

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL

**DISEÑO DE UN INSTRUMENTO DE CÁLCULO PARA LAS
CONEXIONES PRECALIFICADAS SEGÚN AISC 358-10 APLICANDO LA
HERRAMIENTA MICROSOFT EXCEL**

Trabajo Especial de Grado

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Hernández M., Andrea L.

Hernández M., Pero J.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2012

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

DISEÑO DE UN INSTRUMENTO DE CÁLCULO PARA LAS CONEXIONES PRECALIFICADAS SEGÚN AISC 358-10 APLICANDO LA HERRAMIENTA MICROSOFT EXCEL

TUTOR ACADEMICO: Prof. Eliud Hernández

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Hernández M., Andrea L.

Hernández M., Pero J.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2012

ACTA

El día 03 de Mayo de 2013 se reunió el jurado formado por los profesores:

ELIUD HERNANDEZ
ANTONIO GUELL
SALVADOR SAFINA

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "DISEÑO DE UN INSTRUMENTO DE CÁLCULO PARA LAS CONEXIONES PRECALIFICADAS SEGÚN AISC 358-10 APLICANDO LA HERRAMIENTA MICROSOFT EXCEL".
Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de INGENIERO CIVIL.

Una vez oída la defensa oral que el (la, las, los) bachiller(es) hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Andrea Hernández	20	Veinte
Br. Pedro Hernández	20	Veinte

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 03 de Mayo de 2013

AGRADECIMIENTOS

A Dios, porque nos ha dado la fuerza, la paciencia, el entendimiento, la perseverancia y sobre todo el valor para concluir esta etapa tan importante de nuestras vidas.

A la comunidad de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Central de Venezuela en donde encontramos un hogar en sus pasillos y una familia entre los miembros de su comunidad, y egresamos hoy de sus aulas como mejores seres humanos y profesionales.

A nuestra familia, porque son el principio de todas las cosas, nuestros cómplices de vida y grandes aliados con los que hemos contado siempre.

A nuestro profesor tutor, Ingeniero Eliud Hernández, al Ingeniero Luis Nuñez y al Ingeniero Miguel Osers, por brindarnos sus conocimientos y una mano amiga al momento de desarrollar este Trabajo Especial de Grado.

A todos los profesores que sin ser nuestros tutores estuvieron ahí impartiendo sus conocimientos para lograr que se concluyera con éxito nuestra carrera de educación superior.

CONTENIDO

DISEÑO DE UN INSTRUMENTO DE CÁLCULO PARA LAS CONEXIONES PRECALIFICADAS SEGÚN AISC 358-10 APLICANDO LA HERRAMIENTA MICROSOFT EXCEL	I
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO	I
RESUMEN	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS	7
INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO I	12
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	12
1.1. EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN	12
1.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	13
1.2.1. <i>Objetivo General:</i>	13
1.2.2. <i>Objetivos específicos:</i>	13
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	14
CAPITULO II	15
MARCO TEÓRICO	15
2.1. ACERO ESTRUCTURAL	15
2.2. DISEÑO POR CAPACIDAD.....	15
2.3. CONEXIONES SIMPLES	15
2.4. CONEXIONES A MOMENTO.....	15
2.5. BLOQUE DE CORTE	16
2.6. MOMENTO MÁXIMO PROBABLE.....	16
2.7. ZONA PROTEGIDA	17
2.8. RÓTULA PLÁSTICA	17
2.9. DUCTILIDAD.....	17
2.10. FALLA FRÁGIL.....	17
2.11. FACTOR RY	18
2.12. FACTOR RT	18
2.13. TENSIÓN CEDENTE	18
2.14. FALLA POR APLASTAMIENTO DE LA PLANCHAS	18
2.15. FALLA POR APALANCAMIENTO	18
2.16. FALLA POR DESGARRAMIENTO	19

2.17. SOLDADURA DE PENETRACIÓN COMPLETA	19
2.18. SOLDADURA DE FILETE	20
2.19. SOLDADURA DE DEMANDA CRÍTICA	20
2.20. RANGO PLÁSTICO	21
2.21. RANGO ELÁSTICO	21
2.22. SPECIAL MOMENT FRAME (SMF)	21
2.23. INTERMEDIATE MOMENT FRAME (IMF)	21
2.24. MÓDULO ELÁSTICO	21
2.25. MÓDULO PLÁSTICO.....	22
2.26. CEDENCIA.....	22
2.27. TENACIDAD.....	22
2.28. PERNOS	22
2.29. TRACCIÓN	22
2.30. PANDEO.....	23
2.31. TENSION ÚLTIMA	23
2.32. PLANCHA DE CONTINUIDAD.....	23
2.33. ESBELTEZ.....	23
2.34. PLANCHA DE CORTE.....	24
2.35. PLANCHA EXTREMA	24
2.1. CONEXIONES PRECALIFICADAS.	25
2.1.1. <i>Conexión de Ala soldada sin reforzar alma soldada “Welded Unreinforced Flange – Welded Web Connection”</i>	25
2.1.2. <i>Conexión con Sección de Viga Reducida “Reduced Beam Section Connection”</i>	29
2.1.3 <i>Conexión de Plancha de Ala Empernada “Bolted Flange Plate Connection”</i>	35
2.1.4. <i>Conexión de Plancha extrema empernada. “Bolted extended end plate”</i>	40
2.1.5. <i>Conexiones con soporte empernada tipo Kaiser. “Kaiser Bolted Bracket”</i>	56
2.2. ESPECIFICACIONES DE LA NORMA AISC 359-10.....	64
2.2.1. <i>Sección 2.3. Perfiles</i>	64
2.3. ESPECIFICACIONES DE LA NORMA AISC 341-10.....	65
2.3.1. <i>Soldadura de demanda crítica</i>	65
ANTECEDENTES	68
CAPÍTULO III	71
MÉTODO	71
3.1. FASE I: COMPRENSIÓN DE LAS NORMAS A UTILIZAR.....	71

3.2. FASE II: IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS A UTILIZAR.....	72
3.3. FASE III: PROGRAMACIÓN DE LAS CELDAS DE ENTRADA.....	72
3.4 FASE IV: INTRODUCCIÓN DE LAS FÓRMULAS EN EL INSTRUMENTO DE CÁLCULO.....	73
3.5. FASE V: REVISIÓN TEÓRICA DEL INSTRUMENTO DE CÁLCULO.....	74
3.6. FASE VI: VALIDAR LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA INSTRUMENTO DE CÁLCULO.....	74
3.6.1. Validación interna.....	74
3.6.2. Contrastación de valores obtenidos con el instrumento y con el método convencional.....	75
3.7. FASE VII: ELABORACIÓN DEL ESQUEMA DE LA CONEXIÓN.....	75
CAPITULO IV.....	76
ANALISIS Y RESULTADOS.....	76
4.1. VALIDACIÓN DEL INSTRUMENTO DE CÁLCULO.....	76
4.1.1. Conexión de plancha extrema empernada con rigidizador (4ES).....	76
4.1.2. Conexión de Viga de Sección Reducida (RBS).....	123
4.1.3. Conexión de ala soldada sin refuerzo al alma soldada (WUF-WW).....	157
4.1.4. Conexión de ala empernada (BFP).....	188
4.1.5. Conexión de soporte Kaiser empernado (KBB-W).....	237
4.1.6. Conexión de plancha extrema empernada con rigidizador (8ES).....	274
4.1.7. Conexión de soporte Kaiser empernado (KBB-B).....	318
4.2. CUADROS COMPARATIVOS DE CONEXIONES PARA DIFERENTES CONFIGURACIONES.....	364
4.3. ANALISIS DE CONEXIONES.....	366
CONCLUSIONES.....	371
REFERENCIAS.....	373
BIBLIOGRÁFICAS.....	373
INTERNET.....	375
TESIS.....	378

Hernández M., Andrea L.

Hernández M., Pedro J.

**DISEÑO DE UN INSTRUMENTO DE CÁLCULO PARA LAS
CONEXIONES PRECALIFICADAS SEGÚN AISC 358-10 APLICANDO LA
HERRAMIENTA MICROSOFT EXCEL**

Tutor Académico: Prof. Eliud Hernández.

Trabajo Especial de Grado. Ciudad, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. Año 2013, n° pág. 379.

Palabras Clave: Conexiones sismorresistentes, Ductilidad, Instrumento de cálculo.

Resumen.

A raíz del terremoto de Northridge, ingenieros especializados en el área de la construcción estudiaron las causas fundamentales de las fallas en las conexiones en la estructura de acero y esto conllevó a que se realizaran una serie de modificaciones a normas existentes antisísmicas como lo son el AISC (American Institute of Steel Construction) y el FEMA (Federal Emergency Management Agency) para asegurar que las mismas no fallasen ante la ocurrencia de sismo de diseño. El código AISC-385 publicado en el 2010, consta de conexiones precalificadas que serán el ente primordial en este trabajo especial de grado, el cual tendrá como meta la elaboración de un instrumento de cálculo que realice las operaciones matemáticas pertinentes para diseñar las conexiones de las estructuras de acero basadas en los modelos mencionados anteriormente. Los objetivos presentados en este trabajo especial de grado fueron logrados en su totalidad, elaborando y verificando la veracidad del instrumento de cálculo.

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

a: Distancia del centro de la primera fila de pernos al borde inferior de la plancha extrema

A_g = Área gruesa de la columna.

AISC: America Institute of Steel Construction; Instituto americano de construcciones en acero.

A_p = Área neta de perno.

b: Distancia del centro de la primera fila de pernos a la cara exterior de la ala

b_{bb} : Ancho del soporte

BEEP: Bolted Extended End Plate; Plancha extrema empernada

bf: ancho del ala del perfil

BFP: Bolted Flange Plate; Plancha de ala empernada

c: Dimensión de la sección reducida en RBS.

c: Distancia del centro de la primera fila de pernos a la cara interior de la ala en BEP

C_{pr} : Factor de resistencia pico en la conexión.

d: Parámetro de altura de la viga.

d_b : Diámetro nominal del perno.

d_c : Parámetro de altura de la columna.

d_e : Distancia del perno al borde de la columna.

d_{eff} = Profundidad efectiva de la viga

E: Módulo de elasticidad del acero.

F_{fu} : Carga concentrada en la cara de la columna.

F_{nv} = Resistencia nominal a corte del perno.

F_u : Tensión última del acero.

F_y : Tensión cedente del acero.

g = Distancia comprendida entre centro de pernos de la misma fila

h : distancia libre entre las alas del perfil.

h_{bb} : Altura de soporte.

IMF: Intermediate Moment Frame; Marco de momento intermedio.

I_x : Inercia en el eje x

I_y : Inercia en el eje y

KBB: Kaiser Bolted Bracket; Soporte Kaiser empernada.

l = distancia de solape del soporte.

L_{bb} : Largo del soporte.

L_c = Distancia libre, en la dirección de la fuerza, desde el borde de la perforación a borde de perforación del agujero adyacente.

L_e = Distancia libre, en la dirección de la fuerza, desde el borde de perforación hasta el extremo de la plancha.

L_h : Distancia de la localización de la rótula plástica.

l_w = Longitud disponible para la soldadura de filete.

M^*_{pb} : capacidad a flexión de las vigas que llegan al nodo.

M^*_{pc} : capacidad a flexión de las columnas que llegan al nodo.

M_{pe} = Momento plástico esperado.

M_f : Momento máximo probable en la cara de la columna.

M_{pr} : momento máximo probable.

M_{uv} : momento adicional producido por el corte en el momento plástico hasta el centro de la columna.

n_{cb} : Número de hileras de pernos.

n_{bb} : Número de pernos en la viga.

n_i : Número de pernos internos

n_o : Número de pernos externos

N_u : Carga axial última de la columna.

N_y : Resistencia nominal axial.

p_b : Espaciamiento entre pernos de columnas.

r : radio de giro del perfil

RBS: Reduced Beam Section; Viga de sección reducida

r_h : Radio del soporte horizontal.

r_{np} : Aplastamiento por cada perno.

r_{ni} : Desgarramiento por cada perno interno.

r_{no} : Desgarramiento por cada perno externo.

R_t : Resistencia a flexión de las alas de la columna.

R_v = Resistencia de la columna en la zona del panel.

R_y : Factor mínimo de sobre-resistencia cedente

r_v : Radio de soporte rigidizado

s : Distancia entre centro a centro de pernos.

S_h : Distancia de la cara de la columna a la rótula plastic.

SMF: Special Moment Frame; Marco de momento especial

t_f : espesor del ala del perfil

t_p : Espesor de plancha de acero

t_s : Espesor del soporte rigidizado.

t_w : espesor del alma del perfil

V: Fuerza cortante

V_g : El corte que resulte mayor de los cortes en ambas rótulas plásticas.

V_h : es el corte producido en la rótula plástica

V_m : Corte por acción sísmica en la sección reducida.

V_{RBS} : Valor del corte desde el centro de la sección reducida hasta el centro de la columna.

V_T = Corte total en la rótula plástica.

V_{uc} = Corte en la columna.

w: Tamaño mínimo de soldadura de filete.

WUF-W: Welded Unreinforced Flanged-welded Web; Ala y alma soldada sin reforzar reforzar

Y_p : Parámetro de línea de cedencia.

Z: Módulo plástico.

Z_{RBS} : Módulo plástico en la sección reducida.

Z_x : Módulo plástico en sección plena.

INTRODUCCIÓN

La humanidad a través de la historia se ha concentrado en mejorar sus condiciones de vida para su sobrevivencia, entre las medidas tomadas el hombre se ha interesado en la construcción de edificaciones sustentables que resistan agresiones naturales, y provocadas por el hombre, para asegurar la vida.

Con el pasar del tiempo el ser humano ha cambiado los materiales empleados, los procesos constructivos y de cálculos, el método de estudio de los impactos sobre las estructuras, entre otros aspectos fundamentales, que nos han ayudado a llegar a un punto en donde se posee la información necesaria para crear una edificación con todos los requisitos, que permita brindarle al usuario una gran seguridad y confort.

Muchos fenómenos naturales han ayudado a concretar la evolución constructiva que hemos vivido como sociedad. En el presente trabajo especial de grado se menciona como ejemplo particular el terremoto de Northridge, ocurrido en el estado de California en 1994. Dicho terremoto fue de gran importancia, ya que a raíz de él ingenieros estructurales pudieron extraer conclusiones de por qué hubo colapsos en edificaciones, desencadenando modificaciones en las normas existentes en el ámbito de construcciones realizadas en acero para asegurar que dichas fallas no se repitan.

Nuestro enfoque está dirigido especialmente a la elaboración de un instrumento de cálculo, utilizando el programa Microsoft Excel, que permita diseñar las conexiones precalificadas de la norma AISC 358-10. En la cual se mencionan en detalle los requisitos, las limitaciones y el proceso de cálculo y detallado de cada una.

Con la elaboración de este instrumento se quiere facilitar el cálculo de las conexiones realizadas en estructuras metálicas, específicamente en pórticos especiales e intermedios, para evitar las imprecisiones o errores al momento de realizar los cálculos, y a la vez ahorrar tiempo en proyectos.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.El Problema de la Investigación

En la actualidad existen diversos mecanismos o programas que ayudan al ingeniero civil a realizar cálculos estructurales extensos y complicados y obtener un resultado más preciso y eficiente en cuánto a tiempo y costos se refiere. Por ejemplo ETABS y SAP2000.

A través del tiempo la humanidad ha presenciado diferentes fenómenos naturales que han impactado en diversos aspectos de la vida y de los cuales el hombre ha aprendido y ha tomado en cuenta para prevenir que los errores cometidos en el pasado se repitan en un futuro. Un ejemplo de lo mencionado anteriormente es el terremoto de Northridge que ocurrió en el estado de California (EE.UU.) el 17 de enero de 1994. La magnitud de este terremoto fue de 6,9 en la escala de Richter, hubo tanto pérdidas materiales como humanas (Bruce, 1999). A raíz de este fenómeno natural se creó el código AISC 358, para prevenir el colapso de estructuras hechas en acero al enfrentarse a hechos similares.

En el código americano AISC 358, publicado en el 2010, se describe un procedimiento de cálculo para cinco conexiones precalificadas a momento en estructuras metálicas ubicadas en zonas sísmicas (para sistemas SMF e IMF):

- ✓ Reduced beam section / Viga de Sección Reducida
- ✓ Bolted extended end plate / Plancha extrema empernada
- ✓ Bolted flange plate / Plancha de ala empernada
- ✓ Welded unreinforced flange–welded web / Ala soldada sin reforzar alma soldada.
- ✓ Kaiser bolted bracket / Soporte Kaiser empernado.

Las cinco conexiones anteriores cumplen un objetivo en común: garantizar que la rótula plástica se desarrolle en la viga y no falle la conexión. Queda a criterio del ingeniero escoger la conexión que mejor se ajuste a la estructura, tomando en consideración aspectos geométricos,

cantidad de material, dificultades en el proceso constructivo, etc. Una de las interrogantes importantes a ser respondidas en el diseño de una estructura es la de cuál conexión precalificada a momento se ajusta mejor a una estructura dada.

Los procedimientos de cálculos de cada una de estas conexiones contienen una cantidad importante de pasos y requerimientos que deben ser cumplidos. Este proceso, en ocasiones, requiere de mucho tiempo y cuidado para no sobrepasar o descuidar detalle alguno del procedimiento.

A pesar que se han creado programas como los señalados, se presenta la necesidad de un recurso de cálculo amigable y de fácil acceso que permita obtener el número de pernos, longitud de soldadura, espesor de plancha, entre otros elementos de la conexión precalificada a momento para la estructura estudiada; información esencial para la fabricación de la conexión viga-columna.

En consecuencia, este trabajo especial de grado tiene como propósito la elaboración de un recurso de cálculo que, al introducir una serie de variables tales como los perfiles a utilizar, carga gravitacional, carga axial en columnas, altura promedio de entrepiso, la conexión deseada proporcione la información necesaria para realizar las conexiones precalificadas rápidamente y con una probabilidad mínima de error.

1.2. Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo General:

Diseñar un instrumento de cálculo de las conexiones precalificadas según el código AISC 358-10 aplicando la herramienta Microsoft Excel.

1.2.2 Objetivos específicos:

- ✓ Identificar las formulas y principios necesarios del cálculo establecido en la hoja digitalizada.
- ✓ Detectar parámetros para el cálculo de conexiones.
- ✓ Elaborar el instrumento de cálculo para las 5 conexiones precalificadas.

- ✓ Validar los resultados obtenidos del uso del instrumento de cálculo con los obtenidos por los procedimientos convencionales.

1.3. Justificación

El desarrollo de este instrumento de cálculo está dirigido al ingeniero civil especializado en estructuras. Brindará un ahorro de tiempo importante y optimización en el proceso de cálculo de la conexión precalificada aumentando así el rendimiento del ingeniero y la validez de los resultados de su trabajo.

El instrumento de cálculo a realizar disminuirá de una manera significativa los errores que se pudiesen cometer si se realizan los cálculos de una forma manual, ya que se reducen las equivocaciones humanas, logrando así que la calidad de los proyectos se incrementen y se evitará los accidentes a corto y largo plazo.

Servirá además, como un instrumento didáctico para la enseñanza de las conexiones precalificadas a momento, proceso y métodos de programación e informática aplicados tanto para los profesionales abocados a esta rama de trabajo como para las personas involucradas en el departamento de ingeniería estructural de la universidad tales como profesores, estudiantes y cualquier persona interesada en ampliar sus conocimientos en el área.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

Existen muchos conceptos básicos y necesarios para comprender el funcionamiento del instrumento de cálculo a diseñar; por tal motivo, a continuación se expondrá los conceptos y se dará a conocer detalladamente cómo se realizan las conexiones mencionadas en el capítulo I.

2.1. Acero Estructural

Material utilizado para la construcción de estructuras alrededor del mundo, es de gran resistencia ya que es una aleación de hierro (98%), con contenidos de carbono menores de 1% y otras pequeñas cantidades de minerales como manganeso para mejorar su resistencia. (Universidad Nacional de Colombia)

2.2. Diseño por capacidad

Es un método de diseño para estructuras sometidas a la acción sísmica, en donde se diseña y se seleccionan elementos capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas en zonas preestablecidas. (NORMA INPRES - CIRSOC 103).

2.3. Conexiones simples

Es una especie de conexión que permite que la transmisión del cortante (V) se realice en el alma de la viga y que las fuerzas provenientes de la flexión se transmitan a través de las alas de las vigas. La conexión “articulada” está destinada a transmitir el corte por ende está diseñada para soportarlo, se espera que la ductilidad de la misma permita una rotación adecuada para que se pueda considerar como una especie de rótula. (Zapata, 2007)

2.4. Conexiones a momento

Son aquellas conexiones en donde los elementos se encuentran empotrados y en el cual se diseñarán tomando en cuenta los efectos combinados de los momentos y las fuerzas cortantes resultantes de la rigidez de la conexión. (Bakhos y Bitonti, 2007).

2.5. Bloque de Corte

Se considera bloque de cortante a una falla de un miembro ocurrida en un espacio determinado donde ocurre tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular. Es poco probable que la fractura ocurra en ambos planos simultáneamente. (Bendito)

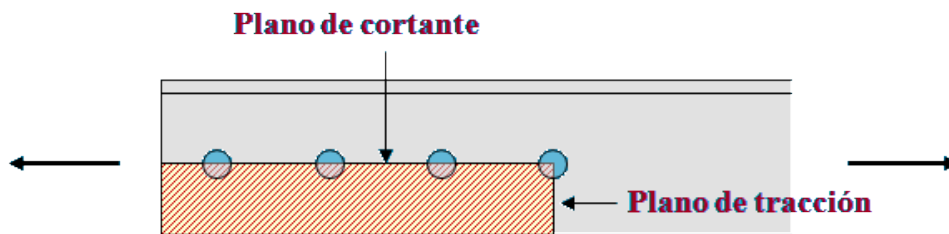


Fig. 1. Bloque de corte en conexión de ángulo emperrada.(Bendito)

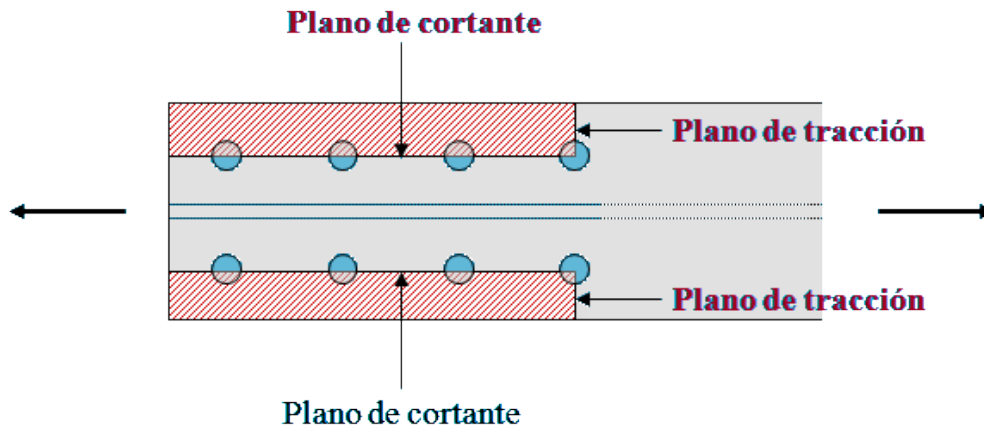


Fig. 2. Bloque de corte en conexión de ala emperrada de un perfil doble Te. (Bendito)

2.6. Momento máximo probable

Se sabe que el momento es el resultado de multiplicar una fuerza por su brazo de palanca. (Wilson y Buffa, 2003). Por esta definición podemos decir que el momento máximo probable es aquel en donde la combinación de carga por brazo arroje el mayor resultado posible en esa sección tomando en cuenta los factores C_{pr} y R_y de los elementos a utilizar.

2.7. Zona Protegida

Esta zona protegida ocupará la ubicación desde la cara de la columna hasta media altura pasada la rótula plástica. Esta zona varía para cada conexión precalificada. Se permiten los agujeros para pernos en el alma de la viga siempre que se cumplan en detalle las normativas de los mismos. (Gaceta, 2012)

2.8. Rótula Plástica

La rótula plástica se define por secciones en las cuales se produce plastificación completa, con la consecuencia de que pueden girar indefinidamente sin alteración del momento plástico. (Rus, 2008)

2.9. Ductilidad

La ductilidad de un acero sometido a tracción es la capacidad para deformarse bajo carga sin romperse, una vez superado el límite elástico”. (Celsa Atlantic)

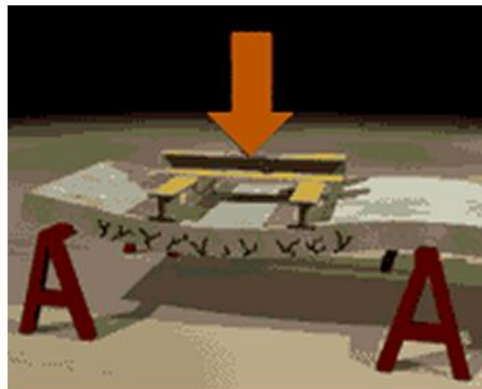


Fig. 3. Demostración de ductilidad. (Celsa Atlantic)

2.10. Falla Frágil

Es aquella falla que ocurre de forma rápida, sin una deformación apreciable previa y es debido a la propagación de una grieta. (Coltters, 2012) Con lo estudiado anteriormente, se puede decir que es lo contrario a una falla dúctil.

2.11. Factor R_y

“Factor mínimo de sobre-resistencia Cedente”. (Hernández, 2009)

2.12. Factor R_t

“Factor mínimo de sobre-resistencia ultima”. (Hernández, 2009)

2.13. Tensión Cedente

La tensión de cedencia se puede definir como el punto en el cual el material pasa de una deformación elástica a una deformación plástica permanente. (Medina, 2007)

2.14. Falla por aplastamiento de las planchas

Esta falla se produce al deformarse los agujeros del perno en la dirección de la fuerza aplicada debido al desplazamiento de las planchas. (Fratelli, 2003)

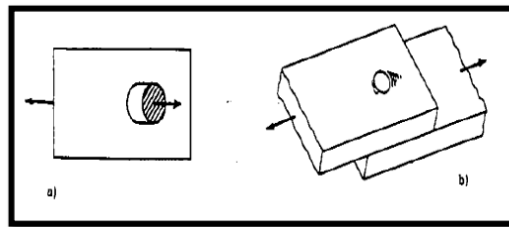


Fig. 4 Falla por aplastamiento de las planchas. (Fratelli, 2003)

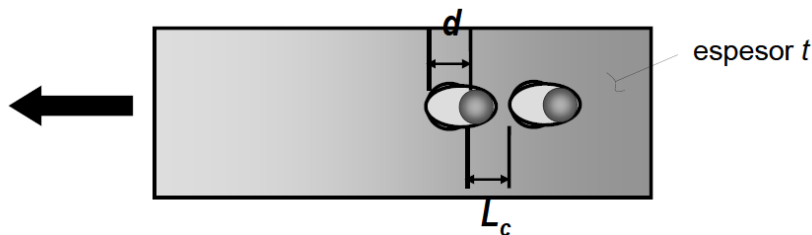


Fig. 5 Falla por aplastamiento de las planchas. (Nuñez, 2012)

2.15. Falla por apalancamiento

La falla de apalancamiento se produce cuando existe una conexión de un perfil Tee con alas rígidas conectado a otro cuyas alas no son tan rígidas como la primera. Cuando una fuerza de

tracción mayor es aplicada, la viga con alas menos rígidas se doblan y producen este tipo de falla, mientras que el perfil rígido se mantiene igual. (Nair, Birkemoe y Munse, 1969)

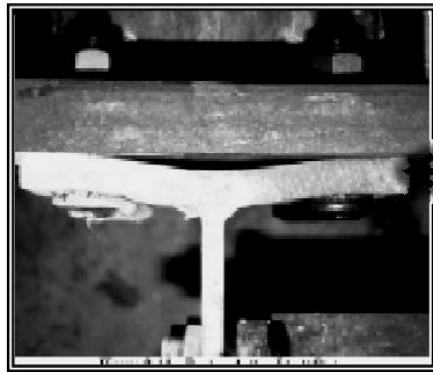


Fig. 6. Falla por apalancamiento. (Núñez, 2012)

2.16. Falla por desgarramiento

Este tipo de falla ocurre cuando se desprende parte del material de la plancha porque no se respetan las distancias mínimas al borde cargado. (Fratelli, 2003)

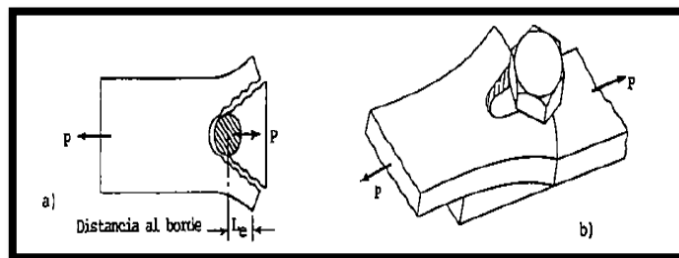


Fig. 7. Falla por desgarramiento. (Fratelli, 2003))

2.17. Soldadura de penetración completa

En la soldadura de penetración completa los elementos estructurales que se quieran unir se encuentran separados y la soldadura se deposita en la ranura o separación. Se utilizan para unir dos planchas que descansan sobre un mismo plano, así como para conexiones en tee o en esquina. Para realizar esta soldadura se requiere una preparación especial del borde. (Bakhos y Bitonti, 2007).

