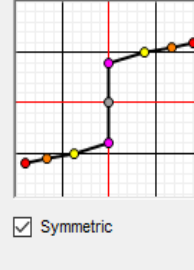
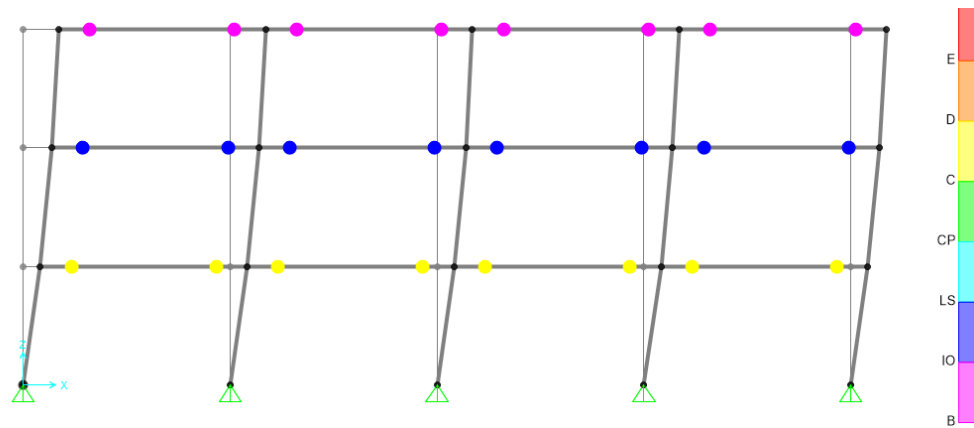


Tabla 18. Gráficas de momento rotación ingresadas en el análisis push-over

Viga Analizada (H1,H2)	Gráfica ingresada (Para el momento plástico)																														
VIGA EJE A-B NIVEL 1 (24H1,24H2) VIGA EJE B-C NIVEL 1 (25H1,25H2) VIGA EJE C-D NIVEL 1 (26H1,26H2) VIGA EJE E-F NIVEL 1 (27H1,27H2)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Point</th> <th>Moment/SF</th> <th>Rotation/SF</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>E-</td><td>-1</td><td>-4.216</td></tr> <tr><td>D-</td><td>-0.939</td><td>-3.313</td></tr> <tr><td>C-</td><td>-0.817</td><td>-1.506</td></tr> <tr><td>B-</td><td>-0.52</td><td>-0.6</td></tr> <tr><td>A</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>B</td><td>0.52</td><td>0.6</td></tr> <tr><td>C</td><td>0.817</td><td>1.506</td></tr> <tr><td>D</td><td>0.939</td><td>3.313</td></tr> <tr><td>E</td><td>1.</td><td>4.216</td></tr> </tbody> </table>  <p><input checked="" type="checkbox"/> Symmetric</p>	Point	Moment/SF	Rotation/SF	E-	-1	-4.216	D-	-0.939	-3.313	C-	-0.817	-1.506	B-	-0.52	-0.6	A	0	0	B	0.52	0.6	C	0.817	1.506	D	0.939	3.313	E	1.	4.216
Point	Moment/SF	Rotation/SF																													
E-	-1	-4.216																													
D-	-0.939	-3.313																													
C-	-0.817	-1.506																													
B-	-0.52	-0.6																													
A	0	0																													
B	0.52	0.6																													
C	0.817	1.506																													
D	0.939	3.313																													
E	1.	4.216																													
VIGA EJE A-B NIVEL 2 (20H1,20H2) VIGA EJE B-C NIVEL 2 (21H1,21H2) VIGA EJE C-D NIVEL 2 (22H1,22H2) VIGA EJE E-F NIVEL 2 (23H1,23H2)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Point</th> <th>Moment/SF</th> <th>Rotation/SF</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>E-</td><td>-1</td><td>-7.7</td></tr> <tr><td>D-</td><td>-0.828</td><td>-4.4</td></tr> <tr><td>C-</td><td>-0.702</td><td>-2.2</td></tr> <tr><td>B-</td><td>-0.39</td><td>-0.5</td></tr> <tr><td>A</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>B</td><td>0.39</td><td>0.5</td></tr> <tr><td>C</td><td>0.702</td><td>2.2</td></tr> <tr><td>D</td><td>0.828</td><td>4.4</td></tr> <tr><td>E</td><td>1.</td><td>7.7</td></tr> </tbody> </table>  <p><input checked="" type="checkbox"/> Symmetric</p>	Point	Moment/SF	Rotation/SF	E-	-1	-7.7	D-	-0.828	-4.4	C-	-0.702	-2.2	B-	-0.39	-0.5	A	0	0	B	0.39	0.5	C	0.702	2.2	D	0.828	4.4	E	1.	7.7
Point	Moment/SF	Rotation/SF																													
E-	-1	-7.7																													
D-	-0.828	-4.4																													
C-	-0.702	-2.2																													
B-	-0.39	-0.5																													
A	0	0																													
B	0.39	0.5																													
C	0.702	2.2																													
D	0.828	4.4																													
E	1.	7.7																													
VIGA EJE A-B NIVEL 3 (16H1,16H2) VIGA EJE B-C NIVEL 3 (17H1,17H2) VIGA EJE C-D NIVEL 3 (18H1,18H2) VIGA EJE E-F NIVEL 3 (19H1,19H2)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Point</th> <th>Moment/SF</th> <th>Rotation/SF</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>E-</td><td>-1</td><td>-9.2</td></tr> <tr><td>D-</td><td>-0.926</td><td>-7.2</td></tr> <tr><td>C-</td><td>-0.827</td><td>-4.6</td></tr> <tr><td>B-</td><td>-0.653</td><td>-1.3</td></tr> <tr><td>A</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>B</td><td>0.653</td><td>1.3</td></tr> <tr><td>C</td><td>0.827</td><td>4.6</td></tr> <tr><td>D</td><td>0.926</td><td>7.2</td></tr> <tr><td>E</td><td>1.</td><td>9.2</td></tr> </tbody> </table>  <p><input checked="" type="checkbox"/> Symmetric</p>	Point	Moment/SF	Rotation/SF	E-	-1	-9.2	D-	-0.926	-7.2	C-	-0.827	-4.6	B-	-0.653	-1.3	A	0	0	B	0.653	1.3	C	0.827	4.6	D	0.926	7.2	E	1.	9.2
Point	Moment/SF	Rotation/SF																													
E-	-1	-9.2																													
D-	-0.926	-7.2																													
C-	-0.827	-4.6																													
B-	-0.653	-1.3																													
A	0	0																													
B	0.653	1.3																													
C	0.827	4.6																													
D	0.926	7.2																													
E	1.	9.2																													

4. Obtención de los resultados de análisis. Como resultado se obtiene el análisis de los distintos ciclos de carga para cada uno de los nodos, y las articulaciones plásticas, así como los desplazamientos en los nodos del eje A para los niveles uno, dos y tres. Las articulaciones plásticas se forman inicialmente en el primer nivel con un desplazamiento de 1.20 in, coincidiendo con el límite de derivas laterales establecidos por la norma ASCE 7-10. Posteriormente se forman las articulaciones plásticas en los niveles 2 y 3 con la alerta de ocupación básica y rehabilitación inmediata para estos niveles; llegando al punto de colapso para los elementos en el primer nivel. Esto significa que ante una deriva de 4.20 in en un caso de sismo severo la estructura quedaría colapsada, pero aún en pie. Todas las articulaciones plásticas se formaron en las vigas del sistema de resistencia lateral, como un mecanismo de colapso esperado e inducido según las demandas de carga en cada punto.

Ilustración 37 - Resultado del análisis push-over (se pueden observar las articulaciones plásticas formadas)