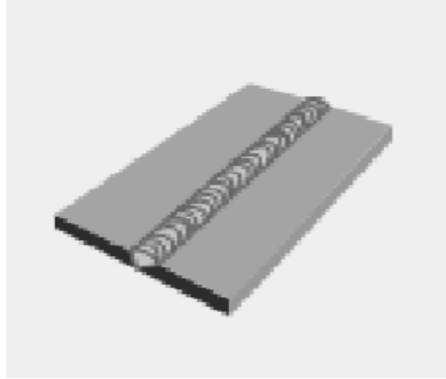


Fig. 8. Soldadura de penetración completa. (Nuñez, 2012)

2.18. Soldadura de filete

Son aquellas soldaduras que conectan dos superficies con ángulos rectos y cuya sección transversal es triangular, formados por la intersección de partes de miembros estructurales. La misma es utilizada con mucha frecuencia en especial para cargas ligeras. (Sriramula Vinnkota, 2006)

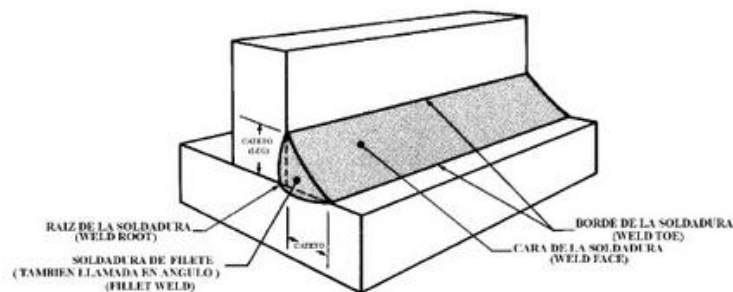


Fig. 9. “Soldadura de filete”. (Instituto de ensayo de materiales)

2.19. Soldadura de demanda crítica

“La soldadura de demanda crítica es aquella que tiene requerimientos adicionales de calidad y tenacidad”. (Emén, Rojas, 2009)

2.20. Rango plástico

Se define como el rango de tensiones en el que un material se deforma al aplicarle una carga y no recupera su geometría inicial al retirar la carga. (Juárez, 2010).

2.21. Rango elástico

Se define como el rango de tensiones en el que un material se deforma al aplicarle una carga pero cuando se retira recupera su geometría inicial. (Romo, 2009)

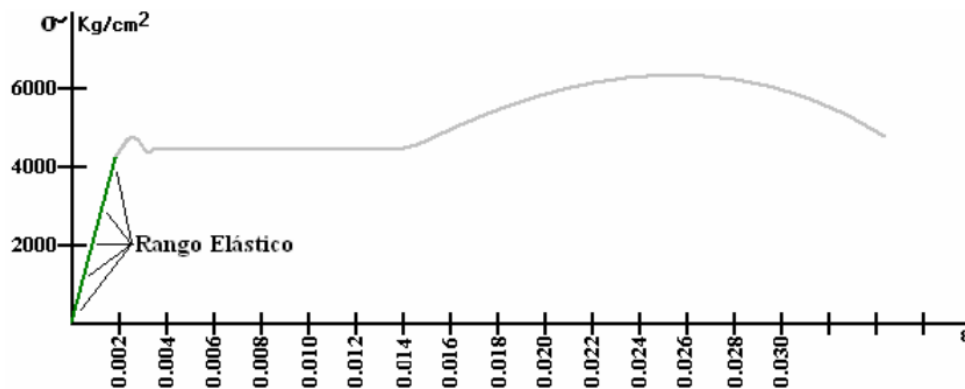


Fig. 10. Grafica de tensión deformación del acero. (Romo, 2009)

2.22. Special moment frame (SMF)

“Sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas Significativas, de manera estable”. (Hernández, 2009)

2.23. Intermediate Moment frame (IMF)

“Sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas Moderadas, de manera estable”. (Hernández, 2009)

2.24. Módulo elástico

El módulo elástico conocido también como el módulo de Young, es la capacidad que tiene un material a ser deformado en el rango elástico. Se obtiene de dividir el incremento de la tensión entre el incremento de elongación de la zona elástica. (Medina, 2007)

2.25. Módulo Plástico

“El módulo plástico de toda la viga es igual al momento estático de las áreas a compresión y a tensión de alma, respecto a su eje neutro.” (Escalante, 2003)

2.26. Cedencia

Es aquella propiedad de cualquier material para soportar la deformación elástica. Se dice que un material alcanza la cedencia cuando esta bajo una carga que le provoque una deformación en el rango plástico. (Harmuth y Shaoding-Rong, 2006).

2.27. Tenacidad

La tenacidad se define como la cantidad de energía que puede absorber un material antes de entrar en cedencia. (Marin, 2008)

2.28. Pernos

“Pieza de hierro cilíndrica, con cabeza redonda por un extremo y asegurada con una tuerca por el otro, que se usa para sujetar piezas de gran peso o volumen.” (Wordreference.com)



Fig. 11. Pernos de conexión. (Nuñez, 2012)

2.29. Tracción

Es una fuerza axial que se aplica en la dirección del eje del elemento y tiene como función el alargamiento del elemento.



Fig. 12. Fuerza de tracción. (kalipedia)

2.30. Pandeo

Se entiende por pandeo a la falla de elementos estructurales esbeltos que son sometidos a una carga de compresión elevada. (Domingo, 2008)

2.31. Tensión última

“Es la tensión en el que un material exhibe una deformación permanente específica”. (Instron).

2.32. Plancha de continuidad

La plancha de continuidad es un elemento estructural de acero que sirve de soporte a la columna aumenta su resistencia, la misma debe ser soldada a la columna con soldadura de penetración completa.



Fig. 13. Plancha de continuidad. (Nuñez, 2012)

2.33. Esbeltez

La esbeltez es la relación que existe entre el área transversal de un elemento y su longitud. En casos donde haya mucha desproporcionalidad el elemento tiene el riesgo de pandearse. (Construmática)

2.34. Plancha de corte

La plancha de corte es una placa de acero que se coloca emperrada al alma de la viga y soldada al ala de la columna para su conexión. Esta debe ser de menor altura que la viga. (Zambrano, 2008).

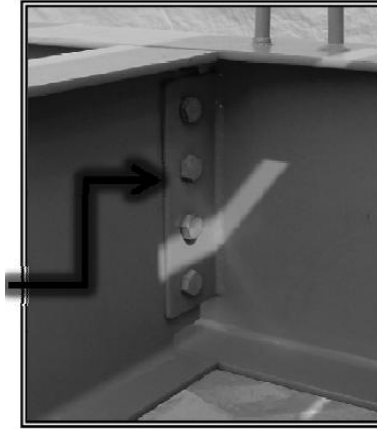


Fig. 14. Plancha de corte. (Nuñez, 2012)

2.35. Plancha extrema

Placa de acero que se coloca en situaciones donde es necesario una transferencia significativa de momento, entre miembros. Posee una gran rigidez inicial y capacidad de momento.

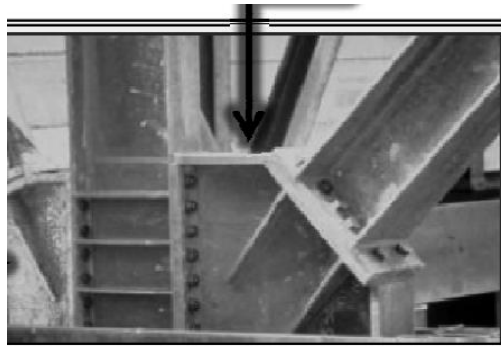


Fig. 15. Plancha extrema. (Nuñez, 2012)

2.1. Conexiones precalificadas.

2.1.1. Conexión de Ala soldada sin reforzar alma soldada “Welded Unreinforced Flange – Welded Web Connection”.

Esta conexión precalificada se usa frecuentemente para pórticos de momento bajo los comúnmente conocidos como IMF (Intermediate Moment Frame) y nivel de diseño alto SMF (Special Moment Frame).

En ella se realizan soldadura de penetración completa con el objetivo de unir las alas de la viga a las alas de la columna directamente, las mismas tienen continuidad a través de un agujero de acero en el alma de la viga. Este tipo de conexión presenta además, una soldadura de filete aplicada a la ranura de la soldadura.

Antes de que ocurriese el terremoto de Northridge existían conexiones determinadas. Sin embargo, al producirse este fenómeno se incorporaron numerosas modificaciones y limitaciones a esta conexión que se enumeran a continuación:

2.1.1.1. Limitaciones en la viga

- ✓ Las vigas deben ser laminadas en caliente o compuesta en forma de I por diferentes miembros en conformidad con la sección 2.3 de la norma ASIC 358-10.
- ✓ La altura máxima para las vigas laminadas en caliente será regida por el perfil W36 (W920). En vigas compuestas no excederá la altura permitida por el laminado en caliente en secciones de ala ancha.
- ✓ El peso máximo permitido es de 224 kg/m.
- ✓ El espesor de las alas es limitado a 25mm.
- ✓ La relación entre cara de columnas consecutivas con la altura de la viga se limita de la siguiente forma:
 - Para sistemas SMF, 7 o más
 - Para sistemas IMF, 5 o más
- ✓ La relación entre el ancho y el espesor de las alas y alma de la viga debe estar en conformidad con los requerimientos de la norma AISC “Seismic Provisions”.
- ✓ Soporte lateral en las vigas se deben colocar de la siguiente forma:

El soporte lateral debe estar en conformidad con los requerimientos de la norma AISC “Seismic Provisions”. Para satisfacer los requisitos del AISC “Seismic Provisions” para soporte lateral en la rotula plástica, se deben colocar los soportes en la parte de arriba y abajo de las alas de la viga y serán a una distancia entre d y $1,5d$ de la cara de la columna. Ninguna conexión o soporte se le debe colocar a una distancia menor a la mencionada.

- ✓ La zona protegida de la viga es aquella comprendida entre la cara de la columna y una distancia d de la misma.

2.1.1.2. Limitaciones en la columna

- ✓ Las columnas laminadas en caliente o las compuestas deben ser las permitidas en la sección 2.3 de la norma AISC 358-10.
- ✓ La viga debe ser conectada al ala de la columna.
- ✓ La altura máxima permitida en columnas laminadas en caliente será la restringida por el perfil W36 (W920). Igualmente aplica la condición para las columnas compuestas de ala ancha.
- ✓ No existe una limitación en cuanto al peso por unidad de longitud en columnas.
- ✓ No existen requisitos adicionales en cuanto al espesor de las alas.
- ✓ La relación entre ancho y espesor entre las alas y el espesor del alma de la columna debe cumplir con los requerimientos establecidos en la norma AISC “Seismic Provisions”.
- ✓ Los soportes laterales adosados a la columna deben cumplir con los requerimientos de la norma AISC “Seismic Provisions”.

2.1.1.3. Limitaciones en la relación entre viga y columna.

- ✓ La zona del panel debe satisfacer los requerimientos de la norma AISC “Seismic Provisions”.
- ✓ La relación de momentos de la viga y la columna son limitados de la siguiente manera:

Para sistemas SMF, la relación de momentos deben satisfacer los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions. El valor de ΣM^*_{pb} es igual a $\Sigma(M_{pr} + M_{uv})$, en donde M_{pr} se calcula de acuerdo a los pasos expresos en la norma AISC 358-10 y M_{uv} es el momento adicional producido por el corte en el momento plástico hasta el centro de la columna. Se permite calcular M_{uv} como $V_h (d_c/2)$, donde V_h es el corte producido en la rotula plástica y d_c es la altura de la columna.

Para sistemas IMF, la relación de momentos de la viga y la columna debe satisfacer los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.

2.1.1.4. Limitaciones en la conexión entre la ala de la viga con la ala de la columna.

- ✓ La conexión entre la ala de la viga y la ala de la columna se deben realizar con soldadura de penetración completa. La soldadura del ala de la viga se debe realizar cumpliendo los requerimientos de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ El agujero de acceso para la soldadura debe cumplir con los requisitos geométricos de la norma AWS D1. 8/D1. 8M sección 6.10.1.2. y los requerimientos de calidad de la norma AWS D1.8.

2.1.1.5. Limitaciones de la conexión del alma de la viga con el ala de la columna.

- ✓ Debe tener una plancha para el efecto de corte con un espesor mínimo equivalente al espesor del alma de la viga. La altura de la plancha debe permitir entre 6 mm y 12mm de solape con el agujero para soldar en la parte superior e inferior. El ancho debe extenderse 50 mm como mínimo a partir de la terminación de agujero para soldar.
- ✓ La plancha de la conexión para corte debe ser soldada al ala de la columna. La resistencia a corte con la cual se diseña debe ser al menos $0,6 \cdot R_y \cdot F_{yp}$, en donde h_p es la longitud de la plancha y t_p es el espesor de la plancha.
- ✓ La plancha de la conexión para corte debe ser soldada al alma de la viga con soldadura de filete. El tamaño de la soldadura será equivalente al espesor de la plancha menos 2mm. La soldadura se debe extender desde la parte inclinada de la

plancha (tanto arriba como abajo) y en todo lo vertical de la plancha. La soldadura en las porciones inclinadas deben llegar entre 12 y 25mm antes de los agujeros de acceso para soldar.

- ✓ Tornillos de montaje en los orificios estándar o ranuras horizontales cortas están permitidos según sea necesario.
- ✓ Soldadura de penetración completa entre el alma de la viga y el ala de la columna será necesaria. Esta soldadura se extenderá por todo lo largo del alma de la viga entre los agujeros de acceso. Y debe satisfacer con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions y AWS D1.8/D1.8M.

El control de calidad debe hacerse de forma muy estricta en las conexiones precalificadas y las limitaciones del tamaño de viga se deben tomar en cuenta ya que de eso dependerá el buen desempeño de esta conexión.

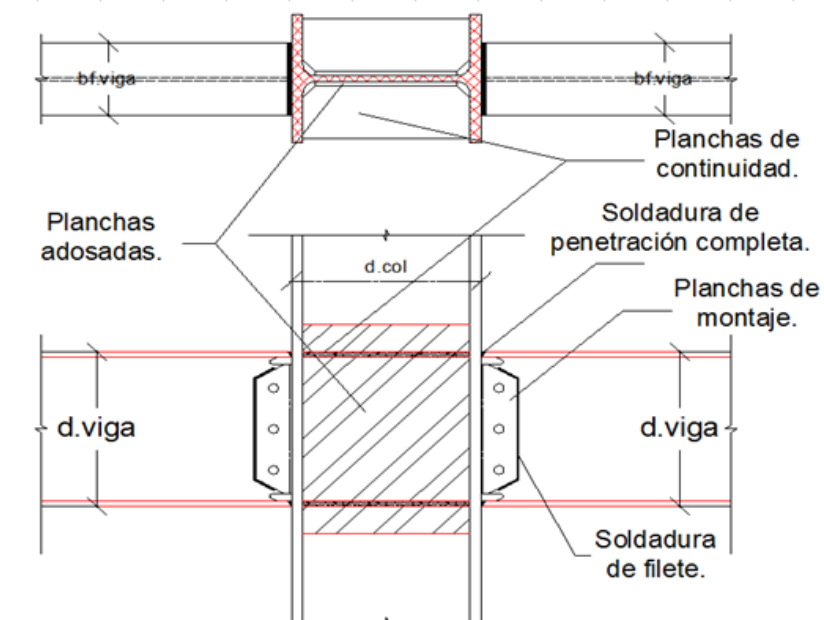


Fig. 16. Detalles de la conexión WUF-W (Propia, 2012)

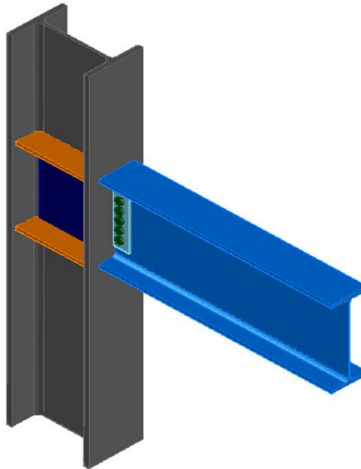


Fig. 17. Conexión WUF-W. (Propia, 2012)

2.1.2. Conexión con Sección de Viga Reducida “Reduced Beam Section Connection”.

Esta conexión (utilizada también para sistemas IMF y SMF) consiste principalmente en realizar una reducción en una sección determinada de las alas de la viga para provocar la aparición de la rótula plástica en un lugar pre-determinado disminuyendo las tensiones máximas promedio en la cara de la columna, ya que se sabe que las columnas deben ser más fuertes que las vigas en las edificaciones para evitar su colapso al momento de un fenómeno natural que altere bruscamente su estabilidad.

La sección de la viga se reduce haciendo un corte circular en ambas alas. Adicionalmente, las alas de la viga van soldadas (con soldadura de penetración completa) al ala de la columna. Por otro lado, las uniones del alma pueden realizarse tanto con soldadura de penetración completa, como con planchas de corte empernadas o soldadas.

Este tipo de conexión ha tenido mucho éxito en ensayos con conexiones de alma soldada y de alma empernada (código AISC-385, 2010), aunque también se pueden realizar con una plancha de corte soldada al ala de la columna, y empernada al alma de la viga. La conexión de alma soldada es más costosa sin embargo se piensa que esta aumenta la seguridad de la conexión.

Otro aspecto de esta conexión precalificada es la plancha de corte que puede ser soldada a la columna usando tanto soldadura de filete como soldadura de penetración y es soldada al alma de la viga con soldadura de filete. Un aspecto importante de resaltar en esta sección es que la plancha, se coloca para ayudar al momento de montaje y además servirá de soporte a la soldadura de penetración completa.

El buen funcionamiento de esta conexión precalificada es directamente dependiente de la calidad de las soldaduras de penetración completa entre las alas de vigas y columna, y del comportamiento transversal de las alas de las columnas, por lo que es de vital cuidado la realización correcta de las reducciones de sección, estas se deberán hacer de manera suave para evitar concentraciones de tensiones elevadas.

2.1.2.1. Limitaciones en la viga

- ✓ Las vigas de alas anchas laminadas en caliente o las compuestas deben cumplir los requisitos de la sección 2.3 de la norma AISC 358-10.
- ✓ La altura máxima de un perfil está regida por el perfil W36 (W920) para perfiles laminados en caliente. La altura máxima para perfiles compuestos no deberán exceder la altura permitida para perfiles de ala ancha laminados en caliente.
- ✓ El peso está limitado a 447 kg/m.
- ✓ El espesor de las alas de la viga está limitado a 44mm.
- ✓ La relación entre cara de columnas consecutivas con la altura de la viga se limita de la siguiente forma:
 - Para sistemas SMF, 7 o más
 - Para sistemas IMF, 5 o más
- ✓ La relación entre el ancho y el espesor de las alas y alma de la viga debe estar en conformidad con los requerimientos de la norma AISC “Seismic Provisions”.

Al momento de determinar la relación ancho-espesor de las alas de la viga, el valor de b_f no deberá ser tomado como menor que el ancho de las alas en los extremos del centro de las dos terceras partes de la sección reducida para prever que la carga gravitacional no gire la localización de la rotula plástica una distancia significativa del centro de la sección reducida.

- ✓ Soporte lateral en vigas se realizara cumpliendo con los requisitos expuestos en la norma AISC Seismic Provisions. El soporte lateral se deberá colocar cerca de la sección reducida.

Cuando se tiene un soporte lateral, su conexión con la viga debe ser localizada a no más de $d/2$ de donde culmina la sección reducida hacia el lado más alejado de la cara de la columna, donde d es la altura del perfil de la viga. No deberá realizarse ningún tipo de conexión en la zona comprendida entre la cara de la columna y la culminación de la sección reducida.

- ✓ La zona protegida consiste en la porción de la viga entre la cara de la columna y el lado de sección reducida más alejado a la cara de la columna.

2.1.2.2. Limitaciones en la columna

- ✓ Las columnas podrán ser cualquiera descrita en la sección 2.3 de la norma AISC 358-10.
- ✓ La viga deberá ser conectada al ala de la columna.
- ✓ La altura máxima permitida en columnas laminadas en caliente será la restringida por el perfil W36 (W920). Igualmente aplica la condición para las columnas compuestas de ala ancha.
- ✓ No existe una limitación en cuanto al peso por unidad de longitud en columnas.
- ✓ No existen requisitos adicionales en cuanto al espesor de las alas.
- ✓ La relación entre ancho y espesor entre las alas y el espesor del alma de la columna debe cumplir con los requerimientos establecidos en la norma AISC “Seismic Provisions”.
- ✓ Los soportes laterales adosados a la columna deben cumplir con los requerimientos de la norma AISC “Seismic Provisions”.

2.1.2.3. Limitaciones en la relación entre viga y columna.

- ✓ La zona del panel debe satisfacer los requerimientos de la norma AISC “Seismic Provisions”.

- ✓ La relación de momentos de la viga y la columna son limitados de la siguiente manera:

Para sistemas SMF, la relación de momentos deben satisfacer los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions. El valor de ΣM^*_{pb} es igual a $\Sigma(M_{pr} + M_{uv})$, en donde M_{pr} se calcula de acuerdo a los pasos expresos en la norma AISC 358-10 y M_{uv} es el momento adicional producido por el corte en el momento plástico hasta el centro de la columna. Se permite calcular M_{uv} como $V_{RBS}(a + b/2 + d_c/2)$, donde V_{RBS} es el valor del corte desde el centro de la sección reducida hasta el centro de la columna, a es la distancia desde la cara de la columna hasta donde comienza la sección reducida, b es la distancia ocupada longitudinalmente de la sección reducida y d_c es la altura del perfil de la columna.

Para sistemas IMF, la relación entre los momentos de la viga y de la columna deben cumplir con los requisitos en la norma AISC Seismic Provisions.

2.1.2.4. Limitaciones en la conexión entre la ala de la viga con la ala de la columna.

- ✓ La conexión entre la ala de la viga y la ala de la columna se deben realizar con soldadura de penetración completa. La soldadura del ala de la viga se debe realizar cumpliendo los requerimientos de soldadura crítica de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ El agujero de acceso para la soldadura debe cumplir con los requisitos geométricos de la norma AISC Specification.

2.1.2.5. Limitaciones de la conexión del alma de la viga con el ala de la columna.

- ✓ El valor del corte de diseño de la viga para la conexión en el alma de la viga se determinara a través de la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_g$$

En donde:

Mpr: es el máximo momento probable

Lh: es la distancia de la localización de la rotula plástica

Vg: es el corte gravitacional

- ✓ Los detalles de la conexión realizada en el alma se limita por lo siguiente:

Para sistemas SMF, la viga debe ser conectada a la columna a través de una soldadura de penetración completa a todo lo largo entre los agujeros de acceso para soldaduras. La plancha de corte debe estar ubicada entre los agujeros de acceso de soldadura. La colocación de esta plancha es permitida como un resguardo para la soldadura de penetración completa. El espesor de la plancha debe ser al menos 10mm. Los agujeros de los pernos con el propósito de colocación en campo son permitidos.

Para el sistema IMF, la viga debe ser conectada al ala de la columna como es requerida en los sistemas SMF.

2.1.2.6. Fabricación de la sección reducida en las alas de la viga.

La sección de viga reducida se realiza utilizando el corte térmico para producir una curva suave. La rugosidad máxima permitida será de 13 micrones. Todas las transiciones entre la sección de viga reducida y la viga no modificada deben ser en la dirección de la longitud de la viga para minimizar las irregularidades en el proceso producido por las transiciones abruptas. Las extremidades de la sección reducidas deben ser suavizadas.

La tolerancia o el error de este proceso debe ser más o menos 6mm. El ancho efectivo del ala de la viga en cualquier sección debe tener una tolerancia de más o menos 10mm.

En el caso de que existieran irregularidades en la superficie de la viga como la presencia de muescas producida por el corte las mismas se pueden reparar por medio de moliendas o lijando el área si tiene una profundidad menos a 6mm.

Las irregularidades en la superficie que excedan 6mm en profundidad pero no mayor a 12mm, las cuales fueron reparadas incrementara la profundidad efectiva del corte

la sección de viga reducida mas allá de su tolerancia, se podría mejorar utilizando soldadura. Para realizar la soldadura se deberá retirar la irregularidad y proveer un radio suavizado de no menos de 6mm. El área reparada será precalentada a un mínimo de 65 grados Celsius o el valor ubicado en la norma AWS D.1/D1.1M, cual sea el valor mayor, medido en la localización de la soldadura de reparación.

En caso de que existiera una irregularidad que exceda los 12 mm de profundidad será reparada con algún método aprobado por el ingeniero encargado.

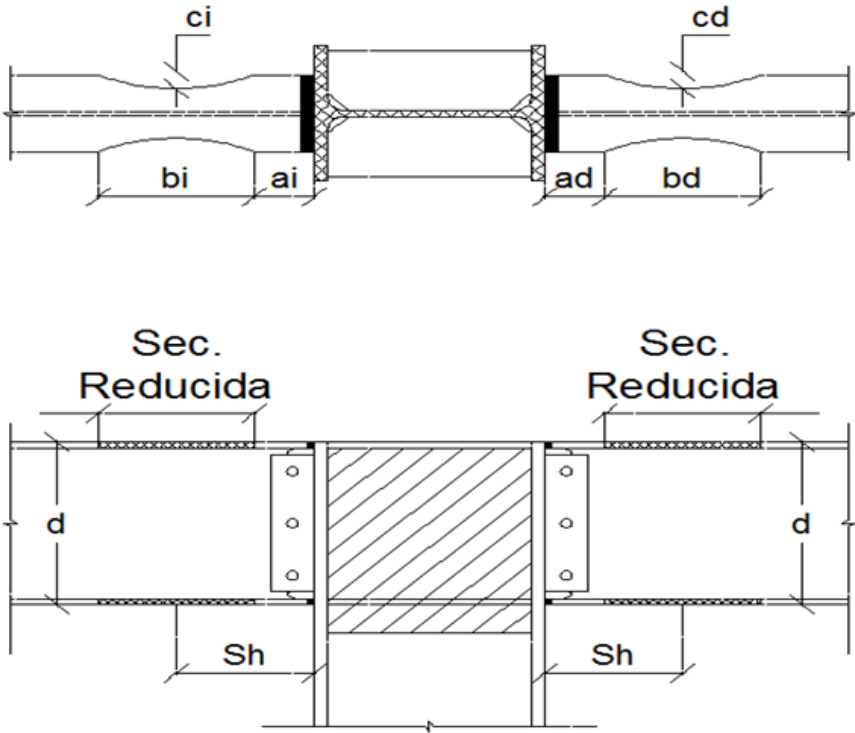


Fig. 18. Geometría y nomenclatura de una conexión de sección reducida (RBS). (Propia, 2012).

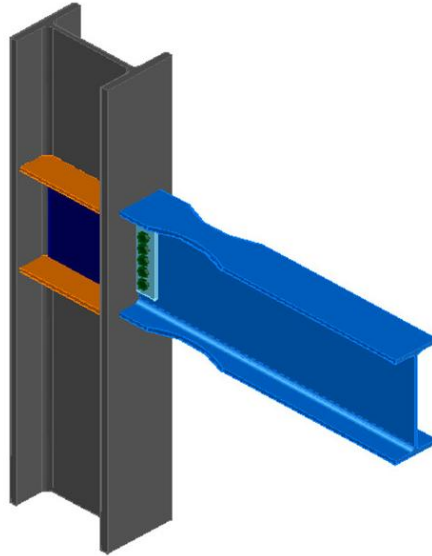


Fig. 19. Conexión RBS. (Propia, 2012)

2.1.3 Conexión de Plancha de Ala Empernada “Bolted Flange Plate Connection”.

En esta conexión se ensamblan planchas al ala de la columna utilizando soldadura de penetración completa, para luego empernarla a las alas de la viga. El alma de la viga, es conectada al ala de la columna con una plancha de corte empernada.