D. Interpretación de los resultados

1. Análisis comparativo de las deformaciones y esfuerzos en las conexiones

Ilustración 38 – Gráfica momento vs rotación para conexión 1

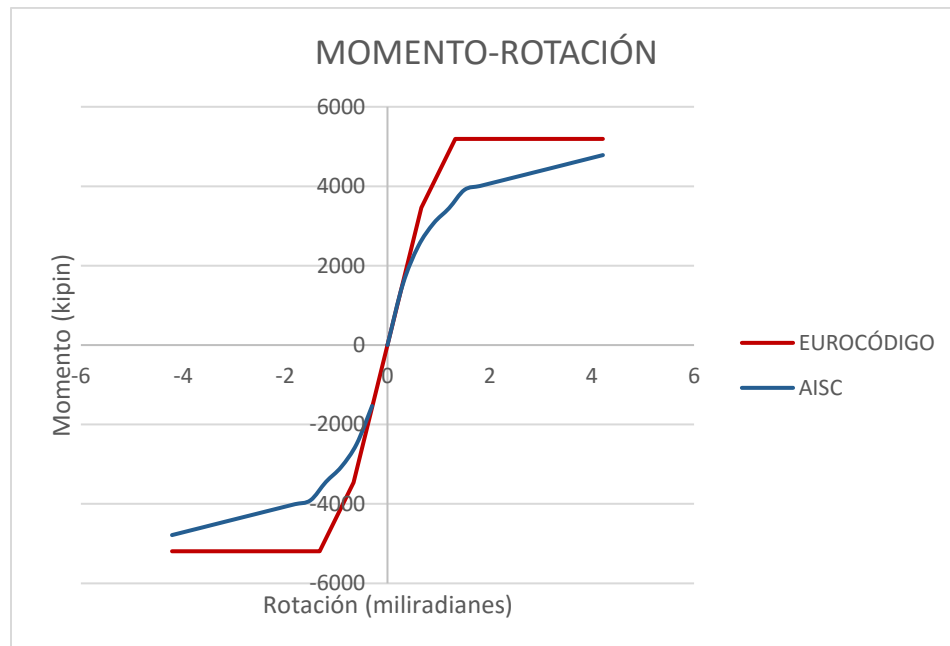


Ilustración 39 - Gráfica momento vs rotación para conexión 2

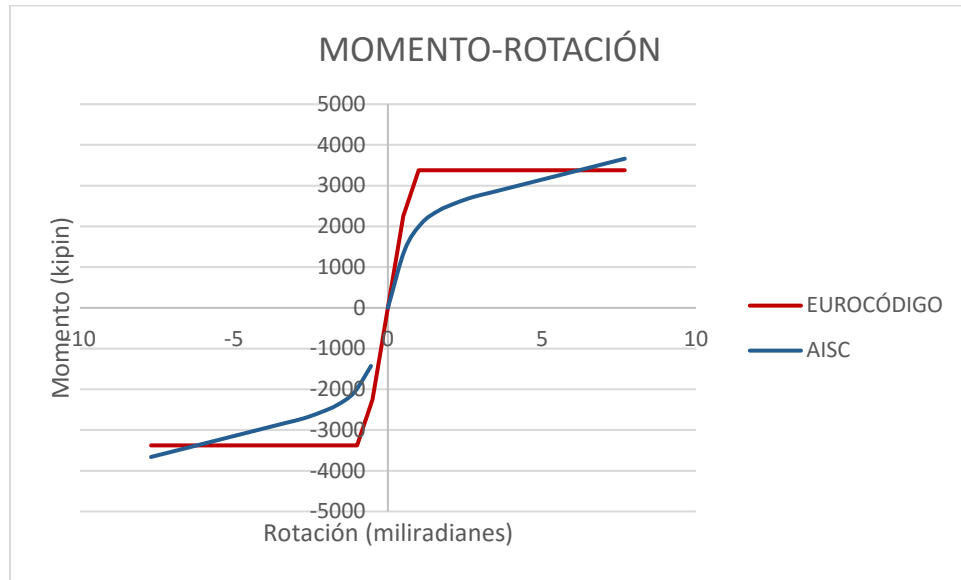


Ilustración 40 - Gráfica momento vs rotación para conexión 3

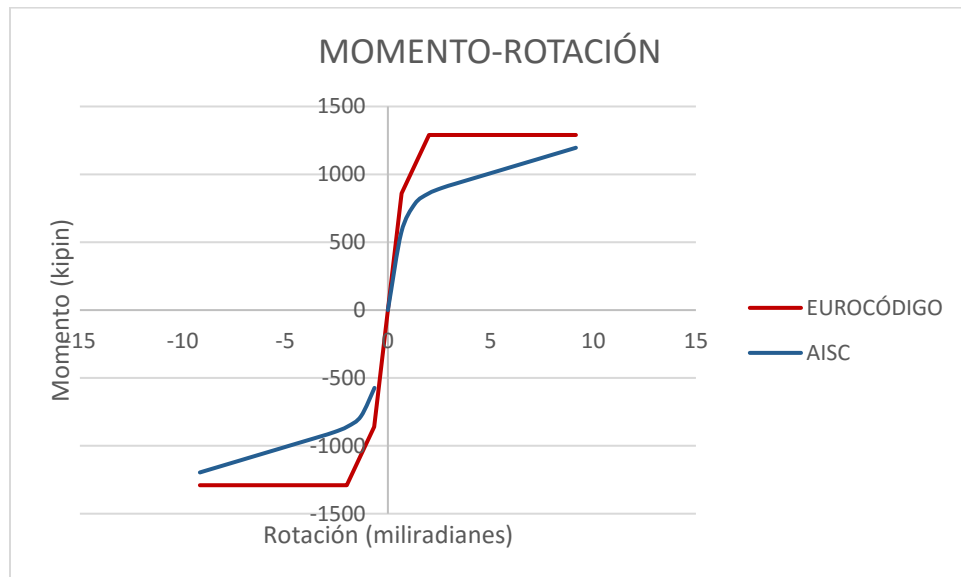
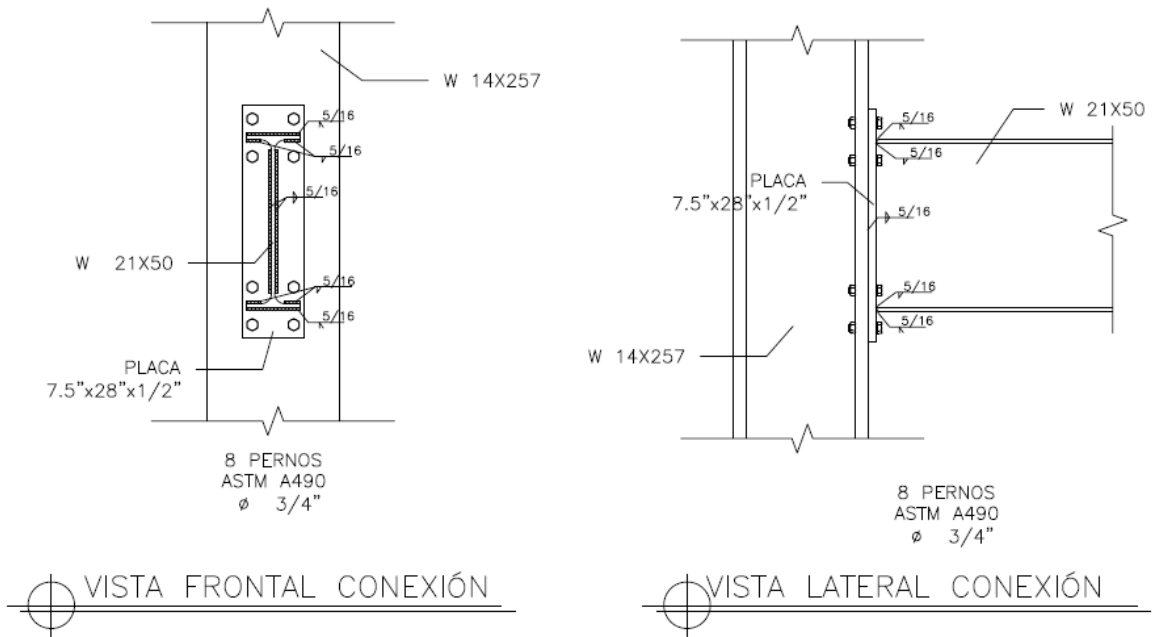


Ilustración 43 – Conexión 3



V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La conexión sugerida de placa extendida sin rigidizar es capaz de brindar la restricción a momento, comprobado mediante los procedimientos de AISC y Eurocódigo. La norma AISC 358-10 impone severas limitantes al patín de la viga (3/8" a 3/4") lo que dificulta en gran manera su integración en elementos de sistema de resistencia lateral, cuyo diseño para condiciones sísmicas requiere el soporte del momento plástico en la viga, los perfiles utilizados en sistema de resistencia lateral regularmente requieren perfiles de masa y dimensiones considerables, por lo que el límite de 3/4" se excede con frecuencia, eliminando la precalificación brindada por el código. Los perfiles apropiados para la precalificación limitan las vigas en gran medida (73 lb/ft para perfiles W21 y 65 lb/ft para perfiles W18), esto debido a los limitantes en tamaño de patín y otros. La solución brindada mediante el diseño de conexiones de resistencia parcial, y su posterior análisis de resistencia de carga por push-over permite considerar los momentos y derivas máximas a las que se somete una estructura ante ciclos de carga.

La consideración de los perfiles W aptos para sistema de resistencia lateral en los límites de precalificación AISC exigen placas de espesor considerable (1 5/8" para W18x65 y W21x73), estas placas presentan dificultades considerables durante el proceso de perforado de las mismas, y la fluencia de las líneas esperadas tiende a complicarse debido a la gran rigidez del elemento; este efecto incide en la resistencia de los pernos que al no poder deformarse fallan por arrancamiento en tensión. Estas limitantes en conjunto con los aspectos de diseño mediante líneas de falla y consideración de la rigidez constituyen un equilibrio delicado entre los parámetros que pueden diseñarse y aquellas conexiones que funcionen de acuerdo a su diseño y se comporten de tal manera ante ciclos de carga.

La normativa Eurocódigo EN 1993-1:8 provee los parámetros de diseño para las conexiones de placa extendida mediante el ensamble de componentes individuales, que privilegian la capacidad de las zonas de falla creadas por la zona probable de arrancamiento de la placa. Este método iterativo, denominado como método "riguroso" no es comúnmente utilizado debido al arduo trabajo implicado en la obtención de resultados; debido a esto se cuenta con una serie de tablas que facilitan el proceso de diseño. Para corroborar los resultados obtenidos mediante la norma se utilizó el software MASTER EC3 Steel Connections, capaz

de integrar la rigidez y de resistencia de los elementos por medio de las tablas de diseño de Eurocódigo. El modelo tri-linear de momento-rotación por esta normativa se encuentra bien descrito, y se obtiene como un aporte conjunto de cada uno de los componentes ensamblados.

El proceso de diseño por líneas de fluencia de AISC se describe en la Steel Design Guide 16, y afecta los parámetros de la placa a conectar y el patín de la columna a la cual se desea transmitir los esfuerzos. El principal comportamiento observado en la falla de los patines se constituía en la plastificación del patín, lo que disminuye la rigidez global de la estructura; debido a la dificultad de la integración de estos efectos en la estructura se consideró preferible optar por perfiles con patines con sensiblemente mayor capacidad que los miembros conectados, favoreciendo un ahorro en placas de respaldo, placas de refuerzo de alma, y placas de continuidad en columnas.

La hipótesis inicial sugería que la norma Eurocódigo privilegiaría los elementos con una mayor resistencia, conforme se avanzó en la investigación y se obtuvieron los primeros resultados de conexiones diseñadas a partir de cargas laterales y de servicio para un edificio de oficinas, dicha hipótesis se invalidó, puesto que tanto los elementos obtenidos para la conexión de placa extendida sin rigidizar por medio de normativa Eurocódigo y AISC fueron equivalentes a excepción de los pernos; efecto debido a la disminución de resistencia introducida en los pernos en conjunto por AISC. Adicionalmente los valores de rigidez inicial encontrados para cada una de las conexiones no difirieron en más de un 10% para cada una de las conexiones realizadas por ambas metodologías de diseño.

Los resultados del análisis push-over exhibieron un comportamiento dinámico aceptable, puesto que las articulaciones plásticas se formaron en cada una de las vigas antes del colapso de la estructura, constituyendo el mecanismo de colapso generalmente deseable en una estructura. Los elementos del marco propuesto cumplieron con los límites de derivas para un marco diseñado como un marco intermedio a momento según ASCE 7-10. La configuración de la estructura analizada se asumió simétrica en ambas direcciones a fin de facilitar el diseño del marco propuesto.

El estudio buscaba la posible implementación de marcos semirrígidos para sistemas de resistencia lateral, en búsqueda soluciones económicas para este tipo de sistemas; este fin se teorizaba debido a la disminución de momentos en el centro del claro de la viga como resultado de la disminución de momentos en los extremos.

Las primeras iteraciones mostraban un panorama favorable a la implementación, sin embargo, el análisis mostró que las conexiones apropiadas para su utilización en uniones metálicas requerían una resistencia completa al momento, que usualmente se traduce en una restricción elevada del nodo mayor al 90% según el enfoque utilizado.

Debido a lo anterior no es factible la utilización de la conexión sugerida para edificios de baja y mediana altura, puesto que las placas utilizadas no cumplen con los límites de precalificación de AISC, y el análisis de placas de gran espesor se dificulta inclusive en pruebas controladas en laboratorio, dificultando la validación de modelos en caso se proponga su aplicación. La conexión BUEP muestra grandes ventajas en montaje y comportamiento dinámico, hecho que se refleja en el comportamiento observado en el estudio push-over, y es adecuada para estructuras de pequeña altura donde las vigas no excedan las 50 lb/ft, constituyendo una solución viable y apropiada para su utilización en estos casos, y en aquellos donde las conexiones únicamente necesiten resistir cargas laterales como las de viento.

Se aconseja utilizar los límites de la conexión en rango rígido y acercar el análisis e integración de cargas como un marco SMF, ya que efectivamente se cuenta con la resistencia disponible para el efecto. En aquellos marcos donde el sistema de resistencia lateral se encuentre compuesto por breizas y los elementos necesiten diseñarse por capacidad el acercamiento a este tipo de conexiones puede mostrar una solución económica puesto que se considera el aporte de la rigidez global del nudo.

VI. CONCLUSIONES

- El rango óptimo para conexiones semirrígidas de resistencia parcial se encuentra en placas comprendidas en un rango de $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ ", sin embargo, no puede calibrarse a partir de la deformación admisible debido a las limitantes en la geometría de los perfiles y los pernos.
- Ambos procedimientos de diseño llevan a la selección de espesores de placa y tamaños de perno equivalentes en la mayoría de los casos, mientras la rigidez inicial calculada no difiere en más de 10%.
- El análisis push-over mostró mecanismos de colapso aceptables para los marcos intermedios diseñados con la integración de los modelos de momento-rotación generados.
- No fue posible la comparativa en costos, ni de resistencia mediante pruebas de laboratorio, debido a la ausencia de un estudio paralelo.
- El límite de los perfiles W18 y W21 aptos para la adecuación de placa extendida no deben exceder las 50 lb/ft.
- El comportamiento dinámico de la conexión BUEP no es apropiado para su utilización en SMF por lo que no se recomienda su diseño mediante dicho sistema de resistencia lateral.
- La evidencia de ensayos de AISC y sus conexiones precalificadas no recomiendan la utilización de BUEP para demandas sísmicas especiales.

VII. RECOMENDACIONES

- Conducir estudios sobre la rigidez rotacional de la conexión de viga reducida (RBS) debido a su gran capacidad de soporte en vigas (hasta 300 lb/ft), y capacidad rotacional aceptable para marcos semirrígidos.
- Generar modelos con sistemas de resistencia lateral con breizas, a fin de aprovechar la disminución en demandas por capacidad en vigas con conexiones BUEP.
- Conducir estudios sobre tipos de conexiones con capacidad rotacional suficiente para este fin; con nuevos acercamientos mediante conexiones tipo Simpson y otros sugeridos en AISC 358-16.
- Considerar la rigidez rotacional de estas conexiones siempre que se efectuó análisis dinámico y no lineal a fin de aprovechar la capacidad rotacional de la misma.
- Conducir estudios sobre la implementación conjunta de vigas de patín reducido RBS y placa extendida BUEP, a fin de ampliar su rango de utilización a vigas de mayor peso.
- Conducir estudios de laboratorio sobre el comportamiento dinámico de este tipo de conexiones, a fin de obtener costos de realización y mano de obra.
- Generar modelos de mallas basados en FEM a fin de comparar distintos de tipos de conexiones y su comportamiento rotacional, y dinámico.

VIII. Bibliografía

- Alacero. (03 de Enero de 2002). *Tipos de Sistemas estructurales*. Recuperado el 27 de Agosto de 2015, de Marcos Resistentes a momento: http://images.slideplayer.es/2/139471/slides/slide_28.jpg
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: AISC Publications.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC). (1996). *Partially Restrained Composite Connections*. Chicago: AISC Publications .
- American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC). (1999). *Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*. Chicago: AISC Publications.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC). (2003). *Extended End-Plate Moment Connections: Seismic and Wind Applications*. Chicago: AISC Publications.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC). (2004). *Connections Teaching Toolkit*. Chicago: AISC Publications.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC). (2005). *Steel Construction Manual*. Chicago: AISC Publications.
- American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC). (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC Publications.
- American Intitute of Steel Construction, Inc. (AISC). (2002). *Flush and Exteded Multiple-Row: Moment End-PLate Connections*. Chicago: AISC Publications.
- American Intitute of Steel Construction, Inc. (AISC). (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC Publications.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston: ASCE Publications.

- Bjorhve, R., Colson, A., & Zandonini, R. (1996). *Connections in Steel Structures III: Behaviour, strength & design*. Londres: BPC Wheatons Ltd, Exeter.
- Building Research Establishment, Ltd. (2003). *Design of Structural Connections to Eurocode 3 – Frequently Asked Questions*. Praga: Publishing House of Czech Technical University in Prague.
- Comisión Europea para la Estandarización . (2005). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of Joints*. Bruselas: European Union Publications.
- Comite Europeo para la Estandarización. (2006). *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules- Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. Bruselas: European Union Publications.
- European Commission: Joint Research Centre. (2012). *Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples*. Luxemburgo: Publications Office of the European Union,.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA-350). (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Washington, DC.: FEMA Publications.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA-356). (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, D.C.: FEMA Publications.
- Mohamadi-Shoore, M., & Mofid, M. (2011). New modeling for moment-rotation behavior of bolted endplate connections. *Scientia Iranica*, 827-834.
- The Steel Construction Institute. (1995). *Joints in Steel Construction: Moment Connections*. Londres: The Steel Construction Institute Publications.
- The Steel Construction Institute. (2012). *STEEL DESIGNERS' MANUAL*. West Sussex: John Wiley & Sons, Ltd., Publication.
- The Steel Construction Institute. (2014). *Joints in Steel Constructions: Simple Joints to Eurocode 3*. Berkshire: The Steel Construction Institute Publications.

Universidad de Ljubljana. (23 de noviembre de 1992). *Facultad de Ingeniería Civil y Geodésica*.

Recuperado el 09 de Septiembre de 2015, de Investigación: <http://www.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/media/wg17/f0500008.jpg>

Wang, T., Wang, Z., Wang, J., & Feng, J. (2013). A Simplified Calculation Model for Moment-rotation Curve Used in Semi-rigid End-plate Connections. *Journal of Information & Computational Science*, 40-50.

World Scientific. (2000). *Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design*. (W. F. Cheng, Ed.) Singapur: World Scientifica Publishing Co. Pte, Ltd.

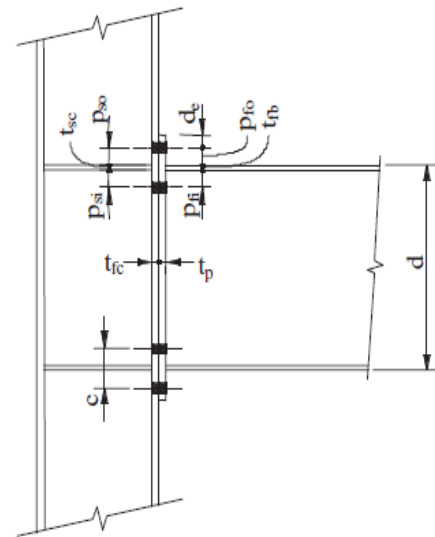
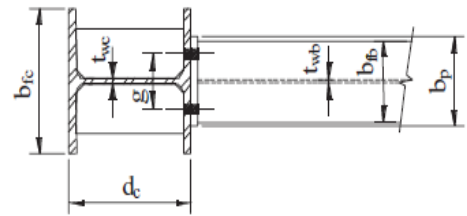
IX. ANEXOS

- A. Anexo 1. Ejemplo de memoria de cálculo para diseño por AISC
- B. Anexo 2. Ejemplo de memoria de cálculo para diseño por Eurocódigo
- C. Anexo 3. Memoria de cálculo de la estructura

Diseño de conexión de Placa extendida según AISC Design Guide 16

Parámetros de elementos a conectar

Columna	W14X257	
Viga	W21X73	
Columna		
F_y	50	<i>ksi</i>
F_u	65	<i>ksi</i>
d_c	16 3/8	<i>in</i>
b_{fc}	16	<i>in</i>
t_{wc}	1 3/16	<i>in</i>
t_{fc}	1 7/8	<i>in</i>
k_{dc}	3 3/16	<i>in</i>
Z_{xc}	487	<i>in³</i>
Viga		
d	21 1/4	<i>in</i>
b_{fb}	8 1/4	<i>in</i>
t_{wb}	7/16	<i>in</i>
t_{fb}	3/4	<i>in</i>
k_{db}	7/8	<i>in</i>
Z_{xb}	172.00	<i>in³</i>



OK
OK
OK

Paso 1 Determinar las cargas

S_{DS}	1.00
L	21 <i>ft</i>
$s/2$	3 1/2 <i>ft</i>
W_{DL}	79 <i>psf</i>
W_{LL}	80 <i>psf</i>