La manera en que opera este tipo de conexión se puede ver influenciado por diferentes modos de falla:

- ✓ Cedencia a flexión de la sección de viga
- ✓ Cedencia a flexión en las planchas de conexión
- ✓ Cedencia de la zona de panel de la columna
- ✓ Falla por tracción en el área neta del ala de la viga o en las planchas de conexión
- ✓ Falla por corte en las conexiones empernadas
- ✓ Falla de las juntas soldadas

Lo importante ante cualquiera de las fallas anteriores es controlar este comportamiento de forma dúctil. Es decir, se debe diseñar los elementos de la conexión con suficiente resistencia tal

que no ocurra fallas de modo frágil. Según ensayos realizados y publicados por el FEMA-355D, el mejor comportamiento inelástico es alcanzado con la cedencia balanceada en los tres mecanismos: flexión en la viga, extensión y compresión de las planchas de conexión, y la cedencia de la zona de panel.

2.1.3.1. Limitaciones en la viga

Los límites precalificados del sistema SMF se ven reflejados en gran cantidad a los rangos de las pasadas pruebas de la conexión de ala empernada (BFP). Los límites para las conexiones en el sistema IMF exceden estos límites ya que 18 de cada 20 pruebas utilizadas para precalificar la conexión desarrollo rotaciones plásticas mayores que aquellas requeridas para calificar como una conexión del sistema SMF, y las 20 pruebas excedieron en gran cantidad a la rotación requerida para calificar como una conexión en el sistema IMF.

Las conexiones BFP han sido probadas con vigas de hasta W36x150 (W920x223) cumpliendo con la ductilidad requerida para calificarse para el sistema SMF. Consecuentemente,

- ✓ La altura máxima de la viga será la limitada por el perfil W36
- ✓ El peso máximo será de 224 kg/m
- ✓ El espesor máximo de las alas será de 25mm.
- ✓ La relación entre ando y espesor de las alas y alama de la viga deben cumplir con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.

Pruebas realizadas en el pasado han demostrado una adecuada capacidad a la rotación en el rango inelástico para ser calificada como una conexión en el sistema SMF en pruebas en donde la relación entre la distancia libre entre cara de columnas y la altura de la viga es menos de 5 o mayor a 16, y es por esta razón que se adoptan de forma conservadora los límites de de 7 y 9 para sistemas IMF y SMF respectivamente. Deformaciones inelásticas son esperadas a una distancia d de la viga en donde se termine la plancha adosada a las alas de la misma y una cedencia limitada es esperada en la plancha del ala. Como resultado, la zona protegida se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia equivalente a la altura de la viga pasado el último perno más alejado de la columna.

Rotulas plásticas primarias en las conexiones a momento BFP ocurren lejos de la cara de la columna y deformaciones a causa de torsión lateral sucederá tan extensivamente como ocurra cedencia en la conexión. El arriostramiento es requerido en un intervalo entre 1 y 1.5 altura de la viga después del perno más alejado de la cara de la columna. Esto permite variaciones en la colocación de soporte lateral para permitir el uso económico de encuadre transversal para el soporte lateral cuando sea posible.

Al igual que con otras conexiones precalificadas, la BFP requiere de perfiles de alas compactas y de alma con las especificaciones de la norma AISC Seismic Provisions y perfiles compuestos en conformidad con la sección 2.3 de la norma AISC 358-10 son permitidos. Debe ser mencionado que la BFP y la mayoría de las conexiones precalificadas no tienen una data específica de sismo para documentar la precalificación de perfiles compuestos. Esta precalificación es dada, ya que una trayectoria larga de experiencia ha demostrado que perfiles compuestos de acero proporcionan un comportamiento de ductilidad similar a los laminados en caliente con materiales y proporciones comparables.

2.1.3.2. Limitaciones en la columna

- ✓ Las columnas podrán ser cualquiera descrita en la sección 2.3 de la norma AISC 358-10.
- ✓ La viga deberá ser conectada al ala de la columna.
- ✓ La altura máxima permitida en columnas laminadas en caliente será la restringida por el perfil W36 (W920) cuando se tiene una losa de concreto. En caso de que no se cuente con una losa de concreto la altura máxima será limitada por el perfil W14 (W360).
- ✓ No existe una limitación en cuanto al peso por unidad de longitud en columnas.
- ✓ No existen requisitos adicionales en cuanto al espesor de las alas.
- ✓ La relación entre ancho y espesor entre las alas y el espesor del alma de la columna debe cumplir con los requerimientos establecidos en la norma AISC “Seismic Provisions”.
- ✓ Los soportes laterales adosados a la columna deben cumplir con los requerimientos de la norma AISC “Seismic Provisions”.

2.1.3.3. Limitaciones en la relación entre viga y columna.

- ✓ Las zonas del panel deben estar en conformidad con los requerimientos de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ Las relaciones de momento entre la columna y la viga deben estar en conformidad con los requerimientos de la norma AISC Seismic Provisions.

2.1.3.3. Detalles de la conexión

- ✓ Especificaciones del material para planchas
Todas las planchas de conexión deben ser una de las siguientes: ASTM A36/A36M o A572/A572M grado 50 (345).
- ✓ Soldadura de las planchas del ala de la viga
Las planchas del ala de la viga deben ser conectadas al ala de la columna utilizando soldadura de penetración completa y debe ser considerada de demanda crítica. En caso de utilizar respaldo el mismo debe ser retirado.
- ✓ Conexión de soldadura para plancha de corte
La plancha de corte debe ser soldada al ala de la columna. La soldadura debe ser de penetración completa, de penetración parcial por ambos lados o de filete por ambos lados.
- ✓ Requerimientos para pernos
Los pernos deben ser ubicados simétricamente alrededor del eje de la viga y serán limitados por dos pernos por hilera en la conexión de la plancha del ala. El espacio longitudinal ocupado por el grupo de pernos no debe exceder la altura de la altura de la viga. Agujeros estándar deben ser utilizados en las alas de la viga. Los mismos deben tener un tamaño estándar o más grande. Los agujeros para los pernos en el ala de la viga y en la plancha deben ser realizados por un taladro o por sub-perforación y escariado. Los orificios perforados no están permitidos.

Los pernos en la plancha de las alas deben ser ASTM A490M o ASTM F2280. Las roscas deben ser excluidas del plano de corte. El diámetro de los pernos es limitado a 28 mm como máximo.

- ✓ Placas de relleno en las alas

Placas de rellenos de espesor 6mm pueden ser utilizadas entre la plancha del ala y el ala de la viga.

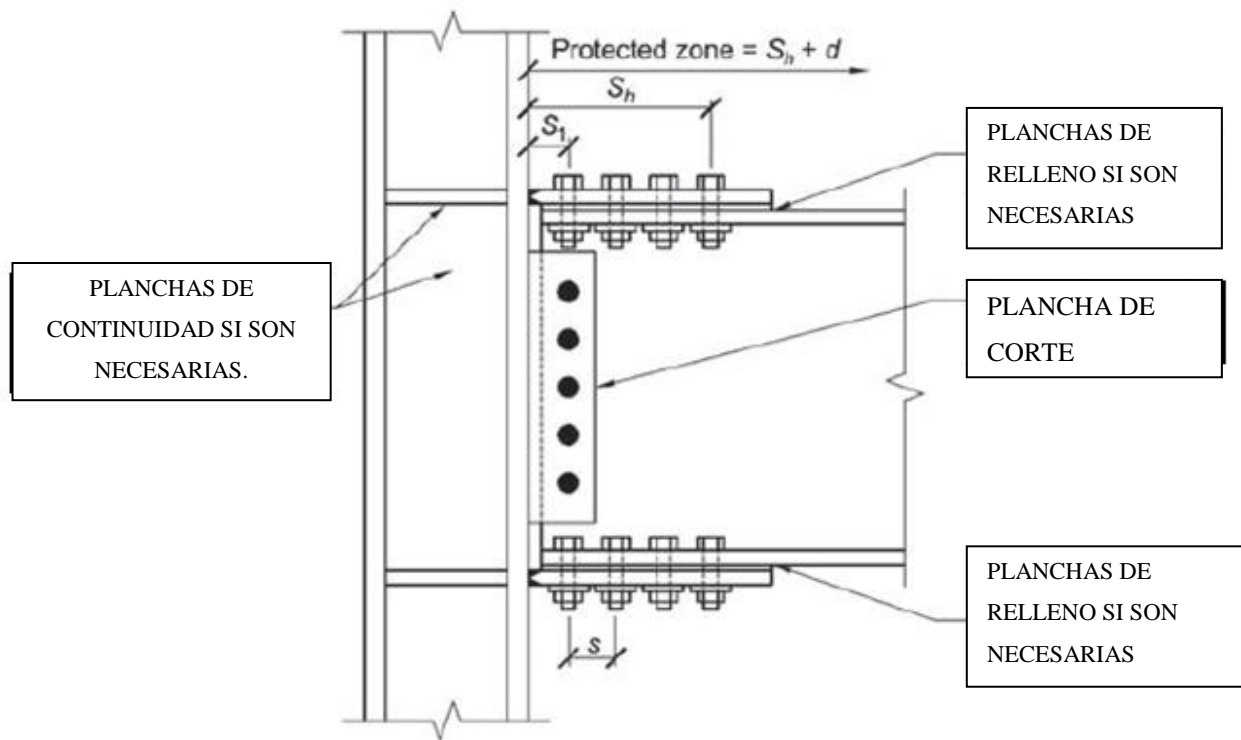


Fig. 20. Detalles de la conexión BFP. (Propia, 2012)

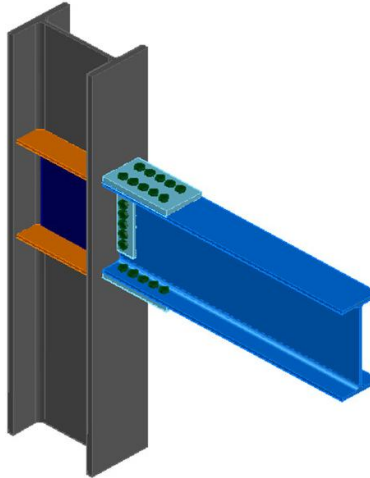


Fig. 21. Conexión BFP. (Propia, 2012)

2.1.4. Conexión de Plancha extrema emperrada. “Bolted extended end plate”.

Para la realización de esta conexión precalificada en primer lugar se debe soldar, con soldadura de penetración completa entre las alas de la viga y la plancha, una plancha al extremo de la viga y una soldadura de filete a ambos lados del alma de la viga, contra dicha plancha. Luego el conjunto, se emperna al ala de la columna. La soldadura de penetración completa es realizada sin usar el agujero de acceso.

Esta conexión se puede realizar igualmente con planchas planas rigidizadoras con doble bisel en el extremo que queda libre de la plancha por encima y por debajo de las alas de la viga. Las planchas rigidizadoras se conectan a las alas de la viga y la plancha extrema a través de una soldadura de penetración completa.

Este tipo de conexión es empleado en sistemas con pórticos IMF, como con pórticos SMF, sin las limitaciones en el tamaño de los miembros a diferencia de las conexiones mencionadas anteriormente.

Esta conexión puede presentar los siguientes modos de falla:

- ✓ Cedencia a flexión de la sección de viga
- ✓ Cedencia a flexión de la plancha extrema
- ✓ Cedencia de la zona de panel de la columna

- ✓ Falla por tracción o corte en los pernos de conexión
- ✓ Falla de varias juntas soldadas

Algunas de estas fallas son de comportamiento frágil lo cual en cualquier estructura es indeseable. Sin embargo, otros tienen una ductilidad significativa. En cuanto a comportamientos inelásticos aceptables tenemos la cedencia a flexión de la viga y a corte en la zona panel de la columna.

Por esta razón al momento de diseñar este tipo de conexión es necesario estudiar detalladamente y seleccionar cuáles de los modos de comportamientos son permitidos para controlar las deformaciones inelásticas de la conexión. Una vez seleccionados, los elementos de la conexión se realizan especialmente para impedir la ocurrencia de los otros modos.

Esta conexión presenta la ventaja la cual es que la soldadura se realiza en un taller lo cual es mejor constructivamente ya que minimiza la posibilidad de error en longitud de soldadura y es más cómodo para las personas involucradas en esta actividad, además que los problemas presentados en cuanto a empernar se pueden solucionar rápidamente y sin mucho costo económico.

2.1.4.1. Limitaciones generales de esta conexión

Tabla 2.1. Parámetros límites en precalificaciones

Parámetro	CONEXIÓN					
	4 pernos sin rigidizadores (4E)		4 pernos con rigidizadores (4 ES)		8 pernos con rigidizadores (8 ES)	
	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)
t_{bf}	19	10	19	10	25	14
b_{bf}	235	152	229	152	311	190
d	1400	349	610	349	914	457
t_p	57	13	38	13	64	19
b_p	273	178	273	178	381	229
g	152	102	152	83	152	127
P_{fi}, P_{fo}	114	38	140	44	51	41
p_b	-	-	-	-	95	89

En donde:

b_{bf} = ancho del ala de la viga

b_p = ancho de la plancha extrema

d = altura de la viga que se conecta

g = distancia horizontal entre los pernos

p_b = distancia vertical entre la hilera de pernos interna y externa

P_{fi} = Distancia vertical entre la parte interna del ala de la viga y la hilera de pernos más cercana

P_{fo} = Distancia vertical entre la parte externa del ala de la viga y la hilera de pernos más cercana

t_{bf} = Espesor del ala de la viga

t_p = Espesor de la plancha extrema

2.1.4.2. Limitaciones en la viga

- ✓ Las vigas de ala ancha laminadas en caliente o las compuestas deben cumplir con los requisitos de la sección 2.3 de la norma AISC 358-10. En el extremo de momentos conectados de perfiles compuestos por soldadura, en el rango de al menos la altura del perfil de la viga o 3 veces el ancho de las alas, cual sea menor, el alma y las alas de la viga deben ser conectadas utilizando soldadura de penetración completa o un par de soldaduras de filete cada una teniendo un tamaño del 75% del ancho del alma de la viga pero no menos de 6mm. Para el resto de la viga, el tamaño del alma de no debe ser menor que el requerido para cumplir la transferencia de la fuerza de corte del alma a las alas.
- ✓ La altura de la viga, d , está limitado por los valores de la tabla 2.1.
- ✓ No existe límite de peso por unidad de longitud para las vigas.
- ✓ El espesor de las alas de la viga está limitado por los valores de la tabla 2.1.
- ✓ La relación entre la luz libre entre cara de columnas y la altura de la viga será limitado de la manera siguiente:
Para sistemas SMF, 7 o más
Para sistemas IMF, 5 o más.
- ✓ La relación entre el ancho y el espesor de las alas y alma de la viga será en conformidad con los requerimientos de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ Soporte lateral de vigas será dado en concordancia con los requerimientos de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ La zona protegida será determinada de la manera siguiente:
Para conexiones de plancha extrema sin rigidizadores: será la porción de la viga entre la cara de la columna y una distancia equivalente a la altura de la viga o 3 veces el ancho del ala de la viga desde la cara de la columna, la que sea menor.
Para conexiones de plancha extrema con rigidizadores: será la porción de la viga entre la cara de la columna y donde termina el rigidizador mas media altura de la viga o 3 veces el ancho del ala de la viga, el valor que sea menor.

2.1.4.2. Limitaciones en la columna

- ✓ La plancha extrema debe ser conectada al ala de la columna.
- ✓ La altura máxima de los perfiles laminados en caliente será limitada al perfil W36 (W920). La altura de los perfiles compuestos de ala ancha para columnas no deben excederse a los fijados para los perfiles laminados en caliente.
- ✓ No existe límite de peso por unidad de longitud para columnas.
- ✓ No existen requerimientos especiales para el espesor de las alas.
- ✓ La relación entre ancho y espesor para las alas y almas de la columna deben estar en conformidad con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.

2.1.4.3. Limitaciones en la relación entre viga y columna.

- ✓ La zona del panel debe cumplir con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ La relación de momentos de la columna y viga deben cumplir con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.

2.1.4.4. Planchas de continuidad.

- ✓ La necesidad de utilizar planchas de continuidad debe ser determinada a través de los cálculos necesarios de la conexión.
- ✓ En caso de que el uso de planchas de continuidad sea necesario las mismas deben cumplir con los requisitos expuestos en la sección 6.10 de la norma AISC 358-10.
- ✓ Las planchas de continuidad deben ser conectadas a la columna por medio de una soldadura en concordancia a lo descrito en la norma AISC Seismic Provisions.
Excepción: las planchas de continuidad de espesor igual o menor a 10mm serán permitidos la conexión al ala de la columna a través de una soldadura de filete por ambas caras. La resistencia requerida en la soldadura no será menor que $F_y \times A_c$, en donde A_c está definido como el área de contacto entre la plancha de continuidad y las alas de la columna que tienen las alas de la viga atada y F_y es el valor especificado como mínimo de cedencia de la plancha de continuidad.

2.1.4.5. Pernos

- ✓ Elementos para el sujetado

Pernos deben ser de alta resistencia al prensado en conformidad con el ASTM A325/A325M, A490/A490M, F1852 o F2280, al menos que otros sujetadores estén permitidos por conexiones específicas.

- ✓ Requisitos para su instalación

Los requisitos para su instalación deben cumplir con los planteados en la norma AISC Seismic Provisions y la RCSC Specifications.

- ✓ Control y aseguramiento de calidad

El control y aseguramiento de la calidad será regido por la norma AISC Seismic Provisions.

2.1.4.6. Detalles de la conexión

- ✓ Gage (g)

Es la distancia entre los pernos, colocados en el ala de la columna, de un lado del alma y del otro lado. La máxima distancia está limitada al ancho del alma de la viga que se está conectando.

- ✓ Espaciamiento entre pernos e hileras

La distancia mínima entre pernos tomado desde el centro del perno será el diámetro del pernos mas 13mm para pernos de hasta 25mm de diámetro, y en caso de tener mayor diámetro será el diámetro del perno mas 19mm. La distancia entre pernos, p_{fi} y p_{fo} , son las distancias desde la cara del ala de la viga hasta la línea central de la hilera de pernos más cercano. La distancia entre pernos, p_{si} y p_{so} , son las distancias de la cara de la plancha de continuidad hasta la línea central de la hilera de pernos más cercano.

El espaciado, p_b , es la distancia entre la hilera de pernos interna y externa en una conexión de plancha externa de 8 pernos rigidizada (8ES). El espaciado de las hileras debe ser por lo menos 2 y 2/3 veces el diámetro del perno.

- ✓ Espesor de la plancha extrema

El espesor de la plancha extrema debe ser igual o mayor al espesor del ala de la viga que se conecta. El espesor efectivo de la plancha extrema no debe ser mayor al espesor del ala de la viga que se conecta más 25mm.

✓ Rigidizador de la plancha extrema

Los dos rigidizadores conectados a la plancha extrema requieren una soldadura entre el ala de la viga a conectar y la plancha extrema. La longitud mínima del rigidizador será determinada de la siguiente manera:

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ}$$

Donde

L_{st} : será la longitud requerida para el rigidizador

h_{st} : será la altura del rigidizador (parte que será adosada al ala de la columna), la cual será igual a la altura de la plancha extrema contada desde la ala de la viga a ser conectada.

Los rigidizadores deben estar entre el ala de la viga y terminar en donde termina la plancha extrema con una longitud de 25mm.

Cuando la viga y los rigidizadores de la plancha extrema tienen la misma resistencia, el espesor de los rigidizadores será mayor o igual al espesor del alma de la viga. En el caso de que la viga y el rigidizador tengan resistencias diferentes, el espesor de los rigidizadores no será menor a la relación de la cedencia del material entre la viga y el rigidizador por el espesor del alma de la viga.

✓ Planchas de relleno

La utilización de planchas de relleno en el tope y/o en la parte inferior de la conexión y en uno y dos lados es permitida, sujeta a las limitaciones del RCSC Specification.

✓ Detalles de los compuestos de losas para el sistema IMF

Adicionalmente a las limitaciones de la zona protegida, conectores de corte no deben ser colocados en la parte superior del ala de la viga por una distancia igual a 1 ½ veces la altura de la viga, medido desde la cara de la columna.

Material de dilatación de por lo menos 25mm de espesor debe ser instalado entre la losa y la cara de la columna.

✓ Detalles de soldadura

La soldadura de la viga con la plancha extrema debe contemplar las siguientes limitaciones:

- Agujeros de acceso para soldaduras no deben ser utilizados
- La conexión entre el ala de la viga y la plancha extrema se debe realizar con soldadura de penetración completa sin respaldo. La soldadura se debe realizar de tal manera que la raíz de la soldadura este en la parte del alma del ala de la viga. La parte interna del ala debe tener una soldadura de filete de 8mm. Estas soldaduras deben ser denominada críticas.
- La conexión entre el alma de la viga y la plancha extrema se debe realizar utilizando soldadura de penetración completa o soldadura de filete. Cuando esta última es utilizada se debe asegurar que la longitud utilizada sea la necesaria para desarrollar la resistencia del alma de la viga en tracción desde la cara interna del ala hasta 150mm pasada la hilera de pernos mas alejada del ala de la viga.
- Escariado de la raíz de la soldadura no es necesario en el ala en la parte de arriba y abajo del alma de la viga por una distancia de $1,5k_1$. Es permitido una soldadura de penetración parcial de profundidad completa.
- Cuando se utilicen rigidizadores estos deben ser soldados con penetración completa con las planchas extremas.
Excepción: Cuando el rigidizador tiene un espesor de 10mm o menos es permitido utilizar soldadura de filete que desarrolle la resistencia del rigidizador.

A continuación se mostraran gráficos para ilustrar las dimensiones geométricas de las conexiones y su nomenclatura.

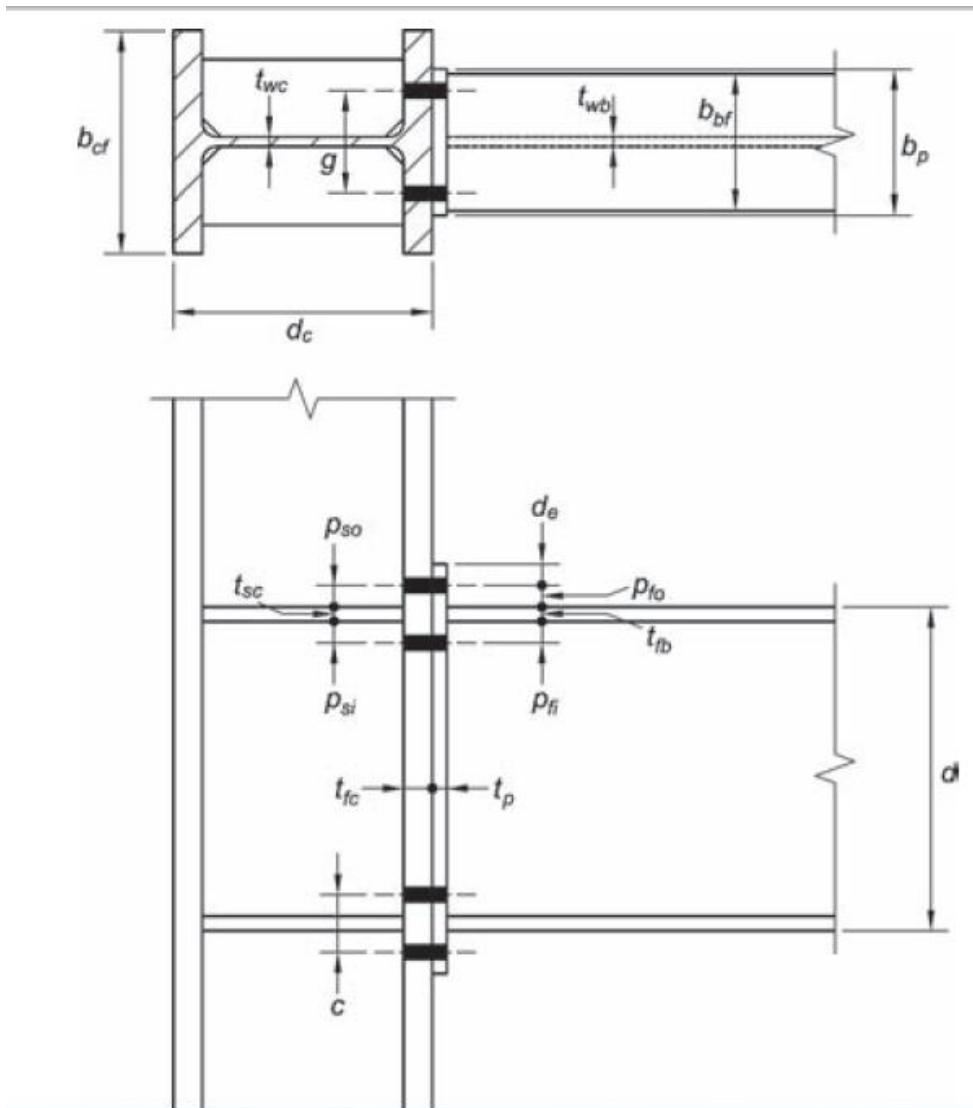


Fig. 22. Geometría y nomenclatura, según la norma AISC 358-10, de una conexión de plancha extrema de 4 pernos sin rigidizadores (4E). (AISC 358, 2010).

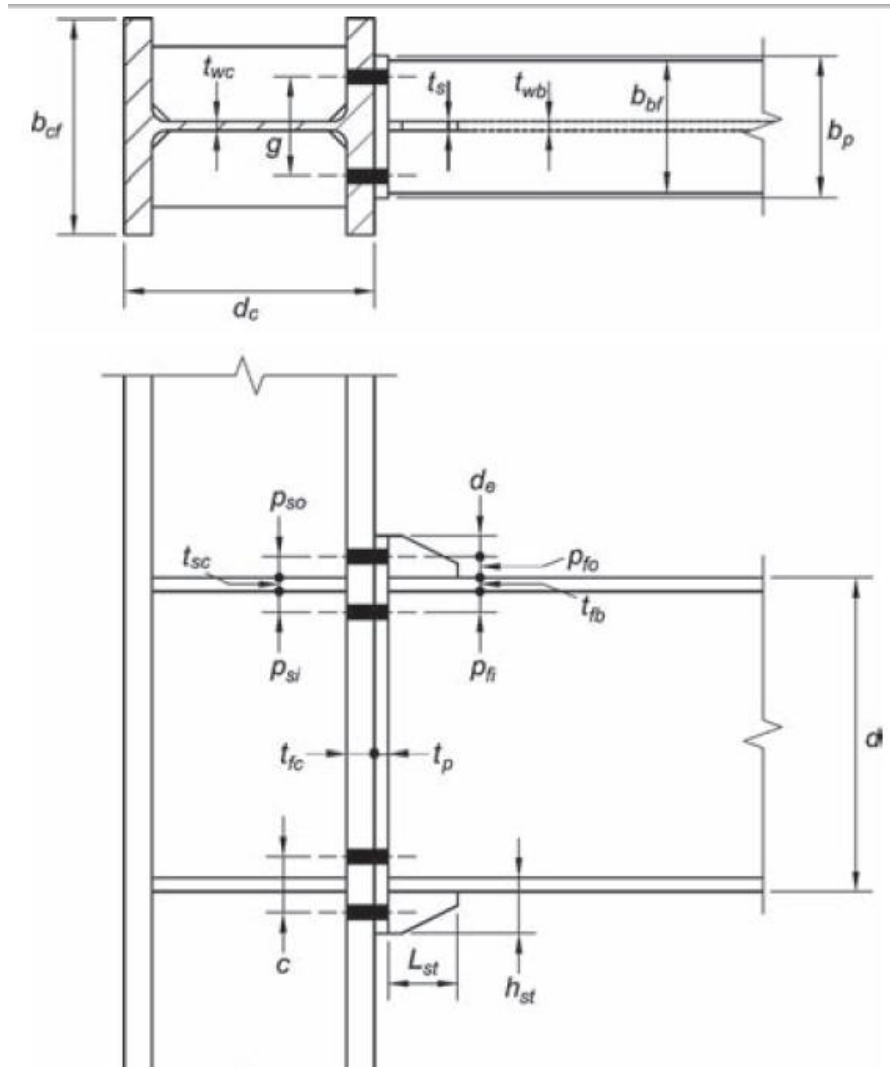


Fig. 23. Geometría y nomenclatura, según la norma AISC 358-10, de una conexión de plancha extrema de 4 pernos con rigidizadores (4ES). (AISC 358, 2010).