$R_y = 1.1$

$L_p = \min(d/2, 3b_f) = 10 \text{ 5/8 } \textit{in}$

$V_{DL} = W_{DL} (L - 2L_p) / 2 = 2.66 \textit{ kips}$

$V_{LL} = W_{LL} (L - 2L_p) / 2 = 2.69 \textit{ kips}$

$V_{EQ} = 2 M_{pe} / (L - 2L_p) = 86.95 \textit{ kips}$

$C_{pr} = (F_y + F_u) / 2F_y \leq 1.2 \quad 1.15 \leq 1.2$

$M_{pe} = C_{pr} R_y F_y Z_{xb} = 10879.00 \textit{ k-in}$

$V_u = (1.2 + 0.2S_{DS})V_{DL} + 0.75V_{LL} + V_{EQ} = 92.69 \textit{ kips}$

$M_{uc} = M_{pe} + V_u L_p = 11863.86 \textit{ k-in}$

Tabla 3-51 AISC 358-10

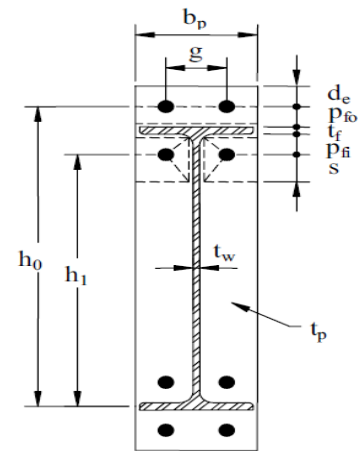
TABLE 6.1
Parametric Limitations on Prequalification

Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	3/4 (19)	3/8 (10)	3/4 (19)	3/8 (10)	1 (25)	9/16 (14)
b_{bf}	9 1/4 (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12 1/4 (311)	7 1/2 (190)
d	55 (1400)	13 3/4 (349)	24 (610)	13 3/4 (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2 1/4 (57)	1/2 (13)	1 1/2 (38)	1/2 (13)	2 1/2 (64)	3/4 (19)
b_p	10 3/4 (273)	7 (178)	10 3/4 (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3 1/4 (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	4 1/2 (114)	1 1/2 (38)	5 1/2 (140)	1 3/4 (44)	2 (51)	1 5/8 (41)
p_b	—	—	—	—	3 3/4 (95)	3 1/2 (89)

Paso 2 Determinar el espesor de la placa

$b_p \leq b_{fb} + 1" < b_{fc}$	7 1/2 in
F_{yp}	36.00 ksi
F_{up}	65.00 ksi
$g = g_c$	5 in
p_{fi}	2 in
p_{fo}	2 in
d_e	1 1/2 in
h_0	22 7/8 in
h_1	18 1/8 in
$h_p = d + 2(p_{fo} + d_e)$	28 1/4 in
$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$	3 in
p_{fi}	2 in
Y_p	133.90

$b_{fb} + 1$ 9 1/4 16
 ASTM A 572
 WG Table 1.1 AISC
 8/9



$$Y = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{f,o}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{f,i} + s)]$$

$$p_{f,i} > s, p_{f,i} = s$$

133.90 Tabla 4.2 AISC Design Guide 16

Calculamos el espesor de la placa (Ecuación 2-9 AISC Design Guide 16)

t_p	1/2 in
-------	--------

$$t_{p,reqd} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_{uc}}{\phi_b F_{py} Y_p}} = 1.653694051 \text{ in}$$

ϕ_b	0.9
γ_r	1

Paso 3 Escoger un diámetro de prueba y encontrar las fuerzas de arrancamiento

Perno	A490
d_b	3/4 in
F_t	113 ksi

Tabla J3.2 AISC 360-10

Condición 1 (Ecuación 2-11 AISC Design Guide 16)

$$Q_{max,i} = \frac{w' t_p^2}{4 a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left(\frac{F'_i}{w' t_p} \right)^2} = 6.31 \text{ kips}$$

$$w' = \frac{b_p}{2} - \left(d_b + \frac{1}{16} \right) = 2 \frac{15}{16} \text{ in} \quad (\text{Ecuación 2-12 AISC Design Guide 16})$$

$$a_i = 3.682 \left(\frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 = 1 \text{ in} \quad (\text{Ecuación 2-13 AISC Design Guide 16})$$

$$F'_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4 p_{f,i}} = 8.57 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 2-14 AISC Design Guide 16})$$

Condición 2 (Ecuación 2-15 AISC Design Guide 16)

$$Q_{max,o} = \frac{w' t_p^2}{4 a_o} \sqrt{F_{py}^2 - \left(\frac{F'_o}{w' t_p} \right)^2} = 6.48 \text{ kips}$$

$$\alpha_0 = \min \left\{ \begin{array}{l} 3.682 \left(\frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 \\ p_{ext} - p_{fo} \end{array} \right. \quad 1 \quad in \quad (\text{Ecuación 2-16 AISC Design Guide 16})$$

$$F'_0 = \frac{t_p^2 F_{py} \left(0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 w' \right) + \pi d_b^2 F_t / 8}{4 p_{fo}} \quad 8.57 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 2-17 AISC Design Guide 16})$$

Paso 4 Calcular la resistencia de la placa para la condición de arrancamiento

T_b	35	(Tabla 2-1 AISC Design Guide 16)
%	50%	
% T_b	17.5 kips	
$P_t = (\pi d_b^2 F_t) / 4$	49.92 kips	(Ecuación 2-19 AISC Design Guide 16)
ϕ	0.75	

$$\phi M_n = \phi M_q = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_0 + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,o})d_0 + 2T_b(d_1)] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})d_1 + 2T_b(d_0)] \\ \phi [2T_b(d_0 + d_1)] \end{array} \right.$$

ϕM_n	2676.29 k-in
	1966.27 k-in
	1786.28 k-in
	1076.25 k-in
ϕM_q	2676.29 k-in

Paso 5 Chequeo de resistencia (De no ser así se cambia perno)

ϕM_q	2676.29 k-in	<table border="1"> <tr> <td>Pernos</td> <td>3/4</td> </tr> <tr> <td>Placa</td> <td>7.5x28.25x0.5</td> </tr> </table>	Pernos	3/4	Placa	7.5x28.25x0.5
Pernos	3/4					
Placa	7.5x28.25x0.5					
M_{uc}	11863.86 k-in					
$\phi M_q > M_u$	CAMBIE PERNOS					

Paso 6 Chequeos de ruptura y falla en la placa

$F_{tu} = M_{uc} / (d - t_{fb})$	578.73 kips	(Ecuación 3.11 AISC Design Guide 4)
$F_{tu} / 2$	289.36 kips	
Resistencia a la fluencia en la porción extendida		
$F_{tu} / 2 < \phi R_n = \phi 0.6 F_{yp} b t_p$	AUMENTAR PLACA	
$\phi R_n = \phi 0.6 F_{yp} b t_p$	72.90 kips	(Ecuación 3.12 AISC Design Guide 4)
ϕ	0.9	
Resistencia la resistencia a ruptura por cortante en la porción extendida		
$F_{tu} / 2 < \phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n$	INCREMENTAR PLACA	
$A_n = [b_p - 2(d_b + 1/8)] t_p$	2.88 in ²	
ϕ	0.75	
$\phi 0.6 F_{up} A_n$	84.09 kips	(Ecuación 3.13 AISC Design Guide 4)

Resistencia a la ruptura por el cortante en el grupo de pernos

$$V_u < \phi R_n = \phi n_b F_v A_b \quad \text{OK}$$

ϕ	0.75	
n_b	4	
F_v	113 kips	
$A_b = (\pi d_b^2)/4$	0.44 in ²	
$\phi R_n = \phi n_b F_v A_b$	149.77 kips	(Ecuación 3.17 AISC Design Guide 4)
V_u	92.69 kips	

Chequear la resistencia al punzonamiento/arrancamiento de la placa y el patín

Placa

$$V_u < \phi R_n = n_i \phi R_n + n_o \phi R_n \quad \text{OK} \quad \text{(Ecuación 3.18 AISC Design Guide 4)}$$

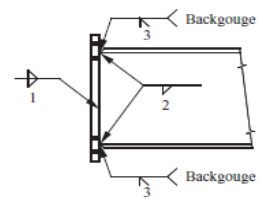
ϕ	0.75	
n_i	2	Pernos internos
n_o	2	Pernos externos
$R_{ni} = 1.2L_c t F_u < 2.4d_b t F_u$	58.50 kips	
$R_{no} = 1.2L_c t F_u < 2.4d_b t F_u$	43.88 kips	
L_{ci}	1 5/8 in	
L_{co}	1 1/8 in	
$n_i \phi R_n + n_o \phi R_n$	204.75 kips	

Columna (Ecuación 3.18 AISC Design Guide 4)

$$V_u < \phi R_n = n_i \phi R_n + n_o \phi R_n \quad \text{OK}$$

ϕ	0.75	
n_i	2	Pernos internos
n_o	2	Pernos externos
$R_{ni} = 1.2L_c t F_u < 2.4d_b t F_u$	58.50 kips	
$R_{no} = 1.2L_c t F_u < 2.4d_b t F_u$	58.50 kips	
L_{ci}	1 5/8 in	
L_{co}	1 1/8 in	
$n_i \phi R_n + n_o \phi R_n$	234.00 kips	

- Prepare the flanges of the beam with a 45 degree, full depth bevel.
- Fit up the end-plate and beam with a minimum root opening.
- Preheat the specimens as required by AWS specifications.
- Prepare the surfaces for welding as required by AWS specifications.
- Place the web welds (1).
- Place the 5/16 in. backing fillet welds on the beam web side of the beam flanges (2).
- Backgouge the root of the bevel to remove any contaminants from the 5/16 in. backer fillet welds (3).
- Place the flange groove welds (AWS TC-U4b-GF).