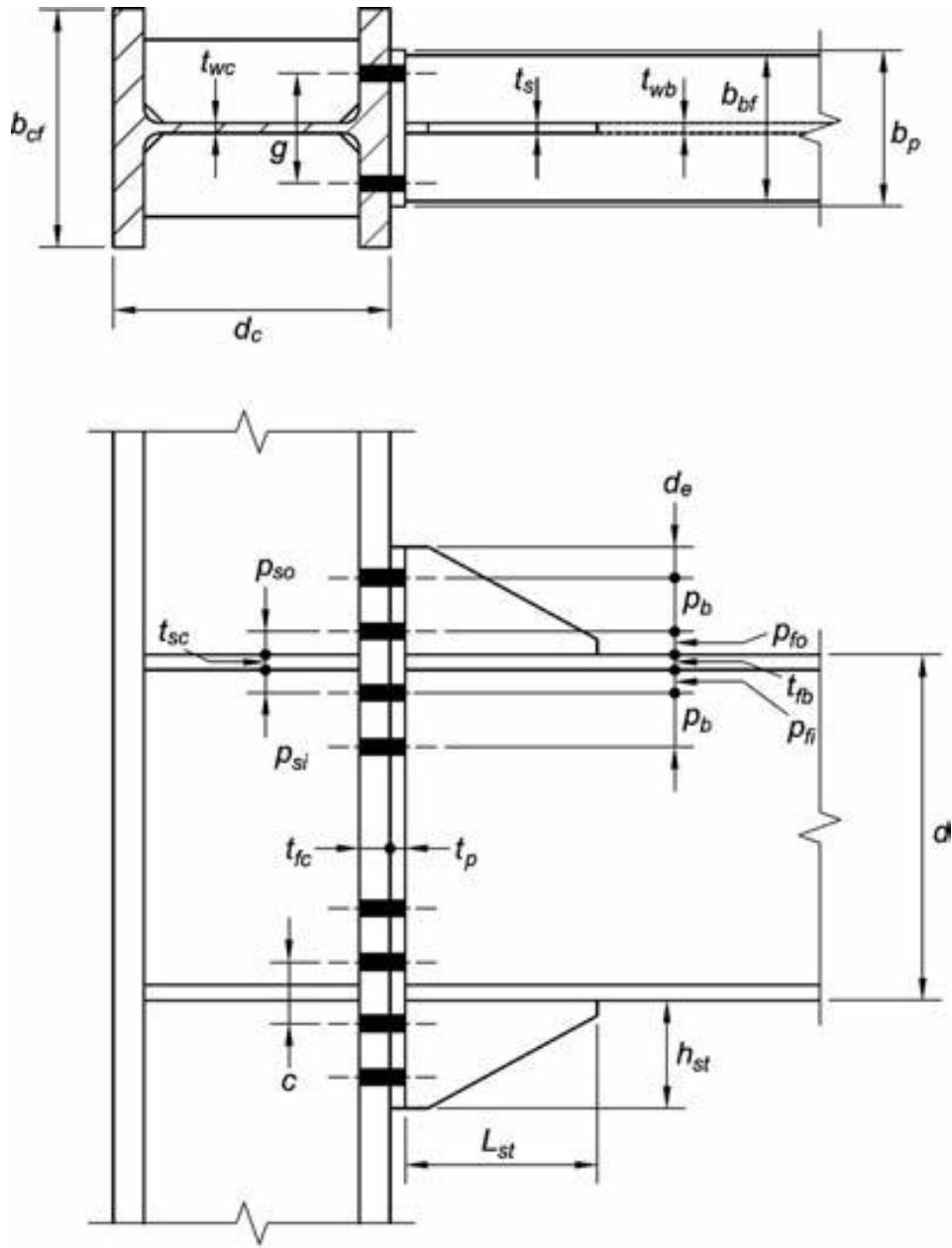


Fig. 24. Geometría y nomenclatura, según la norma AISC 358-10, de una conexión de plancha extrema de 8 pernos con rigidizadores (8ES). (AISC 358, 2010).

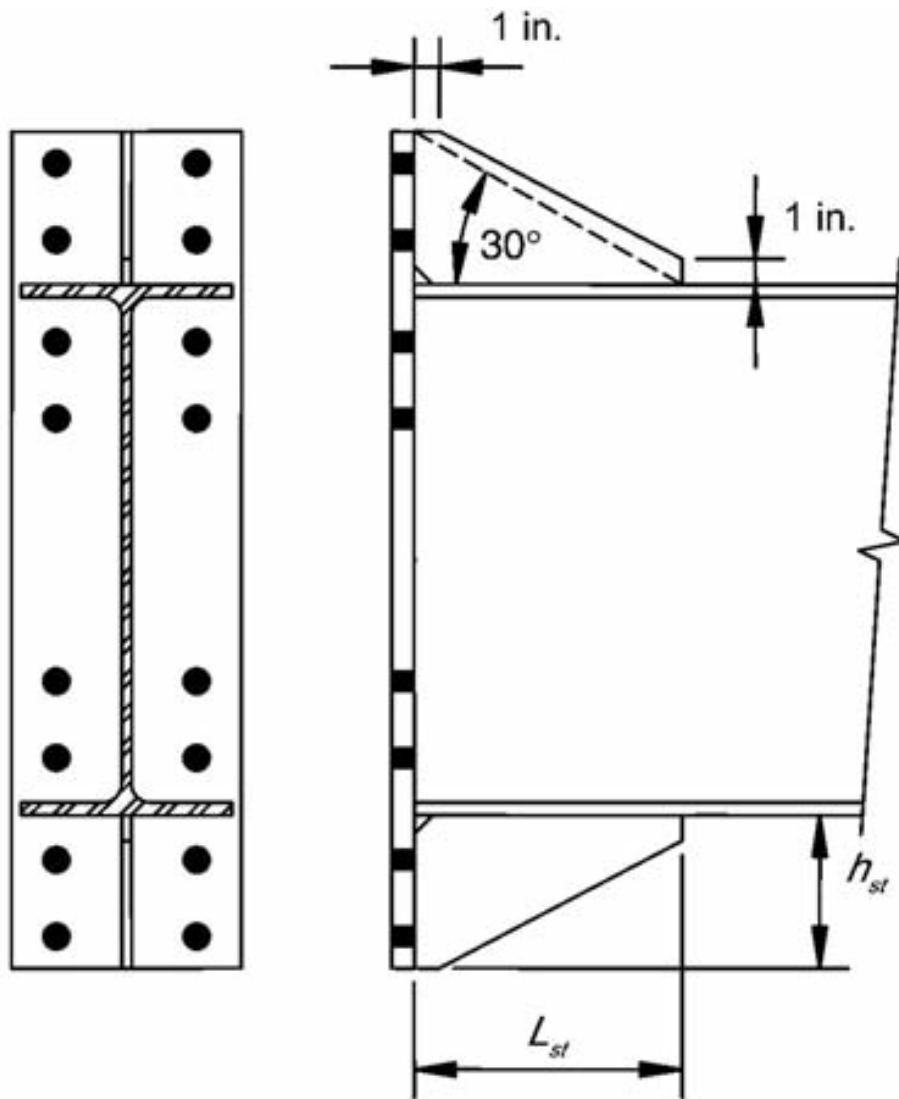


Fig. 25. Especificaciones de una conexión de plancha extrema de 8 pernos con rigidizador, según la norma AISC 358-10, (8ES). (AISC 358, 2010).

Por motivos de comodidad, para el instrumento de cálculo diseñado con la herramienta Excel, se adopta la siguiente nomenclatura para conexiones de plancha extrema con 4 pernos rigidizadas y no rigidizadas:

a = Distancia del centro de la primera fila de pernos al borde superior/inferior de la plancha extrema, valor mínimo dependerá del diámetro del perno.

b = Distancia del centro de la primera fila de pernos a la cara exterior de la ala, para pernos de 1" (25mm) o menores ésta distancia no debe ser menor al diámetro del perno más 1/2" (13mm).

c = Distancia del centro de la primera fila de pernos a la cara interior de la ala, para pernos de 1" (25mm) o menores ésta distancia no debe ser menor al diámetro del perno más 1/2" (13mm).

d = Distancia del centro de la primera fila de pernos al borde lateral de la plancha extrema, valor mínimo dependerá del diámetro del perno.

g = Distancia comprendida entre centro de pernos de la misma fila, valor máximo será igual al ancho del ala de la viga (b_f).

h_r = Altura del rigidizador.

t_p = Espesor de plancha extrema.

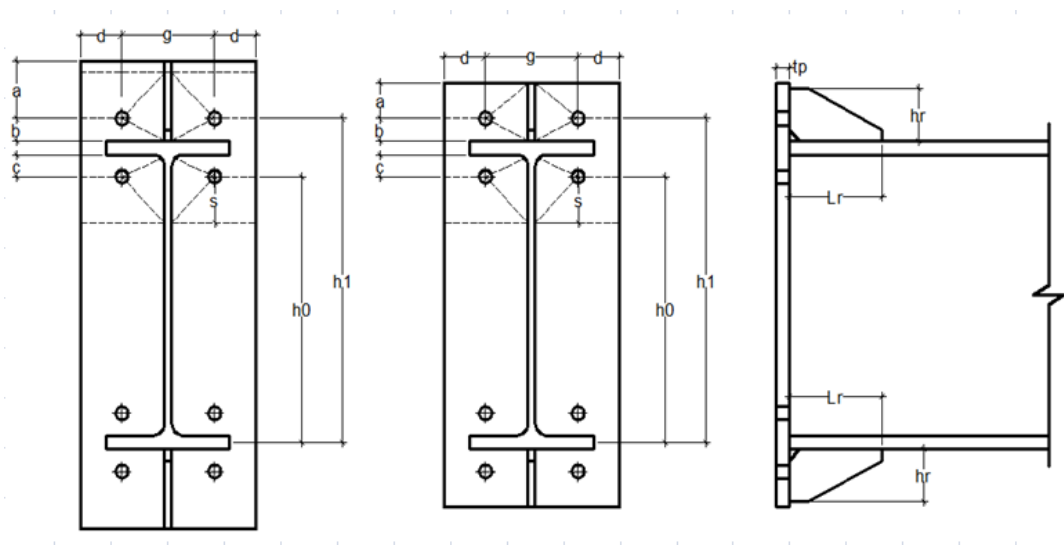


Fig. 26. Geometría y nomenclatura de una conexión de plancha extrema de 4 pernos con rigidizadores (4ES). (Propia, 2012).

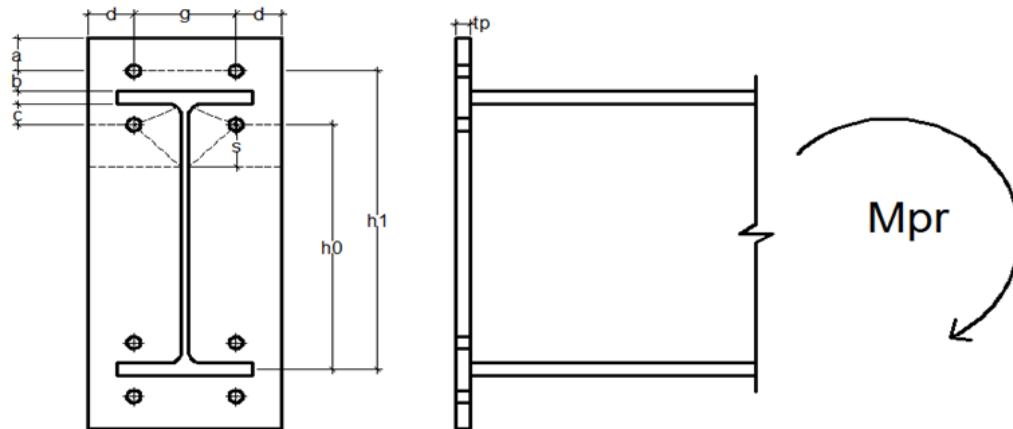


Fig. 27. Geometría y nomenclatura de una conexión de plancha extrema de 4 pernos sin rigidizadores (4E). (Propia,2012).

Para las conexiones de plancha extrema de 8 pernos rigidizada se usa la siguiente nomenclatura:

a = Distancia del centro de la primera fila de pernos al borde superior/inferior de la plancha extrema, valor mínimo dependerá del diámetro del perno.

b = Distancia del centro de la primera fila de pernos a la segunda fila de pernos, distancia mínima dependerá de el diámetro de los pernos.

c = Distancia del centro de la segunda fila de pernos a la cara exterior del ala, para pernos de 1" (25mm) o menores ésta distancia no debe ser menor al diámetro del perno mas 1/2" (13mm).

d = Distancia del centro de la tercera fila de pernos a la cara interior del ala, para pernos de 1" (25mm) o menores ésta distancia no debe ser menor al diámetro del perno mas 1/2" (13mm).

f = Distancia del centro de la primera columna de pernos al borde lateral de la plancha extrema, valor mínimo dependerá del diámetro del perno.

g = Distancia comprendida entre centro de pernos de la misma fila, valor máximo será igual al ancho del ala de la viga (b_f).

h_r = Altura del rigidizador.

L_r = Longitud del rigidizador.

t_p = Espesor de plancha extrema.

h_i = Distancia comprendida entre el centro del ala comprimida y y la fila i de pernos.

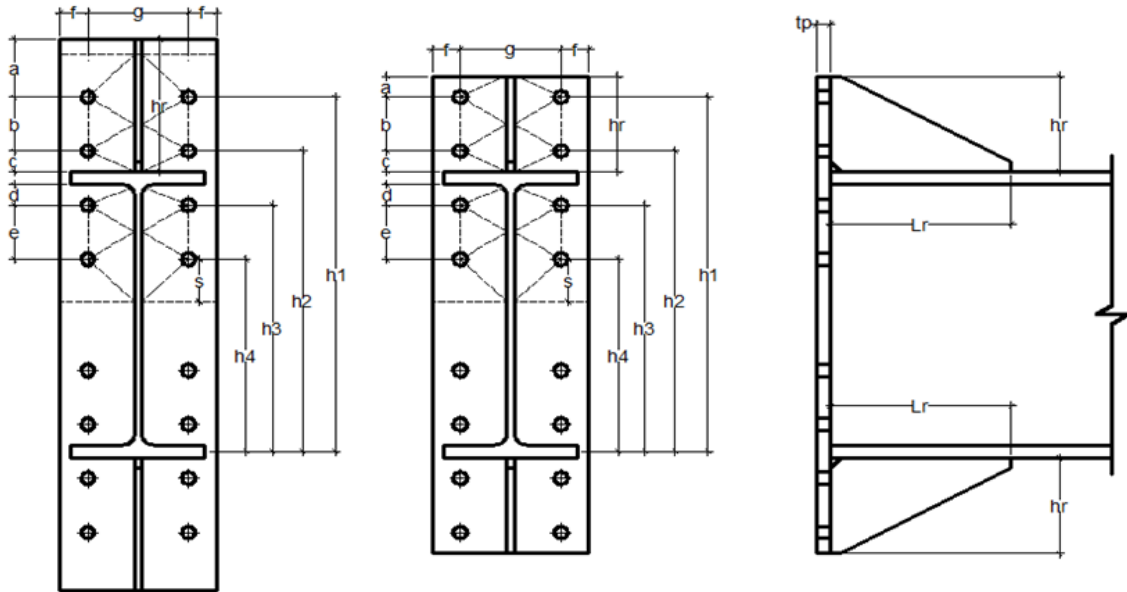


Fig. 28. Geometría y nomenclatura de una conexión de plancha extrema de 8 pernos con rigidizadores (8ES). (Propio, 2012).

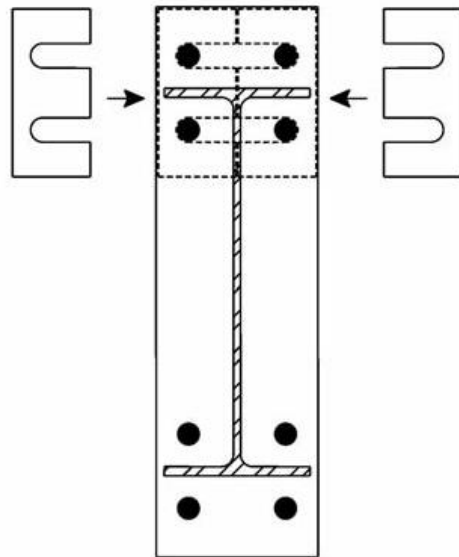


Fig. 29. Uso tipo de las placas de relleno. (AISC 358, 2010).

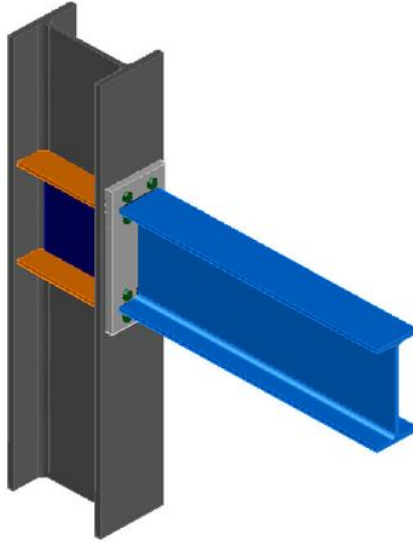


Fig. 30. Conexión de plancha extrema de 4 pernos sin rigidizadores (4E). (Propia, 2012)

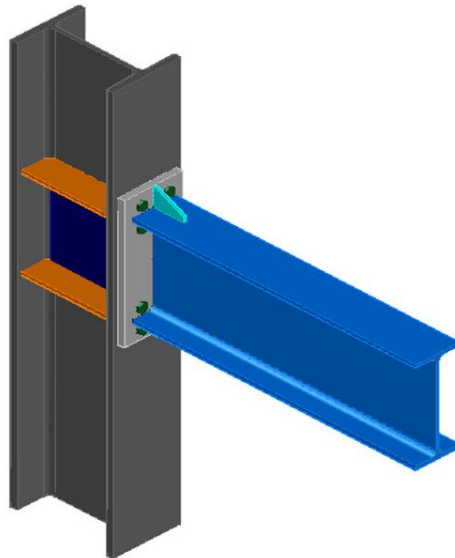


Fig. 31. Conexión de plancha extrema de 4 pernos rigidizada (4ES). (Propia, 2012)

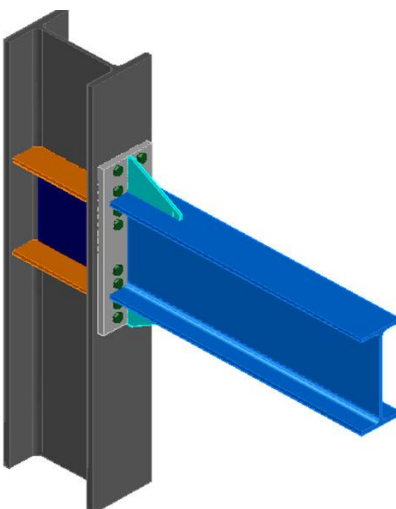


Fig. 32 Conexión de plancha extrema de 8 pernos rigidizada (8ES). (Propia, 2012)

2.1.5. Conexiones con soporte emperrada tipo Kaiser. “Kaiser Bolted Bracket”.

En este tipo de conexión un soporte de acero de alta resistencia es fundido y fijado a cada ala de la viga y aperrada a las alas de la columna. El soporte puede ser aperrado o soldado, la longitud de la soldadura o el número de pernos utilizados es la cantidad necesaria para la máxima capacidad de diseño para la conexión de la viga. Esta configuración esta estudiada para que la cedencia y la rotula plástica se forme en la zona de la viga en donde termine el soporte alejado lo más posible de la cara de la columna. Es utilizado en zonas de pórticos SMF e IMF (AISC 358-10.)

2.1.5.1. Limitaciones en la viga

- ✓ Las vigas laminadas en caliente o compuestas en forma de I deben cumplir con los requisitos de la sección 2.3. de la norma AISC 358-10.
- ✓ La altura de la viga es limitada al perfil W33 (W840) para perfiles laminados en caliente. La altura para los perfiles compuestos no debe exceder la permitida para los perfiles de ala ancha laminados en caliente.
- ✓ El peso de la viga por unidad de longitud está limitado a 195 kg/m.
- ✓ El espesor del ala de la viga está limitada a un máximo de 25mm.
- ✓ El ancho de las alas de la viga debe ser mínimo de 152mm para soportes de la serie W y al menos 250mm para soportes de la serie B.

- ✓ La relación entre la luz libre entre cara de columnas consecutivas y la altura de la viga será limitado a 9 o más para ambos sistemas SMF e IMF.
- ✓ La relación entre ancho y espesor de las alas y alma de la viga deben cumplir con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ Soporte lateral debe ser proporcionado de la siguiente manera:

Para sistemas SMF, en conformidad con la norma AISC Seismic Provisions. Soporte lateral suplementario debe ser dado en el lugar en donde se estima que ocurrirá la rotula plástica en conformidad con la norma AISC Seismic Provisions. Cuando es colocado un soporte lateral suplementario el mismo debe estar ubicado a una distancia de d a $1,5d$ desde el extremo del soporte más alejado de la cara de la columna, en donde d es la altura de la viga. Ningún soporte lateral debe ser colocado en la región desde la cara de la columna hasta una distancia d más allá del extremo del soporte.

Para sistemas IMF, en conformidad con lo expuesto en la norma AISC Seismic Provisions.

Excepción: Para ambos sistemas, en donde la viga sujeta una losa de concreto que es conectada entre la zona protegida con conectores a cortes soldados espaciados a un máximo de 300mm en el centro, soportes de alas en el tope y en la parte inferior en donde se esperan rotulas plásticas no son necesarios.
- ✓ La zona protegida consta de la porción de la viga desde la cara de la columna hasta una distancia d más allá del soporte más alejado de la cara de la columna.

2.1.5.2. Limitaciones en la columna

- ✓ Las columnas laminadas en caliente o compuestas pueden ser cualquiera permitidas en la sección 2.3. de la norma AISC 358-10.
- ✓ La viga debe ser conectada al ala de la columna.
- ✓ El ancho del ala de la columna debe ser al menos 305mm.
- ✓ La altura máxima permitida en perfiles laminados en caliente será la limitada por el perfil W36 (W920) cuando una losa de concreto es proporcionada. En caso de la ausencia de una losa de concreto, la altura máxima de perfiles laminados en

caliente será el limitado por el perfil W14 (W360). La altura de los perfiles compuestos de ala ancha no se excederá de los perfiles laminados en caliente.

- ✓ No existe límite de peso por unidad de distancia para las columnas.
- ✓ No existe requerimientos adicionales para el espesor de las alas.
- ✓ La relación entre ancho y espesor para las alas y alma de la columna deben cumplir con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ Soportes laterales en columnas deben cumplir con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.

2.1.5.3. Limitaciones en el soporte.

- ✓ El grado de acero fundido se hará de conformidad con el ASTM A958/A958M grado SC8620 clase 80/50.
- ✓ La configuración y proporciones de soporte se describirán en la sección de detalles de conexión.
- ✓ Los agujeros para los pernos del soporte de la columna deben ser de ranuras cortas y verticales. Los agujeros de la viga deben ser estándares.
- ✓ El espesor del material, la distancia al borde y la distancia al final debe tener una tolerancia de +/- 2mm. La ubicación de los agujeros debe tener una tolerancia de +/- 2mm. En total las dimensiones de los soportes deben tener una tolerancia de +/- 3mm.

2.1.5.4. Limitaciones en la relación entre viga y columna.

- ✓ La zona del panel debe cumplir con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ La relación de momentos de la columna y viga deben cumplir con los requisitos de la norma AISC Seismic Provisions.

2.1.5.5. Limitaciones en la relación soporte y ala de la columna.

- ✓ Los pernos utilizados en las columnas deben ser pretensados de rosca ASTM A490, A490M, A354 grado BD o A354 grado BD y deben cumplir con lo siguiente:
 - Elementos para el sujetado
Pernos deben ser de alta resistencia al prensado en conformidad con el ASTM A325/A325M, A490/A490M, F1852 o F2280, al menos que otros sujetadores estén permitidos por conexiones específicas.
 - Requisitos para su instalación
Los requisitos para su instalación deben cumplir con los planteados en la norma AISC Seismic Provisions y la RCSC Specifications.
 - Control y aseguramiento de calidad
El control y aseguramiento de la calidad será regido por la norma AISC Seismic Provisions.
- ✓ El agujero para el perno en columnas debe ser 3mm más grande que el diámetro del perno. Los agujeros de los pernos deben ser taladrados o sub-perforados y escariado. Los agujeros perforados no son permitidos.
- ✓ El uso de planchas de relleno en un o ambos lados en la parte superior o inferior de la conexión de soporte es permitida, sujetos a las limitaciones de la RCSC Specification.

2.1.5.6. Limitaciones en la relación soporte y ala de la viga.

- ✓ Cuando la conexión entre el ala de la viga y el soporte se realiza a través de una soldadura la misma debe ser de filete. La soldadura para el soporte debe cumplir con los requisitos de una soldadura crítica. Las especificaciones del procedimiento de la soldadura de filete debe ser calificado con el material de fundición. Soldaduras no deben ser comenzadas o terminadas a una distancia de 51mm del borde del soporte y debe ser continua alrededor de la punta.
- ✓ Cuando la conexión entre el soporte y el ala de la viga se realiza a través de pernos los mismos deben ser pretensados ASTM A490 o A490M y con rosca excluyente del plano de corte y deben cumplir con los siguientes requisitos:

➤ Elementos para el sujetado

Pernos deben ser de alta resistencia al prensado en conformidad con el ASTM A325/A325M, A490/A490M, F1852 o F2280, al menos que otros sujetadores estén permitidos por conexiones específicas.

➤ Requisitos para su instalación

Los requisitos para su instalación deben cumplir con los planteados en la norma AISC Seismic Provisions y la RCSC Specifications.

➤ Control y aseguramiento de calidad

El control y aseguramiento de la calidad será regido por la norma AISC Seismic Provisions.

- ✓ Los agujeros para los pernos colocados en las alas de la viga deben ser 29mm y deben ser taladrados utilizando un soporte como plantilla. Agujeros perforados no son permitidos.
- ✓ Cuando es empernada al ala de la viga una arandela de 3mm de espesor y un ancho y largo aproximadamente igual al soporte, haciendo contacto con el ala, debe ser colocada entre el ala de la viga y el soporte. La arandela debe ser semirrígida ASTM B19 o B36/B36M.
- ✓ Cuando es empernada al ala de la viga una placa de arandela de 25mm de espesor por un ancho de 102mm de ASTM A572/A572M grado 50 (345) debe ser colocada en el lado opuesto del lado del ala conectada.

2.1.5.7. Limitaciones en la conexión del alma de la viga con la columna.

- ✓ El valor del corte de diseño de la viga para la conexión en el alma de la viga se determinara a través de la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_g$$

En donde:

M_{pr}: es el máximo momento probable

L_h: es la distancia de la localización de la rotula plástica

Vg: es el corte gravitacional

- ✓ La plancha de corte debe ser conectada al ala de la columna a través de una soldadura de filete de ambos lados, penetración parcial de ambos lados o penetración completa.

2.1.5.7. Detalles de la conexión.

- ✓ Si el soporte es soldado al ala de la viga tenemos las siguientes especificaciones para la serie W de soportes:

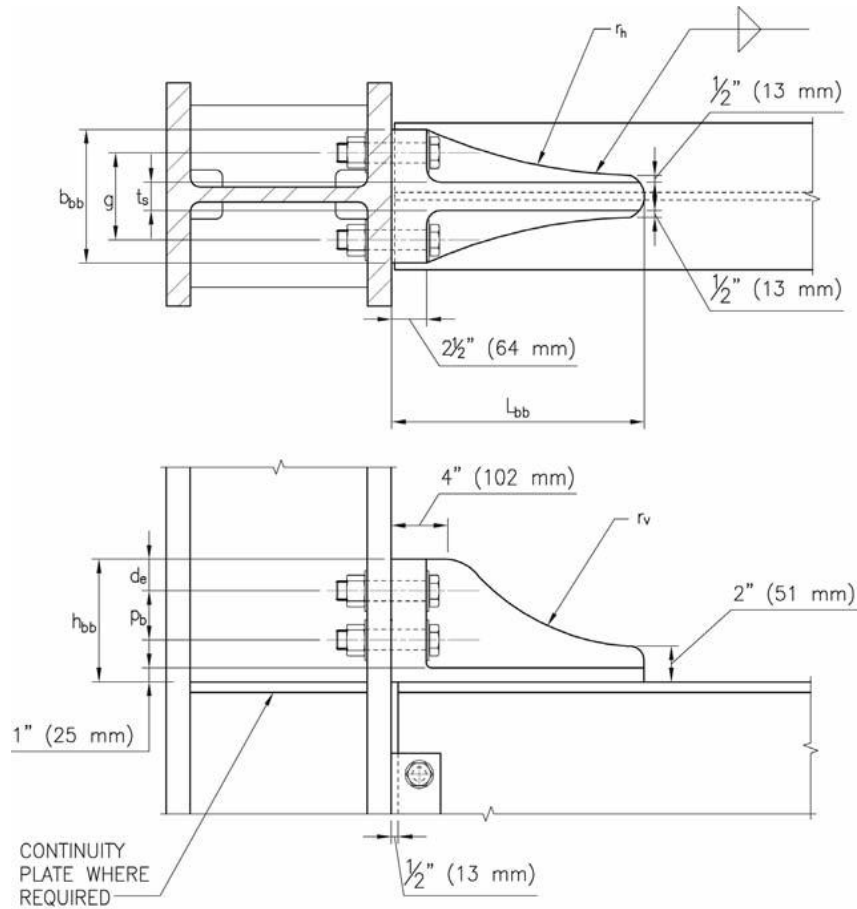


Fig. 33. Detalles de conexión para la serie W. (AISC 358-10)

- ✓ Si el soporte de empinado al ala de la viga tenemos las siguientes especificaciones para la serie B de soportes:

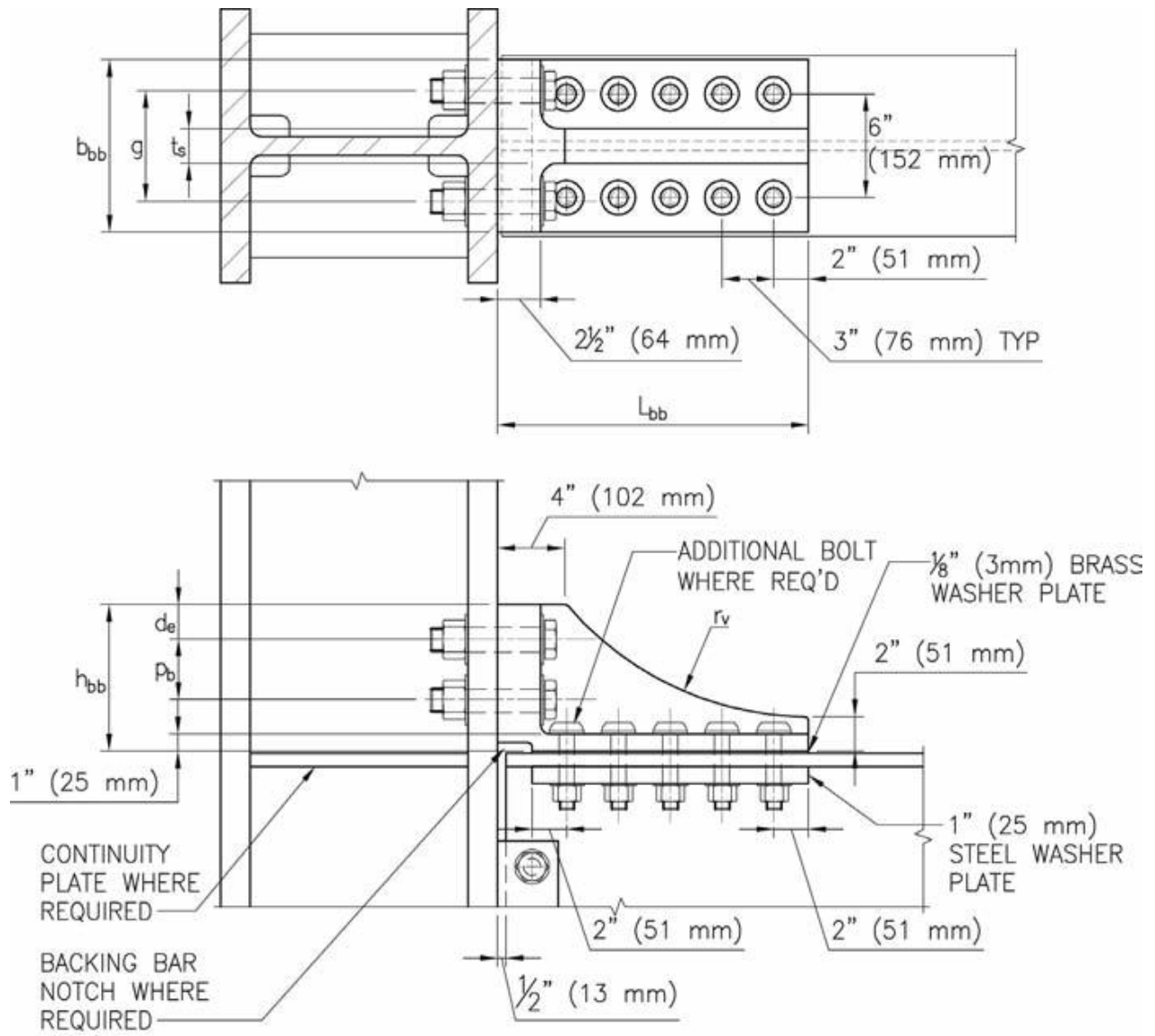


Fig. 34. Detalles de conexión para la serie B. (AISC 358-10)

Tabla 2.2. Proporciones de la conexión de soporte Kaiser emperrada. (AISC 358, 2010)

Diseño del soporte	Largo del soporte L_{bb} (mm)	Altura del soporte h_{bb} (mm)	Ancho del soporte b_{bb} (mm)	Nº de hileras de pernos n_{cb}	Separación de los pernos de la columna	Diámetros de los pernos de la columna (mm)
W3.0	406	140	229	2	140	35
W3.1	406	140	229	2	140	38
W2.0	406	222	241	4	152	35
W2.1	457	222	241	4	165	38
W1.0	648	305	241	6	165	38
B2.1	457	222	254	4	165	38
B1.0	648	305	254	6	165	38

2.3. Tabla de proporciones de diseños para soportes de la serie W. (AISC 358, 2010)

Diseño del soporte	Distancia del perno al borde de la columna, d_e (mm)	Espaciamiento entre pernos de columna p_b (mm)	Espesor del soporte rigidizado t_s (mm)	Radio del soporte rigidizado, r_v (mm)	Radio del soporte horizontal, r_h (mm)	Tamaño mínimo de soldadura de filete, w (mm)
W3.0	64	n.a.	25	n.a.	711	13
W3.1	64	n.a.	25	n.a.	711	16
W2.0	57	89	51	305	711	19
W2.1	57	89	51	406	965	22
W1.0	51	89	51	711	n.a.	22

2.4. Tabla de proporciones de diseños para soportes de la serie B. (AISC 358, 2010)

Diseño del soporte	Distancia del perno al borde de la columna, d_e (mm)	Espaciamiento entre pernos de columna p_b (mm)	Espesor del soporte rigidizado t_s	Radio del soporte rigidizado, r_v	Nº de pernos en la viga n_{bb}	Diámetro de los pernos de la viga (mm)
B2.1	51	89	51	406	8 ó 10	29
B1.0	51	89	51	711	12	29

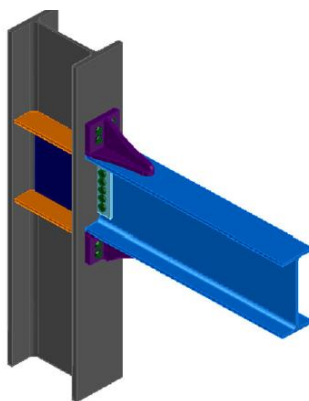


Fig. 35. Conexión Kaiser con rigidizador soldado. (Propia, 2012)

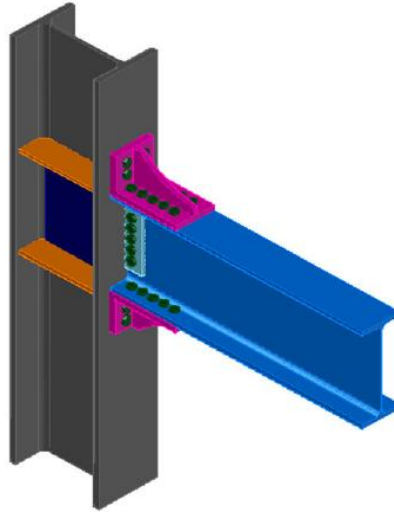


Fig. 36. Conexión Kaiser con rigidizador empinado. (Propia, 2012)

2.2. Especificaciones de la norma AISC 359-10.

2.2.1. Sección 2.3. Perfiles.

2.2.1.1. Perfiles de ala ancha laminados en caliente.

Perfiles de ala ancha laminados en caliente de cumplir con las limitaciones de perfil de corte aplicables a la conexión específica de esta norma.

2.2.1.2. Perfiles compuestos.

Los perfiles compuestos por ser doblemente simétricos tendrán que cumplir con los siguientes requisitos:

- ✓ Las alas y alma de los perfiles deben tener un ancho, una altura y un espesor similares a los de perfiles de ala ancha laminados en caliente rigiéndose por las limitaciones de los perfiles de ala ancha aplicables a conexiones específicas en este estándar.
- ✓ El alma debe estar conectado de forma continua a las alas cumpliendo con los siguientes requisitos en cada caso:
 - Las vigas compuestas

El alma y las alas deben estar conectadas entre sí a través de soldaduras de penetración completa con un par de soldaduras de filete como refuerzo en una zona comprendida entre el final de la viga hasta una distancia no menos a la altura de la viga después de la rotula plástica, al menos que sea especificado de forma distinta en el proyecto. El tamaño mínimo de la soldadura de filete será el menor valor entre 8mm y el espesor del alma de la viga.

➤ Las columnas compuestas

La transferencia de todas las fuerzas internas y la tracción entre los elementos de los perfiles compuestos será a través de las soldaduras.

Las columnas compuestas en forma de I

A una distancia de 300mm por encima de las alas superiores de la viga hasta 300mm por debajo de las alas inferiores de la viga, las alas y alma de la columna deben ser conectadas a través de una soldadura de penetración completa con un par de soldaduras de filete como refuerzo. El tamaño mínimo de la soldadura de filete deberá ser el menor valor entre 8mm y el espesor del alma de la columna.

2.3. Especificaciones de la norma AISC 341-10.

2.3.1. Soldadura de demanda crítica.

2.3.1.1. Soldadura de demanda crítica para sistemas IMF y SMF.

Las siguientes soldaduras deben cumplir las especificaciones de las tablas 2.2 y 2.3, además de lo siguiente:

- ✓ Conexión con soldaduras o de soldaduras deben cumplir con el código AWS D1.1/D1.1M).
- ✓ El proceso de soldado debe ser aprobado por el ingeniero residente.
- ✓ Las pestañas soldadas deben estar en acorde al código AWS D1.8/D1.8M, excepto en los bordes extremos de las planchas de continuidad soldadas a la columna, las

pestañas soldadas o el metal necesario para soldar no debe ser removido a una distancia menor a 6mm desde el borde de la plancha de continuidad.

- Soldaduras en empalmes de columna
- Soldaduras para conexiones de columna y planche base

Excepción: si se demuestra que la rotula plástica de la columna en o cerca de la plancha base es impedida por condiciones de restricción y en ausencia de fuerza de tracción neta bajo combinaciones de cargas amplificadas, soldadura de demanda crítica no es requerida.

- Soldaduras de penetración completa de las alas de las vigas y el alma de la viga con la columna, al menos que se designe lo contrario por el ANSI/AISC 358 o determinado de forma diferente en conexiones cualificadas.

Tabla 2.5. Clasificación de las propiedades del material metálico de relleno para soldaduras de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas. (AISC 341, 2010)

Propiedad	Clasificación	
	4894,46 Kgf/cm ²	5608,24 Kgf/cm ²
Fuerza cedente (Kgf/cm ²)	4078,72 min.	4792,50 min.
Fuerza a la tracción (Kgf/cm ²)	4894,46 min.	5608,24 min.
Elongación (%)	22 min.	19 min.
CVN Torsión (Kg - m)	2,76 min. A -18°C*	
* Materiales de relleno que cumplen con los 2,76 kgm como mínimo a una temperatura de -18°C también cumplieron con estos requisitos.		

Tabla 2.6. Propiedades mecánicas para soldaduras de demanda crítica. (AISC 341, 2010)

Propiedad	Clasificación	
	4894,46 Kgf/cm ²	5608,24 Kgf/cm ²
Fuerza cedente (Kgf/cm ²)	4078,72 min.	4792,50 min.
Fuerza a la tracción (Kgf/cm ²)	4894,46 min.	5608,24 min.
Elongación (%)	22 min.	19 min.
CVN Tenacidad (Kg - m)	5,53 min. A 20°C* **	
*Para la temperatura más baja previsible de servicio de +10°C. Para una		

temperatura más baja previsible de servicio menor a +10°C, ver el AWS D1.8/D1.8M sección 6.3.6.

**Pruebas llevadas a cabo según el AWS D1.8/D1.8M anexo A con una tenacidad de 5,53 Kg-m a una temperatura menor a +20°C también cumple con los requisitos.

ANTECEDENTES

En el presente Trabajo Especial de Grado se estudia a profundidad las conexiones precalificadas en estructuras de acero para ello se tiene que conocer las investigaciones y los trabajos que se han realizado hasta la fecha.

Los estudios para el análisis y diseño de las conexiones de momento de plancha externa se iniciaron en los años 1950. Para esta fecha los métodos de diseño estaban fundamentados en la estática e hipótesis simplificadoras concernientes al efecto de apalancamiento. Estas formas de construcción daban como respuesta la utilización de planchas de gran espesor y pernos de dimensiones grandes.

En los estudios posteriores se utiliza la teoría de líneas de cedencia y el método de los elementos finitos. A partir de 1989 se investiga la tendencia de las conexiones de momento bajo cargas cíclicas. Entre los científicos que continuaron la investigación de las conexiones de plancha extrema se puede nombrar a Ghobarah en 1992. Los modelos fueron solicitados con cargas cíclicas y la carga axial fue aplicada a la columna. El resultado obtenido fue que la cedencia en el panel de las columnas puede disipar grandes cantidades de energía ayudando de esta manera a las planchas extremas a controlar la deformación inelástica de la zona del panel. La conclusión que pudieron arrojar fue que la zona de cedencia del panel se utilizará para incrementar la capacidad de disipación de la energía en las conexiones de momento de plancha extrema.

Para el año 1994 ocurre el sismo de Northridge, California, donde se observan numerosas fallas en las conexiones de acero de diferentes edificaciones. Por lo cual la Federal Emergency Management Agency empieza a realizar investigaciones a través del Sac Joint Venture. Investigación conocida como “Sac Steel Project” la cual fue dividida en dos fases. La primera de ellas se basó principalmente en el estudio de la razón por la cual falló las conexiones a momento. La segunda fase se dirigió a la búsqueda de nuevas alternativas de conexiones viga-columna en pórticos resistentes a momento que tuviesen un comportamiento adecuado ante acciones sísmicas. (Hernández, 2012)

Las conclusiones extraídas del estudio llevado a cabo por esta organización fueron los siguientes:

- ✓ Concentración de grandes tensiones en el ala inferior de la viga.
- ✓ Pandeo local del ala y el alma de la viga
- ✓ Generación rápida e importante de grietas en el ala y alma de la viga, zona del panel y en la plancha de asiento.
- ✓ Comportamiento frágil y con poca disipación de energía
- ✓ No se alcanza el momento plástico en la viga. (Hernández, 2012)

Entre los años 1997 y 2000, científicos entre los cuales se puede mencionar Adey, estudiaron diferentes componentes de las conexiones como es el efecto del tamaño de la viga, la colocación de los pernos, el espesor de la plancha extrema y los rigidizadores, así como la capacidad para absorber y disipar la energía de la plancha. Concluyeron que la capacidad de la absorción de energía de la plancha extrema disminuye con el incremento del tamaño de la viga y que la plancha extrema extendida la incrementa.

Posteriormente otros científicos entre los años 1999 y 2000 demostraron que las conexiones de plancha extrema de cuatro pernos no rigidizadas y ocho pernos con plancha rigidizada pueden ser utilizadas en estructuras sismo resistentes. (Gómez. 2005)

En cuanto a investigaciones realizadas para la conexión de ala reducida o Reduced beam section (RBS), se puede mencionar el documento publicado por P. Alexa y I. Ladar titulado “Performance based analysis of RBS steel frames”. En él se realizaron estudios de dos casos de ala reducida del 20 y 30%. Los objetivos de este trabajo eran integrar esta técnica como solución viable para la construcción de estructuras de acero y que se emplearan en la construcción como una prioridad. Algunas de las conclusiones arrojadas; una reducción del 20% no representa un cambio notable para una falla deseada con respecto al estado original de la viga. En cambio una reducción del 30% ayuda a alcanzar una falla deseada en caso de una acción sísmica. En cuanto a ductilidad se refiere se observó que las conexiones que tenían las reducciones se comportaron de manera más dúctil. Se llegó al acuerdo que esta técnica se podía emplear siempre y cuando no se modificara la capacidad de resistencia de la viga. (Alexa y Ladar. 2010).

En el año 2008 se publica en “Journal of Constructional Steel Research”, una investigación llevada a cabo por Taewan Kima y Jinkoo Kimb, titulado “Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections”; en donde se estudian y se comparan tres conexiones precalificadas entre ellas la conexión de sección reducida (RBS), Welded Cover Plated Flange (WCPF) que no se estudiara en este trabajo especial de grado y la conexión de platina soldada al ala (WUF-W). En este documento se expresa que esta ultima conexión supera en modelo y funcionamiento a la conexión pre-Northridge ya que logra una mayor rotación en el extrema de la viga dado que se remueve el respaldo de soldadura, se utiliza un material metálico de relleno más fuerte, se adiciona un filete de soldadura de refuerzo, existe mejora en el hoyo de acceso para la soldadura y una conexión al alma soldada en su totalidad. Las conclusiones obtenidas en este trabajo fueron; a pesar que las conexiones mencionadas cumplen las normas para lugares con actividad sísmica alta y moderada la RBS tiene mayor flecha, ductilidad y rotación plástica que la WUF-W. (Kima y Kimb. 2008)

Algunas investigaciones realizadas en el mismo campo son las siguientes:

- ✓ “Diseño de Conexiones Viga-Columna Sometidas a Corte y Flexión para Pórticos de acero”. Trabajo Especial de Grado desarrollado por Helmut Reinoza y Juan Rivero (2004).
- ✓ “Conexiones precalificadas de Plancha Extrema Para Proyectos Sismorresistentes de Acero”. Trabajo Especial de Grado desarrollado por Elimar Gómez (2005)
- ✓ “Diseño de Edificios de Acero Estructurados en Base a Marcos Rígidos Especiales”. Documento elaborado por Julio Carvajal.
- ✓ “Comportamiento Sismorresistente de Conexiones tipo empalme en viga de acero como Variante de Conexión Precalificada Viga-Columna Tipo Flange plate” Trabajo Especial de Grado elaborado por Antonio Bakhos y Giovanni Bitonti.

CAPÍTULO III

MÉTODO

Existen diferentes fases y procedimientos que se llevaron a cabo con mucha cautela para lograr alcanzar satisfactoriamente los diferentes objetivos propuestos en el trabajo especial de grado, por esta razón se ha estudiado cada etapa de este proceso y se explicará detalladamente a continuación:

3.1. Fase I: Comprensión de las normas a utilizar.

Esta fase está dedicada a la lectura, traducción y comprensión de las normas AISC341-10, AISC 358-05 y AISC 360-10, facilitadas en una lengua extranjera (inglés), mediante la utilización de diversos diccionarios (tanto físicos como digitales) de traducción y de lengua extranjera. Esto ayudó a la comprensión de las características, parámetros, configuraciones, geometría, y limitaciones en cuanto a las vigas, columnas y material de soporte para cada conexión precalificada.

Se debe destacar de manera esencial la labor de entendimiento y estudio de conceptos básicos apreciados en dichas normas como son:

- ✓ Apalancamiento
- ✓ Desgarramiento
- ✓ Bloque cortante
- ✓ Falla frágil
- ✓ Falla dúctil
- ✓ Soldadura de demanda crítica
- ✓ Ductilidad de la conexión

Entre muchos otros lo cual no son de uso diario de nosotros y que sin su estudio no se hubiese logrado la comprensión correcta de las normas.

Además de estudiar diferentes conceptos básicos que se mencionan se tuvo que hacer un estudio de cada conexión para ver las ventajas y desventajas de cada una para poder determinar cual se debe emplear en cada caso.

3.2. Fase II: Identificación de parámetros a utilizar.

Se identificaron las fórmulas y los principios necesarios expuestos en la norma para la elaboración correcta del instrumento de cálculo para las conexiones precalificadas. Para cumplir con este paso no solo se tuvo que determinar las formulas apropiadas para cada conexión sino que además era obligatorio entender a través de una lectura comprensiva las variables comprendidas en ella y los factores de disminución en cada caso.

3.3. Fase III: Programación de las celdas de entrada.

Primeramente se debe destacar que para la realización de la programación de celdas fue indispensable aprender a utilizar de forma completa la herramienta Microsoft Excel a través de manuales, libros y guías electrónicas de internet.

Se comenzó la elaboración del instrumento de cálculo del programa Microsoft Excel, con la colocación de las celdas que llevarán las condiciones de entrada (los perfiles a utilizar tanto en las vigas como en las columnas, la conexión, el acero utilizado en ambos casos y el sistema de pórtico a momento al que pertenece la conexión), para que la misma conozca de antemano los materiales a manejar con sus dimensiones para arrojar un resultado exacto.

Existe una lista desplegable para fijar el sistema de pórtico resistente a momento, que para las conexiones precalificadas se limitan a los pórticos a momento intermedio (IMF) y pórticos a momento especial (SMF).

Para determinar los perfiles y el acero a utilizar se realiza a través de listas desplegables tomabas de una base de datos (previamente vaciada en el mismo archivo) para evitar escoger un perfil o acero no existente para la configuración deseada y para facilitar la colocación manual de las características de los mismos.

Se crea además una celda de verificación de comportamiento dúctil basada en la selección del tipo de perfil y el acero a utilizar.

La escogencia de la configuración se realiza a través de un “check box” que limita la selección de perfiles y acero a utilizar para las vigas y la columna. La misma tiene cuatro posibilidades entre las cuales tenemos:

- ✓ Nodo internos
- ✓ Nodo interno último piso
- ✓ Nodo fachada último piso
- ✓ Nodo fachada

La selección del tipo de conexión a utilizar igualmente se hará a través de un “check box”, el mismo está acompañado de una grafica representativa de la conexión previamente realizada. Esta condición en conjunto con la escogencia de la configuración crea un vínculo de conexión que redirige a la hoja de la conexión deseada dentro del mismo documento, luego de arrojar una ventana que te anuncia que los perfiles escogidos cumplen o no con los parámetros precalificados de diseño.

3.4 Fase IV: Introducción de las fórmulas en el instrumento de cálculo.

Se procedió a la inclusión de las fórmulas y parámetros en las diferentes celdas del programa de Microsoft Excel pertinentes para seguir los pasos descritos en la norma AICS358-10 para el cálculo de cada conexión precalificada correspondiente. En este paso tuvo extremo cuidado ya que cada conexión tiene sus propias limitaciones y fórmulas que se deben tomar en cuenta para la buena elaboración de los cálculos.

En esta fase se elaboraron cuadros de textos que se insertan en el instrumento de cálculo para explicar cada paso que se realiza en concordancia con lo descrito en la norma. Dichos cuadros contienen formulas utilizadas con la explicación de las variables existentes en ellas, descripciones de las soldaduras requeridas con sus especificaciones y cuadros de advertencias que indican si condiciones de requerimientos son cumplidas o no.

También se introducen cuadros con ilustraciones de la configuración geométrica, configuración estática y dinámica, esquemas de ubicación de pernos y planchas extremas y fuerzas concentradas.

Se destinan celdas para la introducción de datos geométricos, como son: separación entre pernos, espesores de planchas, ancho de planchas, numero de pernos, etc.; y otros parámetros como es la selección de material utilizado en pernos y planchas, escogidos por el usuario para diferentes configuraciones, las cuales se denotaran de color azul.

La mayoría de las celdas están configuradas para realizar los cálculos de las formulas descritas en la norma, basándose en los parámetros de los perfiles seleccionados en la hoja de entrada. Entre estos cálculos se tiene:

- ✓ Momento máximo probable
- ✓ Momento máximo probable en la cara de la columna
- ✓ Corte total en la rotula plástica
- ✓ Corte total en la cara de la columna
- ✓ Diámetro de pernos requeridos
- ✓ Diseño de soldaduras
- ✓ Relación de momentos
- ✓ Dimensiones de plancha de continuidad

Los diferentes cálculos realizados están relacionados con el tipo de conexión y la configuración deseada.

3.5. Fase V: Revisión teórica del instrumento de cálculo.

Se verificó de forma manual todas las fórmulas y parámetros introducidos en el instrumento de cálculo, también se aseguró que los cuadros de textos de condiciones arrojan correctamente los resultados de cumplimiento o no cumplimientos de los parámetros, para asegurar el buen funcionamiento del instrumento.

3.6. Fase VI: Validar los resultados obtenidos en la instrumento de cálculo.

3.6.1. Validación interna

Para realizar la validación interna del instrumento se realizaron varias conexiones alternando la configuración, los perfiles utilizados y también los aceros en cada caso. Para cada

caso se estudiaron los resultados arrojados del instrumento y se determinó, con ayuda de tutores y especialistas en el área, si los mismos eran considerados lógicos, reales y aceptables.

3.6.2. Contrastación de valores obtenidos con el instrumento y con el método convencional.

Para comprobar la validación total del instrumento de cálculo se realizaron una serie de conexiones de forma aleatoria de forma tradicional e igualmente bajo los mismos parámetros y configuraciones se realizó la conexión usando el instrumento de cálculo. Una vez realizados ambos procedimientos se compararon todos los resultados uno a uno. En todos los cálculos se verificó los resultados arrojados eran iguales y que la discrepancia que pudiese existir sería por valores decimales tomados en cuenta y que no afectó de forma significativa la operación. Entre las conexiones utilizadas para la verificación del instrumento tenemos:

- ✓ Conexión de plancha extrema con rigidizador (4ES). De configuración 1.
- ✓ Conexión de plancha extrema con rigidizador (8ES). De configuración 1.
- ✓ Conexión de viga de sección reducida (RBS). De configuración 1.
- ✓ Conexión de ala soldada sin refuerzo al alma soldada (WUF-W). De configuración 1.
- ✓ Conexión de ala emperrada (BFP). De configuración 4
- ✓ Conexión de soporte Kaiser emperrada (KBB-W). De configuración 3.

3.7. Fase VII: Elaboración del esquema de la conexión.

Una vez realizada toda la selección de los parámetros geométricos, realizada y verificada la conexión con el instrumento de cálculo se procedió a la creación de una parametrización del detalle en el cual se toman, del instrumento de cálculo, todos los valores geométricos para el esquema. Con dichos valores se crea y se guarda un archivo de extensión scr que almacena los comandos necesarios para el dibujo de la conexión.

El usuario podrá acceder a este archivo a través de AUTOCAD, obteniendo de esta manera el detalle de la conexión en escala 1:1.

CAPITULO IV

ANALISIS Y RESULTADOS

4.1. Validación del instrumento de cálculo.

Esta sección está dedicado a realizar cálculos de conexiones a momento de forma tradicional y utilizando el instrumento para certificar su validez.

4.1.1. Conexión de plancha extrema empernada con rigidizador (4ES).

Se establece la configuración del sistema y las propiedades del acero.