Paso 7 Diseño de las soldaduras del patín y el alma de la viga a la placa

Diseño de la soldadura del alma

$$D = 0.6F_{yb} t_{wb} / 2 (1.392) \quad 4.71 \text{ 1/16 in}$$

5/16 in

$$D = V_u / 2 (1.392)(d_b/2 - t_{fb})$$

3.37 1/16 in

5/16 in

Diseño de la soldadura de los patines

$D = 0.6F_{yb}t_{fb} / 4 (1.392)$ 4.04 1/16 in

$\boxed{1/4}$ in

$D = V_u / 4 (1.392)(b_{fb}/2 - t_{wb})$

4.93 1/16 in

$\boxed{1/4}$ in

Utilize soldadura

$\boxed{5/16}$ E70XX

Paso 8 Diseño de la columna

(Tabla 3.4 AISC Design Guide 04)

$s = 1/2 \text{ sqrt}(b_{fc} g)$ 4 17/36 in

$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} t_{fc}^2 Y_c$ 25271.72 k-in

$c = p_{fo} + t_{fb} + p_{fi}$ 12 1/4 in

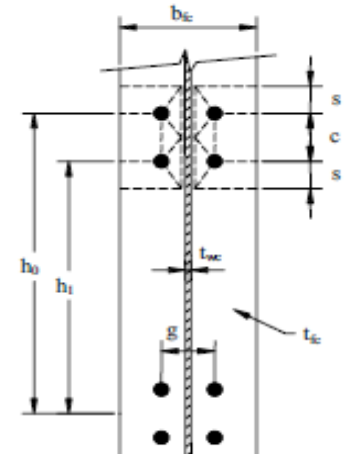
Y_c 159.74 in

ϕ_b 0.9

ϕ 0.75

$\phi M_{np} = \phi 2P_t (h_0 + h_1)$ 3070.20 k-in

$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \frac{1}{s} + h_0 \frac{1}{s} + \frac{2}{g} h_1 s + \frac{3c}{4} + h_0 s + \frac{c}{4} + \frac{c^2}{2} + \frac{g}{2}$



Espesor requerido de la columna sin rigidizantes

$t_{fc \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_b F_{yc} Y_c}}$ 31/52 in

$t_f \text{ Req'd} < t_{fc}$ OK (Ecuación 3.20 AISC DG 4)

$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} h_1 \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} + h_0 \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} + \frac{2}{g} h_1 (s + p_{si}) + h_0 (s + p_{so})$

Y_c 237.22 in

p_{si} 2.13 in

p_{so} 2.13 in

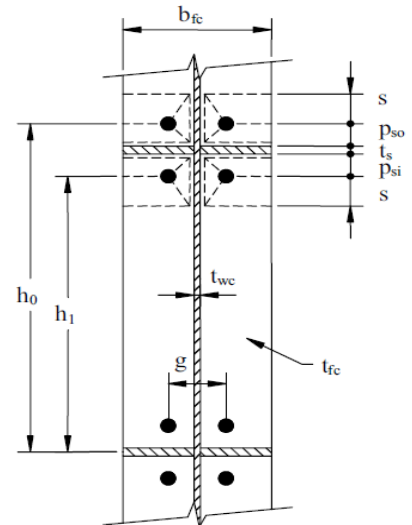
$\phi R_n > F_{fu}$ OK

$\phi R_n = \phi M_{cf} / (d - t_{fb})$ 1232.77 kips

$\phi R_n = \phi M_{cf} / (d - t_{fb})$ 1830.66 kips

RIGIDIZANTE $\boxed{\text{NO}}$ SI, NO

M_{cf} 33695.63 k-in



Chequeo del alma de la columna a fluencia

$\phi R_n > F_{fu}$ OK

$\phi R_n = \phi C_t (6k_c + N + 2t_p) F_{yc} t_{wc}$

$\phi C_t (6k_c + N + 2t_p) F_{yc} t_{wc}$ 1239.45 kips

C_t $\boxed{1}$

k_c 3 3/16 in

N 3/4 in

(Ecuación 3.20 AISC Design Guide 4)

(El final de la columna al patín a tensión de la viga es menor que el alto de la columna = 0.5 para otros casos 1)

Resistencia del alma al pandeo

$$\phi R_n > F_{fu} \quad \text{OK}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} = 4355.51 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 3.26 AISC Design Guide 4})$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 12 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} = 2177.75 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 3.27 AISC Design Guide 4})$$

$$\phi R_n = 4355.51 \text{ kips}$$

$$h = d_c - 2k = 10 \text{ in}$$

$$\phi = 0.9$$

Chequear la resistencia del alma de la columna en el patín a compresión

$$\phi R_n > F_{fu} \quad \text{OK}$$

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} = 1368.89 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 3.29 AISC Design Guide 4})$$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} = 684.44 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 3.30 AISC Design Guide 4})$$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} = 634.69 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 3.31 AISC Design Guide 4})$$

$$N/d_c = 0.05$$

$$N/d_c \phi R_n = 684.44 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 1368.89 \text{ kips}$$

$$\phi = 0.75$$

Resumen chequeos columna ϕR_n CONCLUSIÓN

	ϕR_n	CONCLUSIÓN
	<i>kips</i>	
Fuerza requerida del alma	1232.77	OK
Alma de columna en fluencia	1239.45	OK
Resistencia del alma al pandeo	4355.51	OK
Resistencia del alma a compresión	1368.89	OK

Paso 9 Fuerzas de diseño para los rigidizantes

Fuerza de diseño para los rigidizantes transversales

$$R_{ust} = F_{fu} - \min \phi R_{n2-4} = -660.73 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 3.32 AISC Design Guide 4})$$

Fuerza de diseño para las placas del alma

$$P_{uf} = 578.73 \quad (\text{Ecuación 3.20 AISC Design Guide 4})$$

$$\phi R_{vcw} = 0.6 \phi F_{yc} d_c t_{wc} = 525.02 \text{ kips} \quad (\text{Ecuación 2.2.1 AISC Design Guide 13})$$

$$\phi = 0.9$$

$$V_{udp} = P_{uf} - \phi R_{vcw} = 53.70 \text{ kips}$$

Paso 10 Diseño de la placa doble para el alma

F_{ypl}	50	<i>ksi</i>	
$t_{pmin} \geq V_{udp} / (0.6\phi F_y d_c)$	0.12	<i>in</i>	(Ecuación 4.4.1 AISC Design Guide 13)
$t_{pmin} \geq (1/418)h \sqrt{f_y}$	0.17	<i>in</i>	(Ecuación 4.4.5 AISC Design Guide 13)
$t_{pmin} = (d_m - t_s + d_c - 2t_f) / 90$	0.36	<i>in</i>	(Ecuación 4.4.6 AISC Design Guide 13)
t_s	0.75	<i>in</i>	Espesor rigidizantes transversales
	OK		
$t_{pmin} = k - t_f - r_e$	1.44	<i>in</i>	(Ecuación 4.4.4 AISC Design Guide 13)
r_e	3/8	<i>in</i>	$< 0.25 (k - t_{fc})$ 0.33
$t_p > \max(t_{pmin})$	1.44		
t_{pwb}	1 1/8	<i>in</i>	

Soldadura de la placa

$w_{min} = 1.70 F_y t_{eff} / F_{EXX}$	0.15	<i>in</i>	
$1.41 t_{eff}$	0.17	<i>in</i>	
t_{eff}	0.12	<i>in</i>	
F_{EXX}	70	<i>ksi</i>	
w_{min}	0.17	<i>ksi</i>	
$w > w_{min}$	5/8	<i>ksi</i>	

TABLE J2.4
Minimum Size of Fillet Welds

Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld, ^(a) in. (mm)
To 1/4 (6) inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)

^(a) Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used.
Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.

Conclusión		Soldadura	$w > w_{min}$	F_{EXX}
t_{pwb}	1 1/8 <i>in</i>		5/8	70
b_{tpwb}	12 5/8 <i>in</i>			
h_{tpwb}	29 7/32 <i>in</i>	26 1/4 <i>in</i>		

Paso 11 Diseño de los rigidizantes transversales

F_{yst}	50	<i>ksi</i>	
$A_{stmin} = R_{ust} / \phi F_{yst}$	-14.68	<i>in²</i>	(Ecuación 4.3.1 AISC Design Guide 13)
ϕ	0.9		
R_{ust}	-660.73	<i>kips</i>	
$b_{smin} = b_{fb} / 3 - t_{wc} / 2$	2 5/32	<i>in</i>	(Ecuación 4.3.2 AISC Design Guide 13)
$b_{smax} = (b_{fb} - t_{wc}) / 2$	7.40625	<i>in</i>	
b_s	4	<i>in</i>	(Ecuación 4.3.3 AISC Design Guide 13)
t_s	1/2	<i>in</i>	
$t_{smin} = t / 2 \geq (1/95) b_s F_{yst}^{1/2}$	0.30	<i>in</i>	(Ecuación 4.3.3 AISC Design Guide 13)
$t_{bf} / 2$	3/8	<i>in</i>	
t_{smin}	0.375	<i>in</i>	
k_1	1.81		
$A_{st} = 2 t_s (b_s - k_1)$	2.19	<i>in²</i>	
	OK		

TABLE J2.4
Minimum Size of Fillet Welds

Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld, ^(a) in. (mm)
To 1/4 (6) inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)

^(a) Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used.
Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.

Diseño de la soldadura			
F_{EXX}	70		
$w_{min} = 0.943 F_{yst} t_s / F_{EXX}$	0.34 in	(Ecuación 4.3.6 AISC Design Guide 13)	
$w > w_{min}$	3/8 in		
Longitud de los rigidizantes			
$l_{min} = R_{ust} / 2 \cdot 0.6 \phi F_{yst} t_s + cl$	-22 56/85 in	(Ecuación 4.3.4 AISC Design Guide 13)	
cl	1 13/16		
$l_{min} = R_{ust} / 2.83 \cdot 0.6 \phi F_{EXX} w + cl$	-13 1/90 in	(Ecuación 4.3.9 AISC Design Guide 13)	
ϕ	0.75		
$t_{min} = R_{ust} / 2 \cdot 0.6 \phi F_y d_c$	-0.75 in	(Ecuación 4.3.9 AISC Design Guide 13)	
ϕ	0.9		
$t_s > t_{min}$	OK		
$l_{min} = (d_c - 2t_{fc}) / 2$	6 1/3 in	(Ecuación 4.1.2-5 AISC Design Guide 13)	
	OK		
l_s	12 5/8 in		
Conclusión		Soldadura	$w > w_{min}$
b_s	4 in		3/8
t_s	1/2 in		
l_s	12 5/8 in		
cl	1 13/16 in		