- ✓ Columna: perfil HEB 500
- ✓ Viga izquierda: perfil IPE 400
- ✓ Viga derecha: perfil IPE 450
- ✓ Acero A36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Longitud entre centro de columnas = 6m
- ✓ Perfiles laminados en caliente

4.1.1.1. Procedimiento tradicional de cálculo.

- 1) Selección de parámetros preliminares.

$$a = b = c = 50\text{mm}$$

$$d = 40\text{mm}$$

$$g_i = 100\text{mm}$$

$$g_d = 120\text{mm}$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$t_{pi} = 38\text{mm}$$

$$t_{pd} = 38\text{mm}$$

$$h_r = a + b = 100\text{mm}$$

$$h_{1i} = 443,3\text{mm}$$

$$h_{1d} = 492,7\text{mm}$$

$$h_{0i} = 329,8\text{mm}$$

$$h_{od} = 378,1 \text{ mm}$$

$$b_{pi} = g_i + 2 \cdot d_i = 100 + 2 \cdot 40 = 180 \text{ mm}$$

$$b_{pd} = g_d + 2 \cdot d_d = 120 + 2 \cdot 40 = 200 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{hr}{\tan \theta} = \frac{100}{\tan 30^\circ} = 173,2 \text{ mm}$$

$$S_h = L_r + t_p = 173,2 + 38 = 211,2 \text{ mm}$$

2) Cálculo del momento máximo probable en la viga (M_{pr})

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{2530 + 4080}{2 \cdot 2530} = 1,30 \Rightarrow C_{pr} = 1,20$$

$$M_{pri} = 1,20 \cdot 1,50 \cdot 2530 \cdot 1310 = 59657,4 \text{ kgf-m}$$

$$M_{prd} = 1,20 \cdot 1,50 \cdot 2530 \cdot 1700 = 77418 \text{ kgf-m}$$

3) Cálculo del corte en la rótula plástica

$$V_T = V_M + V_g$$

$$V_g = 8000 \text{ kgf}$$

$$L_h = L_i - 2S_h - d_{col}/1000 = (6000 - 2 \cdot 211,2 - 500)/1000 = 5,08 \text{ m}$$

$$V_{Mi} = \frac{2 \cdot M_{pri}}{L_h} = 23498,3 \text{ kgf}$$

$$V_{Md} = \frac{2 \cdot M_{prd}}{L_h} = 30494 \text{ kgf}$$

$$V_{Ti} = 31498,4 \text{ kgf}$$

$$V_{Td} = 38494 \text{ kgf}$$

4) Relación demanda-capacidad por corte en la rótula plástica.

Corte a capacidad a la izquierda del nodo

$$\phi V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$h_i/t_{wi} = \frac{331}{8,6} = 38,49 \text{ mm} < 260 \Rightarrow kv = 5$$

$$A_{wi} = h_i \cdot t_{wi} = 331 \cdot 8,6 = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$V_{ni} = 0,6 \cdot 2530 \cdot 28,47 \cdot 1 = 43211,4 \text{ kgf}$$

$$V_{n_i} > V_{T_i} \quad \text{OK!}$$

Corte a capacidad a la derecha del nodo

$$h_d/t_{wd} = \frac{378,8}{9,4} = 40,30 \text{ mm} < 260 \quad \Rightarrow \quad k_v = 5$$

$$A_{wd} = h_d * t_{wd} = 378,8 * 9,4 = 35,6 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$V_{n_d} = 0,6 * 2530 * 35,6 * 1 = 54051,7 \text{ kgf}$$

$$V_{n_d} > V_{T_i} \quad \text{OK!}$$

5) Momento máximo probable en la cara de la columna

$$M_F = M_{pr} + V_T * S_h$$

$$M_{Fi} = 59657,4 + 31498,3 * 0,211$$

$$M_{Fi} = 66310 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{Fd} = 77418 + 38494 * 0,211$$

$$M_{Fd} = 85548,1 \text{ kg} - \text{m}$$

6) Cálculo del diámetro de los pernos

$$d_i = \sqrt{\left[\frac{2 * M_{Fi}}{\varphi_n * \pi * F_{nt} * (h_{oi} + h_{1i})} \right]} = \sqrt{\left[\frac{2 * 4173110}{0,90 * \pi * 7940 * (329,8 - 443,3)} \right]} = 2,76 \text{ cm} \approx 1 \text{ 1/8"}$$

$$\text{Para un perno A-490} \quad \Rightarrow \quad F_{nt} = 7940 \text{ kg/cm}^3$$

$$\varphi_n = 0,90$$

$$d_d = \sqrt{\left[\frac{2 * M_{Fd}}{\varphi_n * \pi * F_{nt} * (h_{od} + h_{1d})} \right]} = \sqrt{\left[\frac{2 * 4173110}{0,90 * \pi * 7940 * (378,2 - 492,7)} \right]} = 2,96 \text{ cm} \approx 1 \text{ 1/4"}$$

$$\text{Para un perno A-490} \quad \Rightarrow \quad F_{nt} = 7940 \text{ kg/cm}^3$$

$$\varphi_n = 0,90$$

7) Cálculo de espesor requerido de la plancha extrema

$$t_{req} = \sqrt{[1,11 * M_F / \varphi_d * F_y * Y_p]}$$

$$\varphi_d = 1$$

$$s_i = 67,1 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Caso 1 $a < s$

$$Y_p = \frac{2 x d + g}{2} \left[h1 \left(\frac{1}{c} + \frac{1}{s} \right) + h0 \left(\frac{1}{b} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h1(c + s) + h0(a + b)]$$

$$Y_{pi} = 3684,2 \text{ mm}$$

$$t_{reqi} = \sqrt{[1.11 * M_{Fi} / \varphi_d * F_y * Y_{pi}]} = \sqrt{[1.11 * 66310 / 0,9 * 2530 * 3684,2]} = 28,1 \text{ mm}$$

Se utilizará plancha de 31 mm

$$s_d = 77,5 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

Caso 1 $a < s$

$$Y_p = \frac{2 x d + g}{2} \left[h1 \left(\frac{1}{c} + \frac{1}{s} \right) + h0 \left(\frac{1}{b} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h1(c + s) + h0(a + b)]$$

$$Y_{pi} = 4055,1 \text{ mm}$$

$$t_{reqd} = \sqrt{[1.11 * M_{Fd} / \varphi_d * F_y * Y_{pi}]} = \sqrt{[1.11 * 85548,1 / 0,9 * 2530 * 4055,1]} = 30,4 \text{ mm}$$

Se utilizará plancha de 31 mm

8) Diseño de la soldadura de las alas de la viga a la plancha extrema.

Por norma se utilizara una soldadura de penetración completa sin respaldo y una soldadura de filete de 8mm.

9) Diseño de la soldadura del alma de la viga a la plancha extrema.

Por norma se puede utilizar soldadura de penetración completa o soldadura de filete, ambas de demanda crítica. En caso de utilizar soldadura de filete, deberá ser capaz de desarrollar toda la resistencia del alma de la viga en tracción y estará comprendida entre la cara interna del ala y 150 mm medidos después de la última fila de pernos.

10) Selección del espesor del rigidizador.

$$tr \geq twviga \sqrt{\frac{Fyviga}{Fyrig}}$$

$$t_{ri} = 8,6 \sqrt{\frac{2530}{2530}} = 8,6 \text{ cm}$$

Se adopta un espesor de 10mm

$$t_{rd} = 9,4 \sqrt{\frac{2530}{2530}} = 9,4 \text{ cm}$$

Se adopta un espesor de 10mm

Verificación de pandeo local: (igual para ambos lados)

$$\frac{hr}{tr} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{Fyrig}}$$
$$\frac{100}{10} \leq 0,56 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$
$$10 \leq 16,13 \quad \text{OK}$$

11) Revisión de la resistencia por corte de los pernos

$$\Phi_n R_n = \varphi_d * n_b * F_{nv} * A_p$$

$$V_T \leq \varphi_d * R_n$$

$$\varphi_d = 1$$

$$\Phi_n R_{ni} = 0,9 * 4 * 4220 * ((\pi * 2,86)^2 / 4) = 97426,5 \text{ kgf}$$

$$31498,3 \leq 97426,5 \quad \text{OK}$$

$$\Phi_n R_{nd} = 0,9 * 4 * 4220 * ((\pi * 3,175)^2 / 4) = 120279,7 \text{ kgf}$$

$$38494 \leq 120279,7 \quad \text{OK}$$

12) Revisión de aplastamiento y desgarramiento en la plancha extrema

$$\Phi_n R_n = \varphi_n * n_i * r_{ni} + \varphi_n * n_o * r_{no}$$

$$V_T \leq \Phi_n R_n$$

$$\varphi_n = 0,9$$

Lado izquierdo:

$$n_i = 2$$

$$n_o = 2$$

$$t_p = 31 \text{ mm}$$

$$F_u = 4080 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d_b = 2,9 \text{ cm}$$

$$L_c = b + c + t_{\text{vigas}} - d_a = 5 + 5 + 1,35 - 3,2 = 8,19 \text{ cm}$$

$$L_e = a - d_a/2 = 5 - 1,6 = 3,4 \text{ cm}$$

$$\Phi_n = 0,9$$

Resistencia al aplastamiento:

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_p * F_u = 2,4 * 3,2 * 3,1 * 4080 = 95136,6 \text{ kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos internos:

$$r_{ni} = 1,2 * L_c * t_p * F_u$$

$$r_{ni} = 1,2 * 8,19 * 3,1 * 4080 = 124342 \text{ kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos externos:

$$r_{no} = 1,2 * L_e * t_p * F_u$$

$$r_{no} = 1,2 * 3,42 * 3,1 * 4080 = 51926 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima de pernos internos: 95136,6 kgf

Resistencia mínima de pernos externos: 51926 kgf

$$\Phi_n R_n = \varphi_n * n_i * r_{ni} + \varphi_n * n_o * r_{no}$$

$$\Phi_n R_n = 0,90 * 2 * 95136,6 + 0,90 * 2 * 51926 = 265919 \text{ kgf}$$

$$V_T = 31498,3 \text{ kgf}$$

$$V_T \leq \Phi_n R_n$$

$$31498,3 \leq 265919 \text{ OK}$$

Lado derecho:

$$n_i = 2$$

$$n_o = 2$$

$$t_p = 31 \text{ mm}$$

$$F_u = 4080 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d_b = 3,2 \text{ cm}$$

$$L_c = b + c + t_{\text{viga}} - d_a = 5 + 5 + 1,46 - 3,5 = 8 \text{ cm}$$

$$L_e = a - da/2 = 5 - 1,75 = 3,25 \text{ cm}$$

$$\Phi_n = 0,9$$

Resistencia al aplastamiento:

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_p * F_u = 2,4 * 3,5 * 3,1 * 4080 = 106200 \text{ kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos internos:

$$r_{ni} = 1,2 * L_c * t_p * F_u$$

$$r_{ni} = 1,2 * 8 * 3,1 * 4080 = 121420 \text{ kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos externos:

$$r_{no} = 1,2 * L_e * t_p * F_u$$

$$r_{no} = 1,2 * 3,25 * 3,1 * 4080 = 49327 \text{ kgf}$$

Resistencia mínima de pernos internos: 106200 kgf

Resistencia mínima de pernos externos: 49327 kgf

$$\Phi_n R_n = \phi_n * n_i * r_{ni} + \phi_n * n_o * r_{no}$$

$$\Phi_n R_n = 0,90 * 2 * 106200 + 0,90 * 2 * 49327 = 279948 \text{ kgf}$$

$$V_T = 38494 \text{ kgf}$$

$$V_T \leq \Phi_n R_n$$

$$38494 \leq 279948 \text{ OK}$$

13) Revisión del aplastamiento en las alas de la columna

Lado izquierdo:

$$n_i = 2$$

$$n_o = 2$$

$$t_{fcol} = 28 \text{ mm}$$

$$F_u = 4080 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d_b = 2,9 \text{ cm}$$

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_{fcol} * F_u = 2,4 * 3,2 * 2,8 * 4080 = 86571,1 \text{ kgf}$$

$$\varphi_n * R_n = \varphi_n * 4 * r_{np} = 0,9 * 4 * 86571,1 = 311655,9 \text{ kgf}$$

$$V_T = 31498,3 \text{ kgf}$$

$$V_T \leq \Phi_n R_n$$

$$31498,3 \leq 311655,9 \text{ OK}$$

Lado derecho:

$$n_i = 2$$

$$n_o = 2$$

$$t_{fcol} = 28 \text{ mm}$$

$$F_u = 4080 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d_b = 3,2 \text{ cm}$$

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_{fcol} * F_u = 2,4 * 3,5 * 2,8 * 4080 = 95276,2 \text{ kgf}$$

$$\varphi_n * R_n = \varphi_n * 4 * r_{np} = 0,9 * 4 * 95276,2 = 342994,2 \text{ kgf}$$

$$V_T = 38494 \text{ kgf}$$

$$V_T \leq \Phi_n R_n$$

$$38494 \leq 342994,2 \text{ OK}$$

14) Revisión de la cedencia a flexión de las alas de la columna

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1,11 Mf}{\varnothing d * Fy * Yc}}$$

Ala izquierda de la columna:

$$M_f = 66310 \text{ kgf.m}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$s = 67,1 \text{ mm}$$

$$c = 50 \text{ mm}$$

$$b_p = 180 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 28 \text{ mm}$$

Para el cálculo de Y_c se utiliza la siguiente formula ya que es una columna con rigidizadores:

$$Y_c = \frac{2d + g}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{c} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{b} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s + c) + h_0(s + b)]$$

$$Y_c = 3991,3 \text{ mm}$$

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1,11 \cdot 6631000}{0,9 \cdot 2530 \cdot 399,13}} = 2,85 \text{ cm} = 28,5 \text{ mm}$$

$t_{fc} < 28,5 \implies$ Se necesita colocar una plancha adosada a las alas.

Se adopta una plancha de 5 mm.

Ala izquierda de la columna:

$$M_f = 85548,1 \text{ kgf.m}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$s = 77,5 \text{ mm}$$

$$c = 50 \text{ mm}$$

$$b_p = 200 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 28 \text{ mm}$$

Para el cálculo de Y_c se utiliza la siguiente formula ya que es una columna con rigidizadores:

$$Y_c = \frac{2d + g}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{c} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{b} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s + c) + h_0(s + b)]$$

$$Y_c = 4479,4 \text{ mm}$$

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1,11 \cdot 8554810}{0,9 \cdot 2530 \cdot 447,94}} = 3,05 \text{ cm} = 30,5 \text{ mm}$$

$t_{fc} < 30,5 \implies$ Se necesita colocar una plancha adosada a las alas.

Se adopta una plancha de 5 mm.

15) Relación de momentos en la Junta

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Estudio en la parte superior de la columna:

$$N_u = 90000 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 4679,42 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 239 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup}^* = Z_x \cdot (F_y - N_u/A_g) = [4679,42 \cdot (2530 - 90000/239)]/100 = 100768,1 \text{ Kgf.m}$$

Estudio en la parte interior de la columna:

$$N_u = 110000 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 4679,42 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 239 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup}^* = Z_x \cdot (F_y - N_u/A_g) = [4679,42 \cdot (2530 - 110000/239)]/100 = 96852,2 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{pc}^* = 197620,3 \text{ Kgf.m}$$

Estudio de las vigas:

Viga izquierda:

$$V_{Ti} = 31498,3 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 0,211 \text{ m}$$

$$d_{col}/2 = 250 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,5$$

$$Z_x = 1310 \text{ cm}^3$$

$$M_{pbi}^* = 1.1 * R_y * F_y * Z_x + V_t \left(Sh + \frac{d_{col}}{2} \right)$$

$$M_{pbi}^* = 1.1 * 1,5 * 2530 * 1310 + 31498,3 (21,1 + 25) = 69213,1 \text{ kg. m}$$

Viga derecha:

$$V_{Td} = 38494 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 0,211 \text{ m}$$

$$d_{col}/2 = 250 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,5$$

$$Z_x = 1310 \text{ cm}^3$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * R_y * F_y * Z_x + V_t \left(Sh + \frac{d_{col}}{2} \right)$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * 1,5 * 2530 * 1310 + 38494 (21,1 + 25) = 88720,1 \text{ kg.m}$$

$$\sum M_{pbd}^* = 157933,3 \text{ Kgf.m}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{197620,3}{157933,3} = 1,25 > 1 \quad \text{OK}$$

16) Determinación de fuerzas concentradas en la columna.

$$F_{fu} = M_f / (d_{viga} - t_{fviga})$$

Debido a la reversibilidad del sismo se presentan dos posibles casos de cargas concentradas.

Caso 1

Viga del lado izquierdo de la columna:

$$M_{pr} = 59657,4 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -23433,3 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -15498,3 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 62809,7 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 6293070 / (40 - 1,35) = 162507 \text{ Kgf.}$$

Viga del lado derecha de la columna:

$$M_{pr} = 77418 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 30410 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 38494 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 85261,1 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 8554810 / (45 - 1,46) = 195823,7 \text{ Kgf.}$$

Caso 2

Viga del lado izquierdo de la columna:

$$M_{pr} = 59657,4 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 23498,3 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 31498,3 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 66076 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 6631000 / (40 - 1,35) = 170960,3 \text{ Kgf.}$$

Viga del lado derecha de la columna:

$$M_{pr} = 77418 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -30494 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -22494 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 81994,8 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 8216880 / (45 - 1,46) = 188319,4 \text{ Kgf.}$$

Resultados:

	Ffui	Ffud	Ffui + Ffud
Caso 1	162507	195823,7	358330
Caso 2	170960,3	188319,4	359380

17) Revisión del corte en la zona del panel.

Resistencia a corte en la columna en la zona del panel

Para esta revisión se considerarán los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico.

$$N_{ucol\sup} = 90000 \text{ Kgf}$$

$$N_{ucol\inf} = 110000 \text{ Kgf}$$

$$L_{prom} = 3400 \text{ mm}$$

$$N_u = \frac{90000 + 110000}{2} = 100000 \text{ Kgf}$$

$$N_y = F_{ycol} * area_{col} = 2530 * 239 = 604670 \text{ Kgf}$$

$$d_c = 500 \text{ mm}$$

$$t_f = 28 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$d_{viga} = 400 \text{ mm}$$

$$t_w = 14,5 \text{ mm}$$

$$0,75N_y = 453503 \text{ Kgf} > 100000 \text{ Kgf} = N_u$$

$$R_v = 0.6 \times F_y \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3b_f \times t_f^2}{d_{viga} \times d_c \times t_w} \right)$$

$$\phi R_v = 0,6 * 2530 * 50 * 1,45 * \left(1 + \frac{3*30*2,8^2}{40*50*1,45} \right) = 136832,5 \text{ Kgf}$$

Corte en la zona del panel por efecto de la acción sísmica:

$$V_{col} = \sum M_{pbd} / (L_{prom} + d_{viga}) = 15793330 / (340 + 4,5) = 96687,8 \text{ Kgf}$$

$$V_n = (F_{fui} + F_{fud}) - V_{col} = 360285,7 - 96687,8 = 262597 \text{ Kgf}$$

Diseño de refuerzo en la zona del panel

Debido a que $\phi R_v < V_n$ Se requiere refuerzo en el alma de la columna.

Resistencia requerida del refuerzo:

$$R_r = V_n - \phi R_v = 263297,9 - 136832,5 = 126465,4 \text{ Kgf}$$

Espesor total requerido del refuerzo:

$$t_{dp.req} = \frac{R_r}{0.6Fy_{pl}d_{col}} - \frac{3b_{f.col}t_{f.col}^2}{d_{viga}d_{col}}$$
$$t_{dp.req} = \frac{126465,4}{0,6*2530*50} - \frac{3*30*2,8^2}{45*50} = 13,5 \text{ mm}$$

Espesor mínimo de planchas adosadas:

$$t \geq \frac{(dc - 2 * t_{fcol}) + (db - 2 * t_{fviga})}{90}$$
$$t \geq \frac{(500 - 2 * 28) + (450 - 2 * 14,6)}{90}$$
$$t \geq 9,6 \text{ mm}$$

Dimensiones de la plancha de refuerzo:

$$\text{Alto} = d_{viga} + 60 = 450 + 60 = 510 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho} = d_{col} - 2*k_{col} = 500 - 2*55 = 390 \text{ mm}$$

Espesor de las planchas:

$$13,5 > 9,6$$

Se utiliza un espesor de 16 mm.

18) Diseño de las planchas de continuidad

Resistencia de la columna ante cargas concentradas

Flexión local de las alas.

$$R_t = 6,25*t_f^2*Fy$$

$$\phi R_t = 0,9*6,25*2,8^2*2530 = 111573 \text{ Kgf.}$$

Cedencia local del alma.

$$R_n = Fy*t_w*(6k + l_b + 2t_p)$$

$$\phi R_n = 2530 * 1,45 * (6 * 5,5 + 3,56 + 2 * 3,1) = 156865 \text{ Kgf.}$$

Aplastamiento local del alma.

$$R_n = 0,8 \times t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{lb}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E \times F_y \times t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0,8 * 1,45^2 \left[1 + 3 \left(\frac{3,56}{50} \right) * \left(\frac{1,45}{2,8} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{2100000 * 2530 * 2,8}{1,45}}$$

$$R_n = 137948 \text{ Kgf}$$

Pandeo del alma comprimida

$$R_n = \frac{24 * t_w^3 \sqrt{E * F_y}}{h_{col}}$$

$$R_n = \frac{24 * 1,45^3 \sqrt{2100000 * 2530}}{39}$$

$$\phi R_n = 123073,1 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima en la zona de la conexión = 111573 Kgf.

Condición "a":

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 b_{f.viga} t_{f.viga} \frac{R_{y.viga} F_{y.viga}}{R_{y.col} F_{y.col}}}$$

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 * 19 * 1,46 * \frac{1,5 * 2530}{1,5 * 2530}} = 70,7 \text{ mm}$$

$$t_{f.col} = 28 \text{ mm}$$

$$28 < 70,7$$

Condición “b”:

$$t_{f.col} \geq \frac{b_{f.viga}}{6}$$

$$t_{f.col} \geq \frac{190}{6} = 31,7$$

$$28 < 31,7$$

$$\sum \phi Min R_n < \sum F_f u$$

Se requieren planchas de continuidad!

Espesor de las planchas de continuidad

Resistencia Requerida en Planchas de Continuidad:

$$R_r = \sum (F_f u - \phi Min R_n)$$

$$R_r = 136139,7 \text{ Kgf.}$$

Disposición de planchas de continuidad

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte superior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.s}$) = 444 mm

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte inferior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.i}$) = 446,8 mm

El ancho de cada plancha de continuidad será entre 52,75 mm y 142,75 mm = 142 mm

El espesor de las planchas de continuidad debe ser mayor o igual a 14,6 se adoptara un espesor de 16mm.

Se adoptara un clip de 38,2 mm.

Verificación de la capacidad resistente de las planchas de continuidad a las solicitaciones impuestas.

Con el espesor seleccionado se calcula el área de la plancha = 47,76 cm²
Área requerida de la sección transversal de las planchas:

$$A_{cp} = \frac{\sum (F_{fu} - \phi MinR_n) / 0.9}{0.9 F_y} - 25 t_{wc}^2$$

$$A_{cp} = \frac{\sum \frac{137139,7}{0,9}}{0,9 * 2530} - 25 * 1,45^2 = 14,36 \text{ cm}^2$$

$$47,76 > 14,36 \quad \text{OK}$$

Revisión de Pandeo Local en Plancha de Continuidad

$$\frac{bs}{tc} < 0,56 \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0,5}$$

$$\frac{142}{16} < 0,56 \left(\frac{2100000}{2530} \right)^{0,5}$$

$$8,9 < 16,1$$

OK

4.1.1.2. Procedimiento con el instrumento de cálculo.

(Ver documento adjunto)

4.1.2. Conexión de Viga de Sección Reducida (RBS).

Se establece la configuración del sistema y las propiedades del acero.

- ✓ Columna: perfil HEB 500
- ✓ Viga izquierda: perfil IPE 330
- ✓ Viga derecha: perfil IPE 300
- ✓ Acero A36 { $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Longitud entre centro de columnas = 6m
- ✓ Perfiles laminados en caliente
- ✓ Configuración 2

4.1.2.1. Procedimiento tradicional de cálculo.

1) Selección de las dimensiones de la sección reducida de la viga:

$$0,5b_f < a < 0,75b_f$$

$$0,65d < b < 0,85d$$

$$0,1b_f < c < 0,25 b_f$$

Viga ubicada a la izquierda

$$80 < a_i < 120 \quad a_i = 90 \text{ mm}$$

$$214,5 < b_i < 280,5 \quad b_i = 270 \text{ mm}$$

$$16 < c_i < 40 \quad c_i = 35 \text{ mm}$$

Viga ubicada a la derecha

$$75 < a_d < 112,5 \quad a_d = 80 \text{ mm}$$

$$195 < b_d < 255 \quad b_d = 250 \text{ mm}$$

$$15 < c_d < 37,5 \quad c_d = 35 \text{ mm}$$

2) Cálculo del modulo plástico en la sección reducida

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 * c * t_f * (d - t_f)$$

$$Z_{RBSi} = 804 - 2 * 3,5 * 1,15 * (33 - 1,15) = 547,61 \text{ cm}^3$$

$$Z_{RBSd} = 628 - 2 * 3,5 * 1,07 * (30 - 1,07) = 411,31 \text{ cm}^3$$

3) Cálculo del momento máximo probable en viga

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_{RBS}$$

$$M_{pri} = 1,20 * 1,5 * 2530 * 547,61 = 24938 \text{ Kgf.m}$$

$$M_{prd} = 1,20 * 1,5 * 2530 * 411,31 = 187931 \text{ Kgf.m}$$

4) Cálculo del corte total en la sección reducida

$$V_{RBS} = V_m + V_g$$

$$L_h = L_i - 2S_h - 2(d_{col}/2)$$

Estudio del lado izquierdo:

$$L_i = 6\text{m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$S_h = a + b/2 = 90 + (220/2) = 200 \text{ mm}$$

$$L_h = 6 - 2*0,2 - 2*(0,500/2) = 5,10\text{m.}$$

$$V_{mi} = 2M_{pr}/L_h = 2*24938/5,10 = 9876 \text{ Kgf}$$

$$V_{RBSi} = 9876 + 8000 = 179876 \text{ Kgf}$$

Estudio del lado derecho:

$$L_i = 6\text{m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$S_h = a + b/2 = 80 + (220/2) = 190 \text{ mm}$$

$$L_h = 6 - 2*0,190 - 2*(0,500/2) = 5,12 \text{ m.}$$

$$V_{md} = 2M_{pr}/L_h = 2*187931/5,12 = 7360 \text{ Kgf}$$

$$V_{RBSd} = 7360 + 8000 = 15360\text{Kgf}$$

5) Revisión por corte en la sección reducida

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

Estudio del lado izquierdo

$$\frac{h}{tw} = \frac{271}{7,5} = 36,13 \quad \Leftrightarrow \quad K_v = 5 \quad ; \quad C_v = 1$$

$$A_w = h_{viga} * t_{wviga} = 271 * 7,5 = 2032,5 \text{ mm}^2 = 20,33 \text{ cm}^2.$$

$$\phi V_n = 0,6 * 2530 * 20,33 * 1 = 30853,4 \text{ Kgf.}$$

$$VRBSi (179876) < \phi Vn (30853,4) \quad OK$$

Estudio del lado derecho

$$\frac{h}{tw} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \Rightarrow K_v = 5 ; C_v = 1$$

$$A_w = h_{viga} * t_{wviga} = 248,6 * 7,1 = 1765,06 \text{ mm}^2 = 17,65 \text{ cm}^2.$$

$$\phi Vn = 0,6 * 2530 * 17,65 * 1 = 26793,6 \text{ Kgf.}$$

$$VRBSd (15360) < \phi Vn (26793,6) \quad OK$$

6) Cálculo del momento máximo probable en la cara de la columna

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} * S_h$$

$$M_{fi} = M_{pri} + V_{RBSi} * S_{hi}$$

$$M_{fi} = 24938 + 179876 * 0,2 = 28960 \text{ Kg.m}$$

$$M_{fd} = M_{prd} + V_{RBSd} * S_{hd}$$

$$M_{fd} = 187931 + 15360 * 0,19 = 21880 \text{ Kg.m}$$

7) Cálculo del momento plástico de la viga basado en la tensión cedente esperada

$$M_{pe} = R_y * F_y * Z_x$$

$$M_{pei} = 1,50 * 2530 * 804 = 30511,8 \text{ Kgf.m}$$

$$M_{ped} = 1,50 * 2530 * 628 = 23832,6 \text{ Kgf.m}$$

Revisión de la demanda-capacidad a flexión de la viga en la cara de la columna.

$$M_{fi} < M_{pei}$$

$$33890,5 < 30511,8$$

$$M_{fd} < M_{ped}$$

$$26184,4 < 23832,6$$

8) Diseño de la conexión del alma de la viga a la columna

Para el proceso de montaje como mínimo se empleará una plancha de 10 mm de espesor con soldadura de filete de 5 mm y 3 Pernos de 5/8" A325.