Paso 12 Chequeo del comportamiento			
$M_{pl} > 1.1 M_{np}$	Placa gruesa	DELGADA	(Ecuación 3.33 AISC Design Guide 04)
$M_{pl} < 1.1 M_{np}$	Placa delgada		(Ecuación 3.34 AISC Design Guide 04)
$M_{cf} > 1.1 M_{np}$	Placa gruesa	GRUESO	(Ecuación 3.35 AISC Design Guide 04)
$M_{cf} < 1.1 M_{np}$	Placa delgada		(Ecuación 3.36 AISC Design Guide 04)
M_{pl}	1205.07 k-in		
M_{np}	3568.39 k-in		
M_{cf}	33695.63 k-in		

Paso 12 Parámetros de rigidez

Parámetros

	<i>in</i>		
ν	0.3	Q	2490.34
d_c	16 3/8	R_0	0.06
b_{fc}	16	R_1	0.10
t_{wc}	1 3/16	R_2	7440.28
t_{fc}	1 7/8	R_3	3.63
k_{dc}	3 3/16	R_4	0.75
$d=h_b$	21 1/4	R_5	1100386.24
b_{fb}	8 1/4	λ_e	0.19
t_{wb}	7/16	λ	1.12
t_{fb}	3/4	β	3.63
b_p	7 1/2	α_{ue1}	4.22
t_p	1/2	α_{ue2}	-16.30
P_{fi}	2	α	-16.30
P_t	2 3/4		
b	2 3/8	K_i	1156818 k-in / mrad
d_b	3/4	K_p	57840.9 k-in / mrad
g	5	M_{fc}	1205.07 k-in
a^*	9 3/4	M_{uc}	11863.86 k-in
l_p	4 4/7	M_{np}	3568.39 k-in
l_c	3400	M_{pl}	1205.07 k-in
n	2	M_o	903.80 k-in
d_e	3 1/2		
l_v	1600		

20 EI_v / L

3682539.68

SEMIRRIGIDA

3.18

$$K_i = \frac{E \cdot b \cdot h_b^2}{(1-\lambda_e) \left(\frac{1}{R_0} + \frac{1}{2nR_3} + \frac{1}{R_4} + \frac{1}{R_5} \right) + \frac{6\lambda_e}{R_2} \left(\frac{R_2}{R_1} + \frac{1}{R_3} + \frac{1}{R_4} + \frac{2}{R_5} \right)}, \lambda_e = \frac{t_{wb}/b_{fb}}{\frac{t_{wb}}{b_{fb}} + 6 \frac{t_{fb}}{d_{wb}} + 2 \frac{t_p^3}{d_{wb}^3}}$$

$$R_0 = \frac{t_p^3 b_p / b^2}{0.455b^2 + 1.56t_p^2}, R_1 = \frac{8}{21(1-\nu^2)} \times \frac{Q \cdot t_p^3 / g}{7g^2 + 6t_p^2 \left(8 + \frac{g^2}{b^2} + \frac{g^2}{d_b^2} \right)}, R_2 = \frac{64}{147} \frac{Q \cdot b^2 / d_b}{13d_b + 16b - \frac{g^4}{b^3}}$$

$$R_3 = \frac{\frac{\pi}{4} b}{t_p + t_{fc} + 1.2d_{bolt} + 1.2} \left(1.33d_{bolt} + \frac{1}{2} \times \frac{t_p \cdot t_{fc}}{t_p + t_{fc}} \right)^2, R_4 = \frac{4a^* \cdot t_{fc}^3 / t_p^3}{b + 3.12bt_{fc}^2 / t_p^2}, R_5 = \frac{768l_c / b}{a^{*3} + 16d_b^3}$$

$$Q = 208 \left(1 + \frac{h_b}{b} \right) + 33.6 \times \frac{g^2}{b^2} \left(1 + \frac{b}{h_b} \right) + 13 \times \frac{g^4}{b^4} \left(1 + \frac{b^3}{h_b^3} \right), l_p = g - t_{wc} - 1.33d_{bolt} - t_p, a^* = 2 \times b + g$$

$$\lambda = 1 + \frac{Aw}{4A_f}, \beta = \sqrt{\frac{2P_{fi}}{g}} + \sqrt{\frac{b_p}{2P_{fi}}}, F_{bolt} = A_{s-bolt} \sigma_{y-bolt}, \alpha_{ue1} = \frac{b_p}{P_{fi}} + 2 \frac{d_b - P_t}{g - t_{wb}} + \frac{g - t_{wb}}{4d_b}$$

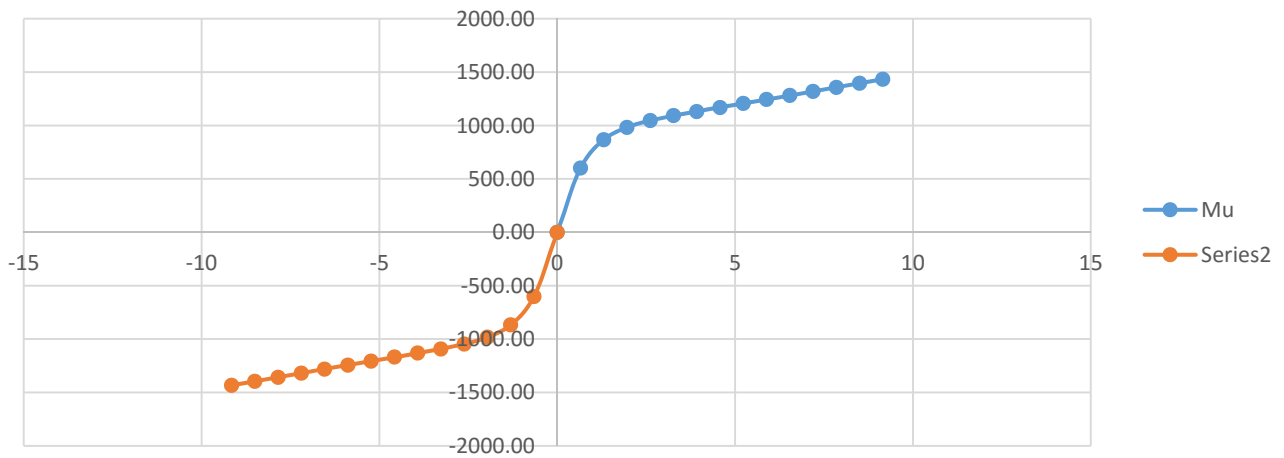
$$\alpha_{ue2} = \frac{g + b_p}{4d_b} + \frac{d_b b_p}{4d_e d_b} + \beta^2 \frac{P_{fi}}{d_b} + 2 \frac{F_{bolt}}{\sigma_{yp} t_p^2} \left(2 - \frac{P_{fi}}{d_e} - \frac{P_t}{d_b} \right)$$

Gráfica de momento-rotación

$$M = \alpha K_p \theta + (M_o + (1 - \alpha) K_p \theta) \left(1 - e^{\left(\frac{-(K_i - \alpha K_p)(1 + \beta \theta) \theta}{M_o} \right)} \right)$$

Intervalos	Prueba		M _u		θ		M _{u-}	
	0.009155247	1433.3525	θ	M _u	θ mrad	M _u	θ mrad-	M _{u-}
1	0	0	0	0.00	0	0.00	0	0
2	0.000653946	601.994461	0.65	601.99	0.65	601.99	-0.653946213	-601.994461
3	0.001307892	866.356759	1.31	866.36	1.31	866.36	-1.307892425	-866.3567586
4	0.001961839	982.497568	1.96	982.50	1.96	982.50	-1.961838638	-982.4975683
5	0.002615785	1047.02172	2.62	1047.02	2.62	1047.02	-2.615784851	-1047.021717
6	0.003269731	1092.92896	3.27	1092.93	3.27	1092.93	-3.269731064	-1092.928956
7	0.003923677	1130.7538	3.92	1130.75	3.92	1130.75	-3.923677276	-1130.753795
8	0.004577623	1168.57863	4.58	1168.58	4.58	1168.58	-4.577623489	-1168.578634
9	0.00523157	1206.40347	5.23	1206.40	5.23	1206.40	-5.231569702	-1206.403473
10	0.005885516	1244.22831	5.89	1244.23	5.89	1244.23	-5.885515915	-1244.228312
11	0.006539462	1282.05315	6.54	1282.05	6.54	1282.05	-6.539462127	-1282.053151
12	0.007193408	1319.87799	7.19	1319.88	7.19	1319.88	-7.19340834	-1319.877991
13	0.007847355	1357.70272	7.85	1357.70	7.85	1357.70	-7.847354553	-1357.702724
14	0.008501301	1395.52764	8.50	1395.53	8.50	1395.53	-8.501300766	-1395.527644
15	0.009155247	1433.3525	9.16	1433.35	9.16	1433.35	-9.155246978	-1433.352502

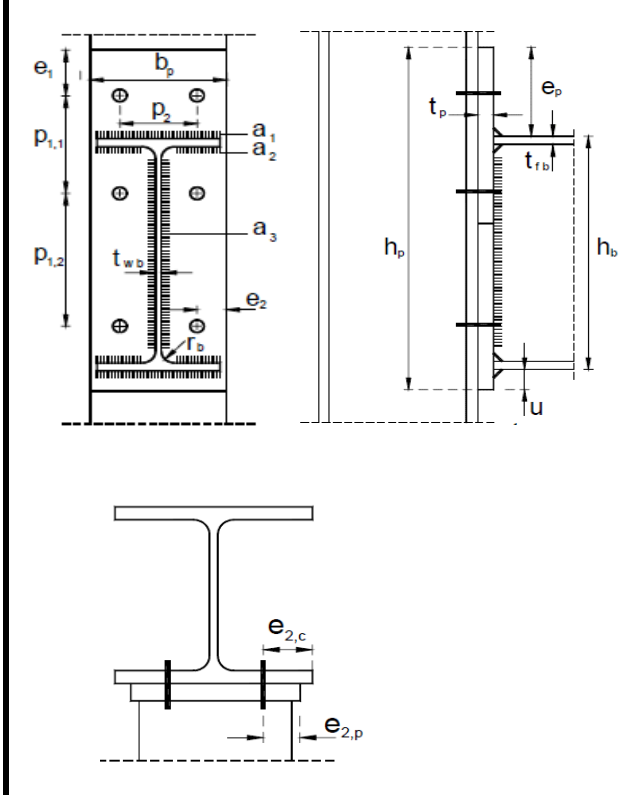
Gráfica Momento-Rotación



Diseño de conexiones de placa extendida por medio de EN1993-1-8

Parámetros de elementos a conectar

Columna	W14X257	
Viga	W21X50	
Columna		
F_y	50	ksi
F_u	65	ksi
d_c	16 3/8	in
b_{fc}	16	in
t_{wc}	1 3/16	in
t_{fc}	1 7/8	in
k_{dc}	3 3/16	in
A_c	75.60	in^2
A_{vc}	22.75	in^2
d_{wc}	10	in
Z_{xc}	487.00	in^3
Viga		
$d=h_b$	20 7/8	in
b_{fb}	6 1/2	in
t_{wb}	3/8	in
t_{fb}	9/16	in
z_b	20 5/16	in
k_{db}	13/16	in
Z_{xb}	110	in^3