En el caso de pórtico a momento especial (SMF) y pórtico a momento intermedio (IMF) el alma de la viga será conectada al ala de la columna a través de soldadura de penetración completa. Dicha soldadura está comprendida entre los agujeros de acceso. Se permitirá que la plancha de montaje se use como respaldo para la soldadura de penetración completa.

9) Diseño de la soldadura de las alas de la viga a la columna.

Para la unión de las alas de la viga con el ala de la columna se empleará soldadura de penetración completa conforme a los requerimientos de soldadura de demanda crítica especificados en las Provisiones Sísmicas para Edificaciones con Estructuras de Acero (AISC 341-10).

10) Diseño de la columna-zona del panel y planchas de continuidad.

Relación de momentos en la junta.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Columna

$$N_u = 110000 \text{ Kgf}$$

$$A_g = 239 \text{ cm}^2$$

$$M_{pc}^* = Z_x \left(F_y - \frac{N_u}{A_g} \right) = 4679,42 \left(2530 - \frac{110000}{239} \right) = 96852,2 \text{ Kgf.m}$$

Viga izquierda

$$M_{pbi}^* = 1,1 * R_y * F_y * Z_{RBSi} + V_{RBSi} (a + b_i/2 + d_{col}/2)$$

$$M_{pbi}^* = 1,1 * 1,5 * 2530 * 547,61 + 179876 (9 + 11 + 25) = 31351 \text{ Kgf.m}$$

Viga derecha

$$M_{pbd}^* = 1,1 * R_y * F_y * Z_{RBSd} + V_{RBSd} (a + b_d/2 + d_{col}/2)$$

$$M_{\text{pbd}}^* = 1,1 * 1,5 * 2530 * 411,31 + 15360 (8 + 11 + 25) = 24159,1 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{\text{pb}}^* = 31351 + 24159,1 = 55510,3 \text{ Kgf.m}$$

$$\frac{96852,2}{55510,3} = 1,74 > 1 \quad OK$$

11) Determinación de fuerzas concentradas en la columna

$$F_{\text{fu}} = M_{\text{f}} / (d_{\text{viga}} - t_{\text{fviga}})$$

Debido a la reversibilidad del sismo se presentan dos posibles casos de cargas concentradas.

Caso 1

Viga del lado izquierdo de la columna:

$$M_{\text{pr}} = 24938 \text{ Kgf.m}$$

$$V_{\text{g}} = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_{\text{m}} = -9876,5 \text{ Kgf}$$

$$V_{\text{T}} = -1876,5 \text{ Kgf}$$

$$M_{\text{fi}} = 25360 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{\text{fui}} = 25360 / (0,33 - 0,0115) = 79624 \text{ Kgf.}$$

Viga del lado derecha de la columna:

$$M_{\text{pr}} = 18731 \text{ Kgf.m}$$

$$V_{\text{g}} = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_{\text{m}} = 7360 \text{ Kgf}$$

$$V_{\text{T}} = 15360 \text{ Kgf}$$

$$M_{\text{fd}} = 21880 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{\text{fud}} = 21880 / (0,3 - 0,0107) = 75361 \text{ Kgf.}$$

Caso 2

$$M_{pr} = 24938 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 9876,5 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 17876,5 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 28960 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 28960 / (0,33 - 0,0115) = 90927 \text{ Kgf.}$$

Viga del lado derecha de la columna:

$$M_{pr} = 18731 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -7360 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -640 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 18862 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 18862 / (0,3 - 0,0107) = 65200 \text{ Kgf.}$$

Resultados:

	Ffui (Kgf)	Ffud (Kgf)	Ffui + Ffud (Kgf)
Caso 1	79624	75361	155255
Caso 2	90927	65200	156127

12) Revisión del corte en la zona del panel.

Resistencia a corte en la columna en la zona del panel

Para esta revisión se considerarán los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico.

$$N_{ucolinf} = 110000 \text{ Kgf}$$

$$L_{prom} = 3400 \text{ mm}$$

$$N_y = F_{ycol} * \text{area}_{col} = 2530 * 239 = 604670 \text{ Kgf}$$

$$d_c = 500 \text{ mm}$$

$$t_f = 28 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$d_{\text{viga}} = 300 \text{ mm}$$

$$t_w = 14,5 \text{ mm}$$

$$0,75N_y = 453503 \text{ Kgf} > 110000 \text{ Kgf} = N_u$$

$$R_v = 0.6 \times F_y \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3b_f \times t_f^2}{d_{\text{viga}} \times d_c \times t_w} \right)$$

$$\phi R_v = 0,6 \times 2530 \times 50 \times 1,45 \times \left(1 + \frac{3 \times 30 \times 2,8^2}{30 \times 50 \times 1,45} \right) = 145758,4 \text{ Kgf}$$

Corte en la zona del panel por efecto de la acción sísmica:

$$V_{\text{col}} = \sum M_{\text{pb}}^* / (L_{\text{prom}} + d_{\text{viga}}) = 55510 / (3,4 + 0,33) = 38529 \text{ Kgf}$$

$$V_n = (F_{\text{fui}} + F_{\text{fud}}) - V_{\text{col}} = 156127 - 38529 = 117598 \text{ Kgf}$$

Diseño de refuerzo en la zona del panel

Debido a que $\phi R_v > V_n$ No se requiere refuerzo en la zona del panel.

13) Diseño de planchas de continuidad

Resistencia de la columna ante cargas concentradas

Flexión local de las alas.

$$R_t = 6,25 \times t_f^2 \times F_y$$

$$\phi R_t = 0,9 \times 6,25 \times 2,8^2 \times 2530 = 111573 \text{ Kgf.}$$

Cedencia local del alma.

$$R_n = F_y \times t_w \times (2,5k + l_b)$$

$$\phi R_n = 2530 \times 1,45 \times (2,5 \times 5,5 + 2,95) = 61264 \text{ Kgf.}$$

Aplastamiento local del alma.

$$\frac{lb}{d} = \frac{29,5}{500} = 0,06 < 0,2$$

$$R_n = 0.8 \times t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{lb}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E \times F_y \times t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0,8 * 1,45^2 \left[1 + 3 \left(\frac{2,95}{50} \right) * \left(\frac{1,45}{2,8} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{2100000 * 2530 * 2,8}{1,45}}$$

$$R_n = 68102,6 \text{ Kgf}$$

Pandeo del alma comprimida

$$R_n = \frac{12 * t_w^3 \sqrt{E * F_y}}{h_{col}}$$

$$R_n = \frac{12 * 1,45^3 \sqrt{2100000 * 2530}}{39}$$

$$\varphi R_n = 61536,5 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima en la zona de la conexión = 61264 Kgf.

Condición "a":

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1.8 b_{f.viga} t_{f.viga} \frac{R_{y.viga} F_{y.viga}}{R_{y.col} F_{y.col}}}$$

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 * 16 * 1,15 * \frac{1,5 * 2530}{1,5 * 2530}} = 57,55 \text{ mm}$$

$$t_{f.col} = 28 \text{ mm}$$

$$28 < 57,55$$

Condición “b”:

$$t_{f.col} \geq \frac{b_{f.viga}}{6}$$

$$t_{f.col} \geq \frac{160}{6} = 26,67$$

$$28 > 26,67$$

$$\sum \phi Min R_n < \sum F_u$$

Se requieren planchas de continuidad!

Espesor de las planchas de continuidad

Resistencia Requerida en Planchas de Continuidad:

$$R_r = \sum (F_u - \phi Min R_n)$$

$$R_r = 156127,3 - 2 * 61264 = 33599,4 \text{ Kgf.}$$

Disposición de planchas de continuidad

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte superior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.s}$) = 444 mm

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte inferior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.i}$) = 445 mm

El ancho de cada plancha de continuidad será entre 46,09 y 142,75 mm = 142 mm

El espesor de las planchas de continuidad debe ser mayor o igual a 11,5 se adoptara un espesor de 13 mm.

Se adoptara un clip de 38,2 mm.

Verificación de la capacidad resistente de las planchas de continuidad a las sollicitaciones impuestas.

Con el espesor seleccionado se calcula el área de la plancha = 38,29 cm²

Área requerida de la sección transversal de las planchas:

$$A_{cp} = \frac{\sum (F_{fu} - \phi MinR_n) / 0.9}{0.9 F_y} - 12 t_{wc}^2$$

$$A_{cp} = \frac{\sum \frac{64341,2}{0,9}}{0,9 * 2530} - 12 * 1,45^2 = 6,17 \text{ cm}^2$$

$$38,29 > 6,17 \quad \text{OK}$$

Revisión de Pandeo Local en Plancha de Continuidad

$$\frac{bs}{tc} < 0,56 \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0,5}$$

$$\frac{140}{13} < 0,56 \left(\frac{2100000}{2530} \right)^{0,5}$$

$$10,8 < 16,1$$

OK

4.1.2.2. Procedimiento con el instrumento de cálculo.

(Ver documento adjunto)

4.1.3. Conexión de ala soldada sin refuerzo al alma soldada (WUF-WW).

Se establece la configuración del sistema y las propiedades del acero.

- ✓ Columna: perfil HEA 400
- ✓ Viga izquierda: perfil IPE 330
- ✓ Viga derecha: perfil IPE 270
- ✓ Acero A36 { $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Longitud entre centro de columnas = 5m
- ✓ Perfiles laminados en caliente
- ✓ Configuración 1

4.1.3.1. Procedimiento tradicional de cálculo.

- 1) Cálculo del momento máximo probable en viga.

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{2530 + 4080}{2 * 2530} = 1,30 \Leftrightarrow C_{pr} = 1,20$$

$$M_{pri} = 1,20 * 1,50 * 2530 * 804 = 36614,2 \text{ kgf-m}$$

$$M_{prd} = 1,20 * 1,50 * 2530 * 484 = 22041,4 \text{ kgf-m}$$

- 2) Cálculo del corte en la rótula plástica

$$V_T = V_M + V_g$$

$$V_g = 8000 \text{ kgf}$$

$$L_h = L_i - 2S_h - d_{col}/1000 = 4,61 \text{ m}$$

$$V_{Mi} = \frac{2 * M_{pri}}{L_h} = 15884,7 \text{ kgf}$$

$$V_{Md} = \frac{2 * M_{prd}}{L_h} = 9562,4 \text{ kgf}$$

$$V_{Ti} = 15884,7 + 8000 = 23884,7 \text{ kgf}$$

$$V_{Td} = 17562,4 + 8000 = 17562,4 \text{ kgf}$$

- 3) Relación demanda-capacidad por corte en la rótula plástica.

Corte a capacidad a la izquierda del nodo

$$\phi V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

$$h_i/t_{wi} = \frac{271}{7,5} = 36,13 \text{ mm} < 260 \Leftrightarrow kv = 5$$

$$A_{wi} = h_i * t_{wi} = 271 * 7,5 = 20,33 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$\phi V_{ni} = 0,6 * 2530 * 20,33 * 1 = 30853,4 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{ni} > V_{Ti}$$

$$30853,4 > 23884,7$$

OK!

Corte a capacidad a la derecha del nodo

$$h_d/t_{wd} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 \text{ mm} < 260 \implies k_v = 5$$

$$A_{wd} = h_d * t_{wd} = 219,6 * 6,6 = 14,5 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$\phi V_{nd} = 0,6 * 2530 * 14,5 * 1 = 22001,3 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{nd} > V_{Ti}$$

$$22001,3 > 17562,4$$

OK!

4) Diseño de la soldadura de las alas de la viga a la columna

Para la unión de las alas de la viga con el ala de la columna se empleará soldadura de penetración completa conforme a los requerimientos de soldadura de demanda crítica especificados en las Provisiones Sísmicas para Edificaciones con Estructuras de Acero (AISC 341-10).

Adicionalmente la geometría de los agujeros de acceso para la soldadura deberá estar conforme con la Especificación para Edificios de Acero Estructural (AISC 360-10).

5) Diseño de la soldadura del alma de la viga a la columna

Para el proceso de montaje como mínimo se empleará una plancha de 10 mm de espesor con soldadura de filete de 5 mm y 3 Pernos de 5/8" A325.

En el caso de pórtico a momento especial (SMF) y pórtico a momento intermedio (IMF) el alma de la viga será conectada al ala de la columna a través de soldadura de penetración completa. Dicha soldadura está comprendida entre los agujeros de acceso. Se permitirá que la plancha de montaje se use como respaldo para la soldadura de penetración completa.

Adicionalmente la plancha de corte deberá tener un espesor igual o mayor al espesor del alma de la viga a conectar y será unida al ala de la columna con soldadura de filete con tamaño igual al espesor de la plancha menos 2 mm.

La geometría de la plancha de corte y otros aspectos normativos deberán corresponder a la especificada en el documento AISC 358-10.

6) Relación de momentos en el nodo.

$$\frac{\sum M_{pc} *}{\sum M_{pb} *} > 1$$

Estudio en la parte superior de la columna:

$$N_u = 1200 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 2560 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 159 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup} * = Z_x * (F_y - N_u / A_g) = [2560 * (2530 - 1200 / 159)] / 100 = 64574,8 \text{ Kgf.m}$$

Estudio en la parte interior de la columna:

$$N_u = 1200 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 2560 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 159 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup}^* = Z_x^*(F_y - N_u/A_g) = [1560*(2530 - 1200/159)]/100 = 64574,8 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{pc}^* = 129149,6 \text{ Kgf.m}$$

Estudio de las vigas:

Viga izquierda:

$$V_{Ti} = 23884,7 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 0 \text{ m}$$

$$dcol/2 = 195 \text{ mm}$$

$$Ry = 1,5$$

$$Zx = 804 \text{ cm}^3$$

$$M_{pbi}^* = 1.1 * Ry * Fy * Zx + Vt (Sh + \frac{dcol}{2})$$

$$M_{pbi}^* = 1.1 * 1,5 * 2530 * 804 + 23884,7 (0 + 19,5) = 38220,5 \text{ kgf.m}$$

Viga derecha:

$$V_{Td} = 17562,4 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 0,0 \text{ m}$$

$$dcol/2 = 195 \text{ mm}$$

$$Ry = 1,5$$

$$Zx = 484 \text{ cm}^3$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * Ry * Fy * Zx + Vt (Sh + \frac{dcol}{2})$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * 1,5 * 2530 * 484 + 17562,4 (0 + 19,5) = 23629,3 \text{ kgf.m}$$

$$\sum M_{pb}^* = 38220,5 + 23629,3 = 61849,7 \text{ Kgf.m}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{129149,6}{61849,7} = 2,09 > 1 \quad \text{OK}$$

7) Revisión del corte en la zona del panel

Resistencia a corte en la columna en la zona del panel

Para esta revisión se considerarán los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico.

$$N_{ucol\sup} = 1200 \text{ Kgf}$$

$$N_{ucol\inf} = 1200 \text{ Kgf}$$

$$L_{\text{prom}} = 3000 \text{ mm}$$

$$N_u = \frac{1200 + 1200}{2} = 1200 \text{ Kgf}$$

$$N_y = F_{ycol} * \text{area}_{col} = 2530 * 159 = 402270 \text{ Kgf}$$

$$d_c = 390 \text{ mm}$$

$$t_f = 19 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$d_{\text{viga}} = 270 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm}$$

$$0,75N_y = 301702,5 \text{ Kgf} > 1200 \text{ Kgf} = N_u$$

$$R_v = 0.6 \times F_y \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3b_f \times t_f^2}{d_{\text{viga}} \times d_c \times t_w} \right)$$

$$\phi R_v = 0,9 * 0,6 * 2530 * 39 * 1,1 * \left(1 + \frac{3 * 30 * 1,9^2}{27 * 39 * 1,1} \right) = 83389 \text{ Kgf}$$

8) Determinación de fuerzas concentradas en la columna.

$$F_{fu} = M_f / (d_{\text{viga}} - t_{\text{fviga}})$$

Debido a la reversibilidad del sismo se presentan dos posibles casos de cargas concentradas.

Caso 1

Viga del lado izquierdo de la columna:

$$M_{pr} = 36614,2 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -15884,7 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -7884,7 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 36614,2 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 36614,2 / (0,33 - 0,0115) = 114958,1 \text{ Kgf.}$$

Viga del lado derecha de la columna:

$$M_{pr} = 22041,4 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 9562,4 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 17562,4 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 22041,4 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 22041,4 / (0,27 - 0,0102) = 84839,7 \text{ Kgf.}$$

Caso 2

Viga del lado izquierdo de la columna:

$$M_{pr} = 36614,2 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 15884,7 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 23884,7 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 36614,2 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 36614,2 / (0,33 - 0,0115) = 114958,1 \text{ Kgf.}$$

Viga del lado derecha de la columna:

$$M_{pr} = 22041,4 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -9562,4 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -1562,4 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 22041,4 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 22041,4 / (0,27 - 0,0102) = 84839,7 \text{ Kgf.}$$

Resultados:

	Ffui (Kgf)	Ffud (Kgf)	Ffui + Ffud (Kgf)
Caso 1	114958,1	84839,7	199797,8
Caso 2	114958,1	84839,7	199797,8

Corte en la zona del panel por efecto de la acción sísmica:

$$V_{col} = \sum M_{pb}^* / (L_{prom} + d_{viga}) = 61849,7 / (3 + 0,33) = 47982,2 \text{ Kgf}$$

$$V_n = (F_{fui} + F_{fud}) - V_{col} = 199797,8 - 47982,2 = 151815,6 \text{ Kgf}$$

Diseño de refuerzo en la zona del panel

Debido a que $\phi R_v (83389) < V_n (151815,6)$ Se requiere refuerzo en el alma de la columna.

Resistencia requerida del refuerzo:

$$R_r = V_n - \phi R_v = 151815,6 - 83389 = 68426,8 \text{ Kgf}$$

Espesor total requerido del refuerzo:

$$N_u (1200) \leq 0,75 N_y (301702,5)$$

$$t_{dp.req} = \frac{R_r}{0,6 F_y p_l d_{col}} - \frac{3 b_{f.col} t_{f.col}^2}{d_{viga} d_{col}}$$

$$t_{dp.req} = \frac{83389}{0,6 * 2530 * 39} - \frac{3 * 30 * 1,9^2}{33 * 39} = 0,9 \text{ cm} = 9 \text{ mm}$$

Se utilizaran planchas biseladas adosadas y unidas a las alas de la columna con soldadura de filete.

Espesor mínimo de planchas adosadas:

$$t \geq \frac{(d_c - 2 * t_{fcol}) + (d_b - 2 * t_{fviga})}{90}$$

$$t \geq \frac{(390 - 2 * 19) + (330 - 2 * 11,5)}{90}$$

$$t \geq 7,3 \text{ mm}$$

Dimensiones de la plancha de refuerzo:

$$\text{Alto} = d_{\text{viga}} + 60 = 330 + 60 = 390 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho} = d_{\text{col}} - 2 * k_{\text{col}} = 390 - 2 * 46 = 298 \text{ mm}$$

Al ser 2 planchas de 5 mm

9) Diseño de las planchas de continuidad.

Resistencia de la columna ante cargas concentradas

Flexión local de las alas.

$$R_t = 6,25 * t_f^2 * F_y$$

$$\phi R_t = 0,9 * 6,25 * 1,9^2 * 2530 = 51374,8 \text{ Kgf.}$$

Cedencia local del alma.

$$R_n = F_y * t_w * (5k + l_b)$$

$$\phi R_n = 2530 * 1,1 * (5 * 4,6 + 2,95) = 72218,9 \text{ Kgf.}$$

Aplastamiento local del alma.

$$R_n = 0,8 * t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E * F_y * t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0,8 * 1,1^2 \left[1 + 3 \left(\frac{2,95}{39} \right) * \left(\frac{1,1}{1,9} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{2100000 * 2530 * 1,9}{1,1}}$$

$$\phi R_n = 76500,6 \text{ Kgf}$$

Pandeo del alma comprimida

$$Rn = \frac{24 * tw^3 \sqrt{E * Fy}}{hcol}$$

$$Rn = \frac{24 * 1,1^3 \sqrt{2100000 * 2530}}{2,98}$$

$$\varphi Rn = 70321,1 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima en la zona de la conexión = 51374,8 Kgf.

Condición "a":

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 b_{f.viga} t_{f.viga} \frac{R_{y.viga} F_{y.viga}}{R_{y.col} F_{y.col}}}$$

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 * 16 * 1,15 * \frac{1,5 * 2530}{1,5 * 2530}} = 57,55 \text{ mm}$$

$$t_{f.col} = 19 \text{ mm}$$

$$19 < 57,55$$

Condición "b":

$$t_{f.col} \geq \frac{b_{f.viga}}{6}$$

$$t_{f.col} \geq \frac{160}{6} = 26,66$$

$$19 < 26,66$$

$$\Sigma \varphi Min Rn < \Sigma Ffu$$

Se requieren planchas de continuidad!

Espesor de las planchas de continuidad

Resistencia Requerida en Planchas de Continuidad:

$$R_r = \sum (F_{fu} - \phi \text{Min } R_n)$$

$$R_r = 97048,2 \text{ Kgf.}$$

Disposición de planchas de continuidad

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte superior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.s}$) = 352 mm

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte inferior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.i}$) = 357,1 mm

El ancho de cada plancha de continuidad será entre 39,5 y 144,5mm = 140 mm

El espesor de las planchas de continuidad debe ser mayor o igual a 11,5 se adoptara un espesor de 13mm.

Se adoptara un clip de 38,2 mm.

Verificación de la capacidad resistente de las planchas de continuidad a las solicitaciones impuestas.

Con el espesor seleccionado se calcula el área de la plancha = 37,83 cm²

Área requerida de la sección transversal de las planchas:

$$A_{cp} = \frac{\sum (F_{fu} - \phi \text{Min } R_n) / 0.9}{0.9 F_y} - 25 t_{wc}^2$$

$$A_{cp} = \frac{\sum \frac{97048,2}{0,9}}{0,9 * 2530} - 25 * 1,1^2 = 17,11 \text{ cm}^2$$

$$37,83 > 17,11 \quad \text{OK}$$

Revisión de Pandeo Local en Plancha de Continuidad

$$\frac{bs}{tc} < 0,56 \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0,5}$$

$$\frac{140}{13} < 0,56 \left(\frac{2100000}{2530} \right)^{0,5}$$

$$10,76 < 16,1$$

OK

4.1.3.2. Procedimiento con el instrumento de cálculo.

(Ver documento adjunto)

4.1.4. Conexión de ala emperrada (BFP).

Se establece la configuración del sistema y las propiedades del acero.

- ✓ Columna: perfil HEB 500
- ✓ Viga derecha: perfil HEB 300
- ✓ Acero A36 { $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Longitud entre centro de columnas = 8 m
- ✓ Perfiles laminados en caliente
- ✓ Configuración 4

4.1.4.1. Procedimiento tradicional de cálculo.

- 1) Cálculo del momento máximo probable en la viga (M_{pr})

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$C_{pr} = 1,20 ; R_y = 1,5 ; Z_x = 1790,5 \text{ cm}^3$$

$$M_{pr} = 1,20 * 1,5 * 2530 * 1850 = 81538 \text{ Kg.m}$$

- 2) Calculo del diámetro de perno máximo para evitar la ruptura frágil del ala de la viga.

$$dp \leq \frac{bfviga}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) - 3mm$$

$$\frac{30}{2} \left(1 - \frac{1,5 * 2530}{1,20 * 4080} \right) - 0,3 = 3,07 \text{ cm} \approx 1 \frac{1}{8}''$$

$$dp = 1 \frac{1}{8}''$$

Se utilizaran pernos de A490. $F_{nv} = 4220 \text{ Kg/cm}^2$; $F_{nt} = 7940 \text{ Kg/cm}^2$

- 3) Predimensionamiento de la plancha para la conexión de las vigas en las alas.

Se establecen valores preliminares.

Espesor: 50mm

Ancho: 300

Acero A36 : $F_{up} = 4080 \text{ Kg/cm}^2$

4) Cálculo de la resistencia nominal a corte de los pernos

a) $r_n = 1 * F_{nv} * A_b$

$$r_n = 1 * 4220 * \frac{3,14 * (1,125 * 2,54)^2}{4} = 27062,9 \text{ Kgf}$$

b) $r_n = 2,4 * F_{uviga} * d_b * t_{viga}$

$$r_n = 2,4 * 4080 * 2,86 * 1,9 = 53163,2 \text{ Kgf}$$

c) $r_n = 2,4 * F_{up} * d_b * t_p$

$$r_n = 2,4 * 4080 * 2,86 * 5 = 139903,2 \text{ Kgf}$$

$$r_{nmin} = 27062,9 \text{ Kgf}$$

5) Estimación del número de pernos requeridos

$$n \geq \frac{1,25 * Mpr}{\phi n * r_n * (d + tp)}$$

$$\frac{1,25 * 84249}{0,90 * 27062,9 * (0,33 + 0,05)} = 11,38 \approx 12$$

6) Ubicación de la rótula plástica

$$Sh = S1 + s (n/2 - 1)$$

$$Sh = 45 + 90 (12/2 - 1)$$

$$Sh = 495 \text{ mm}$$

7) Cálculo del corte total en la rótula plástica

$$V_T = V_m + V_g$$

$$L_h = L_i - 2S_h - d_{col}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$L_h = 8 - 2 * 0,495 * 0,5 = 6,51 \text{ m}$$

$$V_m = 2 * Mpr / L_h$$

$$V_m = 2 * 84249 / 6,51 = 25050 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 25050 + 8000 = 33050 \text{ Kgf.}$$

8) Revisión por corte en vigas

$$h_d/t_{wd} = \frac{208}{11} = 18,9 \text{ mm} < 260 \quad \Rightarrow kv = 5$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

$$A_w = h_{viga} * t_{wviga} = 208 * 11 = 22,9 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n = 0,6 * 2530 * 22,9 * 1 = 34731,8 \text{ Kgf}$$

$$34731,8 > 33050$$

$$\phi V_n > V_T \quad \text{OK!}$$

9) Cálculo del momento máximo probable en la cara de la columna

$$M_f = M_{pr} + V_T * S_h$$

$$M_f = 81538 + 33050 * 0,495 = 97897,8 \text{ Kgf.m}$$

10) Cálculo de la carga concentrada en la cara de la columna

$$F_{fu} = M_f / (d_{viga} + t_p)$$

Debido a la reversibilidad del sismo se presenta dos casos de cargas concentradas.

CASO 1

$$M_{pr} = 8158 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 25050 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 33050 \text{ Kgf}$$

$$M_f = 81538 + 33050 * 0,495 = 97897,8 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fu} = 97897,8 / (0,3 + 0,05) = 279708 \text{ Kgf}$$

CASO 2

$$M_{pr} = 81538 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -25050 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -17050 \text{ Kgf}$$

$$M_f = 89977,8 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fu} = 89977,8 / (0,3 + 0,05) = 257079 \text{ Kgf}$$

$$F_{fu} = 279708 \text{ Kgf}$$

11) Confirmación de la cantidad de pernos en la plancha de ala.

$$n \geq \frac{Ffu}{\phi n * rn}$$
$$\frac{279708}{0,9 * 27062,9} = 11,48 \approx 12$$

12) Confirmación del espesor de la plancha

$$tp \leq \frac{Ffu}{\phi d * Fy * bp}$$
$$tp \leq \frac{279708}{1 * 2530 * 30} = 3,69 \text{ cm} = 36,9 \text{ mm OK}$$

13) Verificación de la resistencia a tracción de la plancha de ala.

a) Falla por cedencia del área gruesa

$$\phi Rn = Fy * Ag$$
$$\phi Rn = 0,9 * 2530 * 150 = 341550 \text{ Kgf}$$

b) Falla por ruptura del área efectiva

$$\phi Rn = Fu * Ae$$
$$\phi Rn = 0,75 * 118,425 * 4080 = 362380,5 \text{ Kgf}$$

$$\phi Rn > Ffu (279708 \text{ Kgf}) \text{ OK}$$

14) Revisión de la resistencia al aplastamiento y desgarramiento en la plancha de ala de la viga.

$$\phi Rn = \phi n * n * rn$$

$$Lc = s - (db + 0,3)$$

$$Le = s - (db + 0,3)/2$$

Plancha de ala ubicada a la derecha del nodo

a) Resistencia al aplastamiento:

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_p * F_u = 2,4 * (2,9 + 0,3) * 5 * 4080 = 154591,2 \text{ Kgf}$$

b) Resistencia al desgarramiento por pernos internos

$$Lc = 9 - (2,9 + 0,3) = 5,8 \text{ cm}$$

$$r_{ni} = 1,2 * Lc * t_p * F_u = 1,2 * 5,8 * 5 * 4080 = 143024,4 \text{ Kgf}$$

c) Resistencia al desgarramiento por pernos externos

$$Le = 9 - (2,9 + 0,3) / 2 = 7,4 \text{ cm}$$

$$r_{no} = 1,2 * Le * t_p * F_u = 1,2 * 7,4 * 5 * 4080 = 181672,2 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima por pernos internos = 143024.4 Kgf

Resistencia mínima por pernos externos = 154591,2 Kgf

$$\phi Rn = 0,9 * 10 * 143024,4 + 2 * 154591,2$$

$$\phi Rn = 1565483,8 \text{ Kgf}$$

$$Ffu (279708 \text{ Kgf}) < \phi Rn (1565483,8) \text{ OK}$$

Ala de la viga ubicada a la derecha del nodo

a) Resistencia al aplastamiento:

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_{fviga} * F_u = 2,4 * (2,9 + 0,3) * 1,9 * 4080 = 58744,7 \text{ Kgf}$$

b) Resistencia al desgarramiento por pernos internos

$$Lc = 9 - (2,9 + 0,3) = 5,8 \text{ cm}$$

$$r_{ni} = 1,2 * Lc * t_{fviga} * F_u = 1,2 * 5,8 * 1,9 * 4080 = 54349,3 \text{ Kgf}$$

c) Resistencia al desgarramiento por pernos externos

$$Le = 9 - (2,9 + 0,3) / 2 = 7,4 \text{ cm}$$

$$r_{no} = 1,2 * Le * t_{fviga} * F_u = 1,2 * 7,4 * 1,9 * 4080 = 69035 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima por pernos internos = 54349 Kgf

Resistencia mínima por pernos externos = 58744,7 Kgf

$$\phi Rn = 594884 \text{ Kgf}$$

$$Ffu (279708 \text{ Kgf}) < \phi Rn (594884) \text{ OK}$$

15) Revisión de la resistencia ante bloque cortante en la plancha de ala y en el ala de la viga.