Factores de sobrerresistencia

γ_{M0}	1.1
β	1
γ_{Mb}	1.25

Paso 1 Determinar las cargas

S_{DS}	1.00
L	21 ft
$s/2$	3 1/2 ft
W_{DL}	79 psf
W_{LL}	80 psf

$R_y = 1.1$

$L_p = \min(d/2, 3b_f) = 10 \text{ 7/16 in}$

$V_{DL} = W_{DL} (L - 2L_p) / 2 = 2.66 \text{ kips}$

$V_{LL} = W_{LL} (L - 2L_p) / 2 = 2.70 \text{ kips}$

$V_{EQ} = 2 M_{pe} / (L - 2L_p) = 55.60 \text{ kips}$

$C_{pr} = (F_y + F_u) / 2F_y \leq 1.2 \quad 1.15 \leq 1.2$

$M_{pe} = C_{pr} R_y F_y Z_{xb} = 6957.50 \text{ k-in}$

$V_u = (1.2 + 0.2S_{DS})V_{DL} + 0.75V_{LL} + V_{EQ} = 61.35 \text{ kips}$

$M_{uc} = M_{pe} + V_u L_p = 2922.49 \text{ k-in}$

Tabla 3-51 AISC 358-10

TABLE 6.1 Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	3/4 (19)	3/8 (10)	3/4 (19)	3/8 (10)	1 (25)	9/16 (14)
d_{bf}	9 1/4 (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12 1/4 (311)	7 1/2 (190)
d	55 (1400)	13 3/4 (349)	24 (610)	13 3/4 (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2 1/4 (57)	1/2 (13)	1 1/2 (38)	1/2 (13)	2 1/2 (64)	3/4 (19)
b_p	10 3/4 (273)	7 (178)	10 3/4 (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3 1/4 (83)	6 (152)	5 (127)
p_n, p_{lo}	4 1/2 (114)	1 1/2 (38)	5 1/2 (140)	1 3/4 (44)	2 (51)	1 5/8 (41)
d_b	—	—	—	—	3 3/4 (89)	3 1/2 (89)

Soldadura y placa		
a_1	5/16	
a_2	5/16	
a_3	5/16	
t_p	1/2	
$b_p < b_{fc}$	7 1/2	OK
$h_p = h_b + 2(p_{fo} + d_e)$	28 1/8	
$p_2 = g$	5	
p_{fi}	2	in
p_{fo}	2	in
d_e	1 5/8	in
u	3 5/8	in
$e_{c,2}$	5 1/2	in
$e_{p,2}$	1 1/4	in
h_0	22 19/32	in
h_1	18 1/32	in
$p_{1,1}$	4 9/16	in
$p_{1,2}$	18 1/32	in
$m = \frac{(b_c - t_{wc})}{2} - e_{c,2} - 0,8 \cdot r_c$	1 3/13	in
$n = \min(e_{2,c}; e_{2,p})$	1 1/4	in

Grupo de pernos		
d_b	3/4	
Grado	A490	
A_s	19/43	in ²
F_u	113	ksi
$M_{j,Rd,pl}$	1290.14	k-in
$M_{j,Rd,np}$	2920.43	k-in
$M_{j,Rd,fc}$	2920.43	k-in

Fuerzas para rigidizantes y placas dobles		
$R_{d,fc}$	28.47	kips
$F_{d,Rd}$	143 7/8	kips
	104.91	kips
$V_{wb,Rd}$	537.2924938	kips
$F_{d,Rd}$	143.88	kips
	-393.416	kips
A_{add}	-15 1/7	in ²
Espesor placas	-0.60	in
A_{add}	2.098291397	in ²
Espesor rigidizantes	0.17	in

Soldadura a_3			Soldadura $a_1=a_2$		
F_{EXX}	70.00	ksi	F_{EXX}	70.00	ksi
a_3	5/16		$a_1=a_2$	5/16	
$f_{vw,d}$	38.04		$f_{vw,d}$	38.04	
$F_{w,Rd}$	16.81	kip/in	$F_{w,Rd}$	16.81	kip/in
F_{a3}	229.04		F_{a1}	266.86	
			F_{a2}	196.47	
	229.04	OK		463.33	OK

1 Paso: Obtener el valor de resistencia de componentes que no influyen en pernos

Componente 1 Alma del soporte a cortante

$$k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z} = 0.4256$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 537.29 \text{ kips}$$

Componente 2 Alma del soporte a compresión

$$k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}} = 1.5282$$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = 0.67$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\lambda_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^3}} = 0.44$$

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff,c,wc} = 18 \text{ 38/99 in}$$

$$t_{fb} + a_1 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + t_p + u = 21 \text{ 1/15 in}$$

$$t_{fb} + 2 \cdot a_1 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + 2 \cdot t_p = 18 \text{ 38/99 in}$$

$$\rho = 1.00$$

$$F_{c1,wc,Rd} = 669.44 \text{ kips}$$

$$\text{Si } \sigma_{com,Sd} < 0,7 \cdot f_y \rightarrow k_{wc} = 1$$

$$F_{c2,wc,Rd} = 669.44 \text{ kips}$$

$$\text{Si } \sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc} \rightarrow k_{wc} = 1,7 - \frac{\sigma_{com,Sd}}{f_{y,wc}}$$

$$F_{c,wc,Rd} = 669.44 \text{ kips}$$

$$k_{wc1} = 1$$

$$k_{wc2} = 1$$

Componente 3 Patín y alma de la viga a compresión

$$k_7 = \infty$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,b,Rd}}{h_b - t_{fb}} = 1089.79 \text{ kips}$$

$$M_{c,b,Rd} = \frac{W_{pl,b} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 22136.36 \text{ k-in}$$

Segundo paso: se obtiene el valor de resistencia de la primera fila de pernos (exterior)

Componente 4 Patín del soporte a flexión

$$F_{t1,fc,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,1,Rd}}{m} = 1004.06 \text{ kips}$$

$$m = \frac{(b_c - t_{wc})}{2} - e_{c,2} - 0,8 \cdot r_c = 1.23 \text{ in}$$

$$M_{pl,1,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 309.06 \text{ k-in}$$

$$n = \min(e_{2,c}; e_{2,p}) = 1 \text{ 1/4 in}$$

$$F_{t2,fc,1,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,1,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = 416.20 \text{ kips}$$

Patrón circular (Individual, grupo)

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 7 \text{ 3/4 in}$$

$$M_{pl,2,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 471.41 \text{ k-in}$$

$$l_{eff,cp} = \pi \cdot m + p_{1,1} = 8 \text{ 3/7 in}$$

Patrón no circular (Individual, grupo)

$$l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e_{2,c} = 11 \text{ 4/5 in}$$

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5 \cdot p_{1,1} = 8 \text{ 1/6 in}$$

Considerados individualmente (modo)

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} = 71.89 \text{ kips}$$

$$(1) l_{eff,1} = l_{eff,nc}; l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}; 7 \text{ 3/4 in}$$

$$(2) l_{eff,1} = l_{eff,nc}; l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}; 11 \text{ 4/5 in}$$

$$k_{4,1} = \frac{0,9 \cdot l_{eff,fc,1} \cdot t_{fc}^3}{m^3} = 37.28$$

$$l_{eff,fc,1} = \min(l_{eff,1}) = 7 \text{ 3/4 in}$$

$$F_{t,fc,1,Rd} = \min(F_{t1,fc,1,Rd}; F_{t2,fc,1,Rd}; F_{t3,fc,1,Rd})$$

$$71.89 \text{ kips}$$

MODO 2

Componente 3 Alma del soporte a tracción			
$k_{3,1} = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$	0.6431		$l_{eff,fc,1}$ 7 3/4 in
$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	474.64	kips	$l_{eff,fc,2}$ 11 4/5 in
			$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff,t,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}}$ 0.75

Componente 5 Placa extrema a flexión			
$k_{5,1} = \frac{0,9 \cdot l_{eff,fp,1} \cdot t_p^3}{m_x^3}$	0.0945		Longitudes efectivas
			Patrón circular
$F_{t1,fp,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,1,Rd}}{m_x}$	25.88	kips	$m_x = e_p - e_{1,p} - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1$ 1 2/3 in
$M_{pl,1,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fp,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	10.65	k-in	$2\pi m_x$ 10 1/3 in
$F_{t2,fp,1,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,1,Rd} + n_x \sum F_{t,Rd}}{m_x + n_x}$	101.06	kips	$\pi m_x + p_2$ 10 1/6 in
$M_{pl,2,1,Rd} = \frac{0,25 \sum L_{eff,2,fp,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	10.65	k-in	$\pi m_x + 2 e_{2,p}$ 7 2/3 in
$F_{t3,fp,1,Rd} = \sum F_{t,Rd}$	71.89	kips	$l_{eff,cp} = \min$ 7 2/3 in
$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$	71.89	kips	Patrón no circular
			$l_{eff,nc} = \min \left[\begin{array}{l} 4m_x + 1,25 \cdot e_{1,p}; \\ 0,5b_p; \end{array} \begin{array}{l} 2m_x + 0,625 \cdot e_{1,p} + 0,5p_2 \\ 2m_x + 0,625 \cdot e_{1,p} + e_{2,p} \end{array} \right]$
			$l_{eff,nc} = \min$ 3 3/4 in
			Para la longitud efectiva
			$l_{eff,1,fp,1} = l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}$ 3 3/4 in
			$l_{eff,2,fp,1} = l_{eff,nc}$ 3 3/4 in
			$l_{eff,fp,1} = \min$ 3 3/4 in
$F_{t,fp,1,Rd} = \min(F_{t1,fp,1,Rd}; F_{t2,fp,1,Rd}; F_{t3,fp,1,Rd})$	25.88		MODO 1

Capacidad Revisar las capacidades del grupo de pernos	
$F_{t,wc,Rd}$	669.44 kips
$F_{t,fc,1,Rd}$	71.89 kips
$F_{t,fp,1,Rd}$	25.88 kips
$F_{t,1Rd} = \min$	25.88 kips

Tercer paso: se obtiene el valor de resistencia de la fila de pernos interior

Componente 4 Patín del soporte a flexión para la fila 2

$k_{4,2} = \frac{0,9 \cdot l_{eff,fc,2} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$	24.5886		Patrón Circular
$F_{t1,fc,2,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,2,Rd}}{m}$	1004.06	kips	$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m$ 7 53/72 in
$M_{pl,1,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	309.06	k-in	$l_{eff,cp} = p_{1,1} + p_{1,2}$ 22 19/32 in
$F_{t2,fc,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$	416.20	kips	7 53/72 in
			Patrón no circular
			$l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e_{2,c}$ 11 4/5 in
			$l_{eff,nc} = 0,5 \cdot p_{1,1} + 0,5 \cdot p_{1,2}$ 11 19/64 in
			11 19/64 in

$M_{pl,2,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 471.41 \text{ k-in}$ $F_{t3,fc,2,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad 71.89 \text{ kips}$ $F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} \quad 71.89 \text{ kips}$	MODO 1 $l_{eff,1}$ 7 53/72 in MODO 2 $l_{eff,2}$ 11 4/5 in	
	$F_{t,fc,2,Rd} = \min(F_{t1,fc,2,Rd}; F_{t2,fc,2,Rd}; F_{t3,fc,2,Rd})$	
	F_{t,fc,2Rd} 71.89 kips Falla MODO 2	

Componente 3 Alma del soporte a tracción para la fila 2	
$k_{3,2} = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}} \quad 0.64$	$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 411.37 \text{ kips}$

Componente 5 Placa extrema a flexión Fila 2	
$k_{5,2} = \frac{0,9 \cdot l_{eff,fp,2} \cdot t_p^3}{m_p^3} \quad 0.0403$	$m_p = \frac{b_p - t_{wb}}{2} \quad 3.56 \text{ in}$
$F_{t1,fp,2,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,2,Rd}}{m_p} \quad 51.70 \text{ kips}$	$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m_p \quad 22.38 \text{ in}$
$M_{pl,1,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fp,2} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 46.05 \text{ k-in}$	$l_{eff,nc} = \alpha \cdot m_p \quad 16.21 \text{ in}$
$F_{t2,fp,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,2,Rd} + n_2 \sum F_{t,Rd}}{m_p + n_2} \quad 39.12 \text{ kips}$	$m_2 = e_{1,p} + p_{1,1} - e_p - t_{wb} - 0,8 \cdot a_1 \cdot \sqrt{2} \quad 1.65 \text{ in}$
$M_{pl,2,2,Rd} = \frac{0,25 \sum L_{eff,2,fp,2} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 49.20 \text{ k-in}$	$n_2 = \min(e_{2,p}; 1,25 \cdot m_p) \quad 1.25 \text{ in}$
$F_{t3,fp,2,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad 71.89 \text{ kips}$	$\lambda_1 = \frac{m_p}{m_p + e_{2,p}} \quad 0.74$
$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} \quad 71.89 \text{ kips}$	$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_p + e_{2,p}} \quad 0.34$
	$\alpha \quad 4.55$
	$l_{eff,cp} = \pi \cdot m_p + p_{1,2} \quad 29.22 \text{ in}$
	$l_{eff,cp} = 0,5 \cdot p_{1,2} + \alpha \cdot m_p - (2 \cdot m_p + 0,625 \cdot e_{2,p}) \quad 17.32 \text{ in}$
$F_{t,fp,2,Rd} = \min(F_{t1,fp,2,Rd}; F_{t2,fp,2,Rd}; F_{t3,fp,2,Rd})$	39.12 kips MODO 2

Componente 8 Alma de la viga en tracción	
$K_{8,2} = \infty$	$F_{t,wb,2,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb,2} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 295.21 \text{ kips}$

Cuarto paso: Se obtiene la resistencia del grupo formado por la primera y la segunda fila

Componente 4 Patín del soporte en flexión (Fila 1 + Fila 2)	
$F_{t1,fc,(1+2),Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,(1+2),Rd}}{m} \quad 1061.83 \text{ kips}$	$l_{eff,cp} = \pi \cdot m + p_{1,1} \quad 8 \text{ 31/72 in}$
$M_{pl,1,(1+2),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,(1+2)} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 326.84 \text{ k-in}$	$l_{eff,nc} = 2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5 \cdot p_{1,1} \quad 8 \text{ 2/11 in}$
$F_{t2,fc,(1+2),Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,(1+2),Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} \quad 335.88 \text{ kips}$	$l_{eff,cp} = p_{1,1} + p_{1,2} \quad 22 \text{ 19/32 in}$
$M_{pl,2,(1+2),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,(1+2)} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 326.84 \text{ k-in}$	$l_{eff,nc} = 0,5 \cdot p_{1,1} + 0,5 \cdot p_{1,2} \quad 11 \text{ 19/64 in}$
$F_{t3,fc,(1+2),Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad 143.77 \text{ kips}$	$l_{eff,cp} \text{ circular} \quad 31 \text{ 1/41 in}$
$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} \quad 143.77 \text{ kips}$	$l_{eff,cp} \text{ no circular} \quad 19 \text{ 11/23 in}$
	$l_{eff,1} \quad 8 \text{ 2/11 in}$
	$l_{eff,2} \quad 8 \text{ 2/11 in}$
	$F_{t,fc,(1+2),Rd} = \min(F_{t1,fc,(1+2),Rd}; F_{t2,fc,(1+2),Rd}; F_{t3,fc,(1+2),Rd})$
	MODO 2 143.77 kips

Componente 3 Alma del soporte en flexión (Fila 1 + Fila 2)

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad 297 \text{ 32/35 kips}$$

Quinto paso: Se calcula la resistencia de la fila 2 como el menor de los valores

$F_{t,fc,2,Rd}$	71.89 kips	$F_{t,2,Rd}$	39.12 kips
$F_{t,wc,2,Rd}$	411.37 kips	1.9 $B_{t,Rd}$	85.37 kips
$F_{t,fp,2,Rd}$	39.12 kips	$F_{t,2,Rd}$	39.12 kips
$F_{t,wb,2,Rd}$	295.21 kips		

RESUMEN	Resistencia		Rigidez	
Elementos				
(1) Alma a cortante	$V_{wp,Rd}$	537.29 kips	10.809498	$k_{10,r} = 1.6 A_s/L_b \quad 3.0956$
(2) Alma a compresión	$F_{c,wc,Rd}$	669.44 kips	38.815272	
(7) Viga a compresión	$F_{c,fb,Rd}$	1089.79 kips		
Fila 0				
(4) Patín en flexión	$F_{t,fc,1,Rd}$	71.89 kips	946.803622	
(3) Alma en flexión	$F_{t,wc,1,Rd}$	669.44 kips	16.333960	
(4) Placa a flexión	$F_{t,fp,1,Rd}$	25.88 kips	2.400903	25.88 kips
Fila 1				
(4) Patín en flexión	$F_{t,fc,2,Rd}$	71.89 kips	624.550303	
(3) Alma en flexión	$F_{t,wc,2,Rd}$	411.37 kips	16.333960	
(4) Placa a flexión	$F_{t,fp,2,Rd}$	39.12 kips	1.024443	
(8) Alma de viga tracción	$F_{t,wb,2,Rd}$	295.21 kips		39.12 kips

Momento resistente de la unión

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{t,r,Rd} \quad 1290.14 \quad k\text{-in}$$

Rigidez de la unión

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} \quad 1288043.9 \text{ k-in/mrad}$$

$$L_b = 360 \text{ in}$$

$$I_b = 984 \text{ in}^4$$

$$\frac{0.5 \cdot E \cdot I_b}{L_b} \leq S_{j,ini} \leq \frac{k_b \cdot E \cdot I_b}{L_b} \quad 39633.3333 \quad 0.0307702$$

$$1981666.67 \quad 0.6499801$$

SEMIRIGIDA
SEMIRIGIDA

Fila 1

$$k_{eff,1} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,1}} + \frac{1}{k_{4,1}} + \frac{1}{k_{5,1}} + \frac{1}{k_{10,1}}} \quad 1.24714$$

Fila 2

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,2}} + \frac{1}{k_{4,2}} + \frac{1}{k_{5,2}} + \frac{1}{k_{10,2}}} \quad 0.73421$$

Brazo equivalente

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r} \quad 21.14 \text{ in}$$

$$k_{eq} \quad 1.9596$$

2.268936638

$M_{j,rd}$	1948.42		0.43	4.73	4531.22
$M_{u,c}$	2922.49	0.6667	858738.8693	1.257024491	2265.61
					2684.11

	θ	M_u	θ	M_u
1	0	0.00	0.00	0.00
2	0.32	1428.84	-0.32	-1428.84
3	0.63	3235.68	-0.63	-3235.68
4	0.95	4853.51	-0.95	-4853.51
5	1.26	5919.78	-1.26	-5919.78
6	1.58	6728.70	-1.58	-6728.70
7	1.89	7537.62	-1.89	-7537.62
8	2.21	8346.54	-2.21	-8346.54
9	2.52	8556.17	-2.52	-8556.17
10	2.84	8556.17	-2.84	-8556.17
11	3.15	8556.17	-3.15	-8556.17
12	3.47	8556.17	-3.47	-8556.17
13	3.78	8556.17	-3.78	-8556.17
14	4.10	8556.17	-4.10	-8556.17
15	4.41	8556.17	-4.41	-8556.17
16	4.73	8556.17	-4.73	-8556.17

Gráfica momento-rotación