En la plancha de alma se deberán revisar los siguientes modos de falla

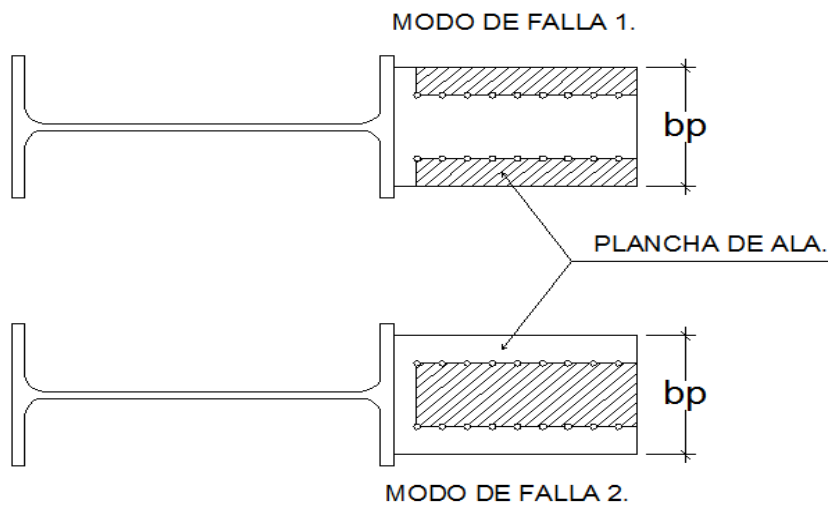


Fig. 37. Modos de falla en el alma

En el ala de la viga el único modo de falla será el siguiente:

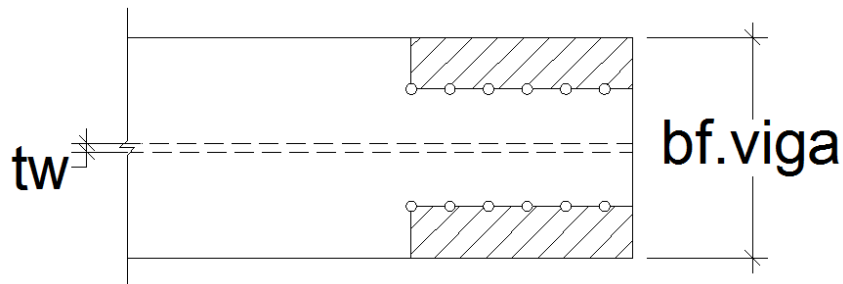


Fig. 38. Modos de falla en el ala

a) $\phi Rn = \phi * 0,6 * Fu * Anv + \phi * Fu * Ant$

b) $\phi Rn = \phi * 0,6 * Fu * Agv + \phi * Fu * Ant$

$$\phi = 0,75$$

Verificación de la resistencia ante bloque de corte de la plancha de ala.

Modo de falla 1

$$A_{gv} = 800 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 530,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 43,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Caso a: } \phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 * 530,2 + 0,75 * 4080 * 43,3$$

$$\phi R_n = 1238767 \text{ Kgf}$$

$$\text{Caso b: } \phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 * 800 + 0,75 * 4080 * 43,3$$

$$\phi R_n = 1413811 \text{ Kgf}$$

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

Modo de falla 2

$$A_{gv} = 800 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 530,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 60,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Caso a: } \phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 * 530,2 + 0,75 * 4080 * 60,8$$

$$\phi R_n = 1298748 \text{ Kgf}$$

$$\text{Caso b: } \phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 * 800 + 0,75 * 4080 * 60,8$$

$$\phi R_n = 1473792 \text{ Kgf}$$

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

Verificación de la resistencia ante bloque de corte del ala de la viga.

$$A_{gv} = 304 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 201,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 23,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Caso a: } \phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 * 201,5 + 0,75 * 4080 * 23,1$$

$$\phi R_n = 454747,8 \text{ Kgf}$$

$$\text{Caso b: } \phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 * 304 + 0,75 * 4080 * 23,1$$

$$\phi R_n = 430942 \text{ Kgf}$$

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

16) Verificación de la resistencia a compresión de la plancha de ala.

Resistencia minorada

$$\emptyset R_n = \emptyset F_{cr} * b_p * t_p$$

$$r = 1,44 \text{ cm}$$

$$KL/r = 4,053$$

$$F_{cr} = 2527,9 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\emptyset R_n = 0,90 * 2527,9 * 30 * 5 = 341263,5 \text{ Kgf}$$

$$F_{fu} = 279708 \text{ Kgf}$$

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

17) Soldadura de la plancha de ala a la columna

La plancha de ala se conectará a la columna a través de soldadura de penetración completa. En caso de requerir respaldo, se deberá retirar luego. La pasada de raiz deberá ser resanada y reforzada. Dicha soldadura será considerada de demanda crítica.

18) Diseño de la plancha de corte

a) Cedencia por corte en la plancha

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_y * A_g$$

b) Rotura por corte en la plancha

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_u * A_n$$

$$A_n = t_{pc} * (h_{pc} - d_a)$$

c) Aplastamiento y desgarramiento

$$\emptyset_n R_n = \emptyset_n * n * r_n$$

d) Aplastamiento en el alma de la viga

$$\emptyset_n R_n = \emptyset_n * n * r_n$$

e) Bloque cortante en la plancha

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_u * A_{nv} + \emptyset * F_u * A_{nt}$$

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_y * A_{gv} + \emptyset * F_u * A_{nt}$$

f) Soldadura de penetración a través de filetes

Selección de pernos, planchas de corte y parámetros geométricos

Se establecerá tentativamente:

Acero de pernos = A490

Diámetro de pernos = 7/8"

Acero de la plancha = A36

Espesor de plancha = 16 mm

Ancho de plancha = 80 mm

Altura de plancha = 230 mm

Sep. entre pernos = 70 mm

Dist. Centro de perno-extremo de plancha = 90 mm

$$n \geq \frac{Vt}{\phi Fnv * Ap}$$
$$\frac{33050}{0,9 * 4220 * \left(\frac{\pi * (0,875 * 2,54)^2}{4}\right)} = 2,3 \approx 3 \text{ pernos}$$

a) $\phi R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_g$

$A_g = \text{altura de plancha} * \text{espesor de plancha} = 23 * 1,6 = 36,8 \text{ cm}^2$

$\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 36,8 * 2530 = 50276 \text{ Kgf}$

$\phi R_n > V_T \quad \text{OK}$

b) $\phi R_n = \phi * 0,6 * F_u * A_n$

$A_n = 24,87 \text{ cm}^2$

$\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 4080 * 24,87 = 54798 \text{ Kgf}$

$\phi R_n > V_T \quad \text{OK}$

c) Aplastamiento y desgarramiento en la plancha

Resistencia al aplastamiento

$r_{np} = 2,4 * d_a * t_p * F_u = 2,4 * 2,485 * 1,6 * 4080 = 38933 \text{ Kgf}$

Resistencia al desgarramiento por pernos internos

$$r_{ni} = 1,2 * S_{ep,pernos} * t_p * F_u = 1,2 * 7 * 1,6 * 4080 = 54835,2 \text{ Kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos externos

$$r_{no} = 1,2 * \text{Dist. entroperno-extremoplancha} * t_p * F_u = 1,2 * 9 * 1,9 * 4080 = 70502 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima por pernos internos: 38933 Kgf

Resistencia mínima por pernos externos: 38933 Kgf

$$\emptyset_n R_n = 105119 \text{ Kgf}$$

$$V_T (33050) < \emptyset_n R_n (105119) \quad \text{OK}$$

d) Aplastamiento en el alma de la viga

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_{fviga} * F_u = 2,4 * 2,523 * 1,9 * 4080 = 46233 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset_n R_n = 0,9 * r_{np} * n = 0,90 * 46233 * 3 = 124829 \text{ Kgf}$$

$$V_T (33050) < \emptyset_n R_n (124829) \quad \text{OK}$$

e) Bloque cortante en la plancha

$$A_{gv} = \text{Dist. perno-extremoplancha} + (\text{Sep. pernos} * (n-1)) * t_p$$

$$A_{gv} = 36,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (n - 0,5) * d_a * t_p =$$

$$A_{nv} = 36,8 - 2,5 * (2,52) * (1,9) = 26,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = [\text{Ancho}_{plancha} / 2 - (d_a / 2)] * t_p$$

$$A_{nt} = [8 / 2 - 2,52 / 2] * 1,6 = 4,4 \text{ cm}^2$$

Caso a:

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_u * A_{nv} + \emptyset * F_u * A_{nt}$$

$$\emptyset R_n = 0,9 * 0,6 * 4080 * 26,86 + 0,9 * 4080 * 4,4 = 75379 \text{ Kgf}$$

Caso b:

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_y * A_{gv} + \emptyset * F_u * A_{nt}$$

$$\emptyset R_n = 0,9 * 0,6 * 2530 * 36,8 + 0,9 * 4080 * 4,4 = 66477 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset R_n > V_T \quad \text{OK}$$

f) Diseño de la soldadura de la plancha de corte a la columna

Para la unión de la plancha de corte con la columna se empleará una soldadura de penetración completa, soldadura de penetración parcial en ambas caras o soldadura de filete en ambas caras. Dicha soldadura será considerada de demanda crítica y se recomienda su inspección con ensayos no destructivos.

19) Relación de momentos en el nodo.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Estudio en la parte superior de la columna:

$$N_u = 120000 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 4679,42 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 239 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup}^* = Z_x^*(F_y - N_u/A_g) = [4679,42 *(2530 - 120000/239)]/100 = 94894 \text{ Kgf.m}$$

Estudio en la parte interior de la columna:

$$N_u = 145000 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2530 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 4679,42 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 239 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcinf}^* = Z_x^*(F_y - N_u/A_g) = [4679,42 *(2530 - 145000/239)]/100 = 89999,5 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{pc}^* = 184894 \text{ Kgf.m}$$

Estudio de la viga:

Viga derecha:

$$V_T = 33050 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 495,0 \text{ mm}$$

$$d_{col}/2 = 250 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,5$$

$$Z_x = 1850 \text{ cm}^3$$

$$M_{pb}^* = 1.1 * R_y * F_y * Z_x + V_t \left(Sh + \frac{d_{col}}{2} \right)$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * 1,5 * 2530 * 1850 + 33050 (49,5 + 25) = 99365,5 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{pb}^* = 99365,5 \text{ Kgf.m}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{184894}{99365,5} = 1,86 > 1 \quad \text{OK}$$

20) Revisión del corte en la zona del panel

Resistencia a corte en la columna en la zona del panel

Para esta revisión se considerarán los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico.

$$N_{ucol\sup} = 120000 \text{ Kgf}$$

$$N_{ucol\inf} = 145000 \text{ Kgf}$$

$$L_{prom} = 3400 \text{ mm}$$

$$N_u = \frac{120000 + 145000}{2} = 132500 \text{ Kgf}$$

$$N_y = F_{y\text{col}} * \text{area}_{col} = 2530 * 239 = 604670 \text{ Kgf}$$

$$d_c = 500 \text{ mm}$$

$$t_f = 28 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$d_{viga} = 300 \text{ mm}$$

$$t_w = 14,5 \text{ mm}$$

$$0,75N_y = 453502,5 \text{ Kgf} > 100000 \text{ Kgf} = N_u$$

$$R_v = 0.6 \times F_y \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3b_f \times t_f^2}{d_{viga} \times d_c \times t_w} \right)$$

$$\phi R_v = 0,6 * 2530 * 50 * 1,45 * \left(1 + \frac{3*30*2,8^2}{33*50*1,45} \right) = 145758,6 \text{ Kgf}$$

21) Determinación de fuerzas concentradas en la columna.

$$F_{fu} = 279708 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 33050 \text{ Kgf}$$

$$M_{pb}^* = 99365,5 \text{ Kgf.m}$$

Corte en la zona del panel por efecto de la acción sísmica:

$$V_{col} = \sum M_{pb}^* / (L_{prom} + d_{viga}) = 242270 \text{ Kgf}$$

$$V_n = F_{fu} - V_{col} = 279708 - 242270 = 255438 \text{ Kgf}$$

Diseño de refuerzo en la zona del panel

Debido a que $\phi R_v (145758,6) < V_n (255438)$ Se requiere refuerzo en el alma de la columna.

Resistencia requerida del refuerzo:

$$R_r = V_n - \phi R_v = 255438 - 145758,6 = 109679 \text{ Kgf}$$

Espesor total requerido del refuerzo:

$$t_{dp.req} = \frac{R_r}{0.6 F_{ypl} d_{col}} - \frac{3b_{f.col} t_{f.col}^2}{d_{viga} d_{col}}$$

$$t_{dp.req} = \frac{109679}{0,6*2530*50} - \frac{3*30*2,8^2}{33*50} = 0,97 \text{ cm} = 9,7 \text{ mm}$$

Se utilizaran planchas adosadas y unidas a las alas de la columna con soldadura de penetración completa.

Espesor mínimo de planchas adosadas:

$$t \geq \frac{(dc - 2 * t_{fcol}) + (db - 2 * t_{fviga})}{90}$$

$$t \geq \frac{(500 - 2 * 28) + (330 - 2 * 19)}{90}$$

$$t \geq 7,8 \text{ mm}$$

Dimensiones de la plancha de refuerzo

Alto = 490 mm

Ancho = 390 mm

Espesor = 5 mm

Espesor utilizado = 8mm

22) Diseño de planchas de continuidad

Resistencia de la columna ante cargas concentradas

Flexión local de las alas.

$$R_t = 6,25 * t_f^2 * F_y$$

$$\phi R_t = 0,9 * 2,8^2 * 6,25 * 2530 = 111573 \text{ Kgf.}$$

Cedencia local del alma.

$$R_n = F_y * t_w * (5k + l_b)$$

$$\phi R_n = 2530 * 1,45 * (5 * 5,5 + 5) = 119226,3 \text{ Kgf.}$$

Aplastamiento local del alma.

$$R_n = 0.8 \times t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{lb}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E \times F_y \times t_f}{t_w}}$$

$$Rn = 0,8 * 1,45^2 \left[1 + 3 \left(\frac{5}{50} \right) * \left(\frac{1,45}{2,8} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{2100000 * 2530 * 2,8}{1,45}}$$

$$\phi Rn = 142062,1 \text{ Kgf}$$

Pandeo del alma comprimida

$$Rn = \frac{24 * tw^3 \sqrt{E * Fy}}{hcol}$$

$$Rn = \frac{24 * 1,45^3 \sqrt{2100000 * 2530}}{39}$$

$$\phi Rn = 123073,1 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima en la zona de la conexión = 111573 Kgf.

Condición "a":

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1.8 b_{f.viga} t_{f.viga} \frac{R_{y.viga} F_{y.viga}}{R_{y.col} F_{y.col}}}$$

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 * 30 * 1,9 * \frac{1,5 * 2530}{1,5 * 2530}} = 101,3 \text{ mm}$$

$$t_{f.col} = 28 \text{ mm}$$

$$28 < 101,3$$

Condición "b":

$$t_{f.col} \geq \frac{b_{f.viga}}{6}$$

$$t_{f.col} \geq \frac{300}{6} = 50 \text{ mm}$$

$$28 < 50$$

$$\sum \phi Min R_n < \sum F_{fu}$$

Se requieren planchas de continuidad!

Espesor de las planchas de continuidad

Resistencia Requerida en Planchas de Continuidad:

$$R_r = \sum (F_{fu} - \phi Min R_n)$$

$$R_r = 168135 \text{ Kgf.}$$

Disposición de planchas de continuidad

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte superior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.s}$) = 444 mm

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte inferior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.i}$) = 444 mm

El ancho de cada plancha de continuidad será entre 92,75 y 142,75 mm = 142 mm

El espesor de las planchas de continuidad debe ser mayor o igual a 25 se adoptara un espesor de 25 mm.

Se adoptara un clip de 38,2 mm.

Acero de la plancha de continuidad A36

Verificación de la capacidad resistente de las planchas de continuidad a las solicitaciones impuestas.

Con el espesor seleccionado se calcula el área de la plancha = 74,63 cm²

Área requerida de la sección transversal de las planchas:

$$A_{cp} = \frac{\sum (F_{fu} - \phi Min R_n) / 0.9}{0.9 F_y} - 25 t_{wc}^2$$

$$A_{cp} = 29,48 \text{ cm}^2$$

$$73,63 > 29,48 \text{ OK}$$

Revisión de Pandeo Local en Plancha de Continuidad

$$\frac{bs}{tc} < 0,56 \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5}$$

$$\frac{140}{25} < 0,56 \left(\frac{2100000}{2530}\right)^{0,5}$$

$$5,7 < 16,1$$

OK

4.1.4.2. Procedimiento con el instrumento de cálculo.

(Ver documento adjunto)

4.1.5. Conexión de soporte Kaiser empernado (KBB-W)

Se establece la configuración del sistema y las propiedades del acero.

- ✓ Columna: perfil W30x391
- ✓ Viga derecha: perfil IPE 550
- ✓ Acero A572 Gr.50 { $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Longitud entre centro de columnas = 7 m
- ✓ Perfiles laminados en caliente
- ✓ Configuración 3

4.1.5.1. Procedimiento tradicional de cálculo.

- 1) Cálculo del momento máximo probable en la viga (M_{pr})

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$C_{pr} = 1,15 ; R_y = 1,1 ; Z_x = 2790 \text{ cm}^3 ; F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{pr} = 1,15 * 1,1 * 3515 * 2790 = 12406430 \text{ Kg.cm} = 124064,3 \text{ Kg.m}$$

- 2) Selección del soporte y pernos a utilizar

Se escoge el soporte W2.1 según la norma AISC 358-10

$$L_{bb} = 457 \text{ mm}$$

$$h_{bb} = 222 \text{ mm}$$

$$b_{bb} = 241 \text{ mm}$$

$$g = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Diam.} = 38 \text{ mm}$$

$$N_{cb} = 4 \text{ pernos}$$

$$\text{Acero de los pernos A490 } \{ F_{nv} = 4220 \text{ Kg/cm}^2 ; F_{nt} = 7940 \text{ Kg/cm}^2$$

- 3) Cálculo del corte total en la rótula plástica

$$V_T = V_M + V_g$$

$$V_g = 8000 \text{ kgf}$$

$$L_h = 6,93 \text{ m}$$

$$V_M = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} = \frac{2 * 124064,3}{6,93} = 35804 \text{ kgf}$$

$$V_T = 35804 + 8000 = 43852,8 \text{ Kgf}$$

4) Relación Demanda capacidad en corte en la rotula plástica

Corte a capacidad a la izquierda del nodo

$$\phi V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

$$h/t_w = \frac{467,6}{11,1} = 42,13 \text{ mm} < 260 \quad \Leftrightarrow \quad k_v = 5$$

$$A_w = h * t_w = 46,76 * 1,11 = 51,9 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0,6 * 3515 * 51,9 * 1 = 109457,1 \text{ kgf}$$

$$V_n (109457,1) > V_T (43852,8) \quad \text{OK!}$$

5) Momento máximo probable en la cara de la columna

$$M_F = M_{pr} + V_T * S_h$$

$$M_F = 124064,3 + 43852,8 * 0,457$$

$$M_F = 144905 \text{ Kgf.m}$$

6) Revisión de la resistencia a tracción de los pernos

$$r_{ut} = \frac{M_f}{def_f * ncb}$$

$$r_{ut} = \frac{144905}{(0,550 + 0,222 * 4)} = 46648 \text{ Kgf}$$

$$\phi d * F_{nt} * A_b = 0,9 * 7940 * 11,4 * 4 = 325883$$

$$r_{ut} < \phi d * F_{nt} * A_b$$

OK

7) Revisión del ancho del ala de la columna para evitar la ruptura por tracción

$$bf_{col} \geq \frac{2(db + 3mm)}{\left(1 - \frac{R_y F_{ycol}}{R_t F_{ucol}}\right)}$$

$$bf_{col} \geq \frac{2(3,8 + 0,3)}{\left(1 - \frac{1,1 * 3515}{1,1 * 4570}\right)}$$

$$bf_{col} (396mm) \geq 356,1 mm \quad OK$$

8) Revisión del espesor del ala de la columna para evitar el efecto de apalancamiento

$$tf_{col} \geq \sqrt{\frac{4,44 rut b'}{\phi d * p * F_y}}$$

$$tf_{col} \geq \sqrt{\frac{4,44 * 46648 * 23,9}{0,9 * 12,7 * 3515}}$$

$$tf_{col} \geq 33,3 mm$$

$$tf_{col} (62 mm) \geq 33,3 mm \quad OK$$

9) Revisión de la soldadura del soporte a las alas de la viga.

E70XX

$$\frac{M_f}{\phi n F_w * d_{eff} * I_w * (0,707w)} < 1$$

$$\frac{144905}{2657 * 77,23 * 53,64 * (0,707 * 2,22)} = 0,85 < 1 \quad OK$$

10) Diseño de la plancha de corte

a) Cedencia por corte en la plancha

$$\phi R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_g$$

b) Rotura por corte en la plancha

$$\phi R_n = \phi * 0,6 * F_u * A_n$$

$$A_n = t_{pc} * (h_{pc} - d_a)$$

c) Aplastamiento y desgarramiento

$$\phi R_n = \phi n r_n$$

d) Aplastamiento en el alma de la viga

$$\phi R_n = \phi n r_n$$

e) Bloque cortante en la plancha

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv} + \phi F_u A_{nt}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_{gv} + \phi F_u A_{nt}$$

Selección de pernos, planchas de corte y parámetros geométricos

Se establecerá tentativamente:

Acero de pernos = A490

Diámetro de pernos = 3/4"

Acero de la plancha = A36

Espesor de plancha = 13 mm

Ancho de plancha = 60 mm

Altura de plancha = 310 mm

Sep. entre pernos = 60 mm

Dist. Centro de perno-extremo de plancha = 35 mm

$$n \geq \frac{V_t}{\phi F_{nv} * A_p}$$
$$\frac{49852,8}{0,9 * 4220 * \left(\frac{\pi * (0,75 * 2,54)^2}{4} \right)} = 4,6 \approx 5 \text{ pernos}$$

a) $\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$

$$A_g = \text{altura de plancha} * \text{espesor de plancha} = 31 * 1,3 = 40,3 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 40,3 * 2530 = 55057,86 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n (55057,86) > V_T (49852,8) \quad \text{OK}$$

b) $\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_n$

$$A_n = 26,43$$

$$\emptyset R_n = 0,9 * 0,6 * 4080 * 26,43 = 38189 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset R_n > V_T \quad \text{OK}$$

c) Aplastamiento y desgarramiento en la plancha

Resistencia al aplastamiento

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_p * F_u = 2,4 * 2,205 * 1,3 * 4080 = 27114 \text{ Kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos internos

$$r_{ni} = 1,2 * S_{ep,pernos} * t_p * F_u = 1,2 * 6 * 1,3 * 4080 = 38188,8 \text{ Kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos externos

$$r_{no} = 1,2 * \text{Dist. entroperno-extremoplancha} * t_p * F_u = 1,2 * 3,5 * 1,3 * 4080 = 22276,8 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima por pernos internos: 27114 Kgf

Resistencia mínima por pernos externos: 22276,8 Kgf

$$\emptyset_n R_n = 0,9 * [(5-1) * 27114 + 22276,8] = 117659,7 \text{ Kgf}$$

$$V_T (49852,8) < \emptyset_n R_n (117659,7) \quad \text{OK}$$

d) Aplastamiento en el alma de la viga

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_{fviga} * F_u = 2,4 * 2,2 * 1,72 * 4570 = 40182,4 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset_n R_n = 0,9 * r_{np} * n = 0,90 * 40182,4 * 5 = 180820,6 \text{ Kgf}$$

$$V_T (49852,8) < \emptyset_n R_n (180820,6) \quad \text{OK}$$

e) Bloque cortante en la plancha

$$A_{gv} = \text{Dist. perno-extremoplancha} + (\text{Sep. pernos} * (n-1)) * t_p$$

$$A_{gv} = 3,5 + 6 * 4 * 1,3 = 35,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (n - 0,5) * d_a * t_p =$$

$$A_{nv} = 35,7 - 4,5 * 2,2 * (1,3) = 23,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = [\text{Ancho}_{plancha} / 2 - (d_a / 2)] * t_p$$

$$A_{nt} = [6 / 2 - 2,2 / 2] * 1,3 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Caso a:

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_u * A_{nv} + \emptyset * F_u * A_{nt}$$

$$\emptyset R_n = 0,9 * 0,6 * 4080 * 23,29 + 0,9 * 4080 * 2,5 = 60548,3 \text{ Kgf}$$

Caso b:

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_y * A_{gv} + \emptyset * F_u * A_{nt}$$

$$\emptyset R_n = 0,9 * 0,6 * 2530 * 35,7 + 0,9 * 4080 * 2,5 = 58078,6 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset R_n > V_T \quad \text{OK}$$

11) Relación de momentos en el nodo.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Estudio en la parte interior de la columna:

$$N_u = 10000 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 3515 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 23800 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 743 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup}^* = Z_x * (F_y - N_u / A_g) = [23800 * (3515 - 10000 / 743)] / 100 = 833366,8 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{pc}^* = 833366,8 \text{ Kgf.m}$$

Viga derecha:

$$V_{Td} = 43812 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 457,2 \text{ mm}$$

$$d_{col} / 2 = 421,5 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,1$$

$$Z_x = 2790 \text{ cm}^3$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * R_y * F_y * Z_x + V_t \left(Sh + \frac{d_{col}}{2} \right)$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * 1.1 * 3515 * 2790 + 43812(4,572 + 42,15) = 157160 \text{ kgf.m}$$

$$\sum M_{pb}^* = 157160 \text{ Kgf.m}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{833366,8}{157160} = 5,3 > 1 \quad OK$$

12) Revisión del corte en la zona del panel

Resistencia a corte en la columna en la zona del panel

Para esta revisión no se considerarán los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico.

$$L_{prom} = 3000 \text{ mm}$$

$$N_u = 10000 \text{ Kgf}$$

$$N_y = F_{ycol} * \text{area}_{col} = 3515 * 743 = 2611645 \text{ Kgf}$$

$$d_c = 843 \text{ mm}$$

$$t_f = 62 \text{ mm}$$

$$b_f = 396 \text{ mm}$$

$$d_{viga} = 550 \text{ mm}$$

$$t_w = 34,5 \text{ mm}$$

$$0,4N_y = 1044658 \text{ Kgf} > 10000 \text{ Kgf} = N_u$$

$$R_v = 0,6 * F_y * d_c * t_w$$

$$\phi R_v = 0,6 * 1 * 3515 * 84,3 * 3,45 = 613371 \text{ Kgf}$$

13) Determinación de fuerzas concentradas en la columna.

$$F_{fu} = M_f / (d_{viga} - t_{fviga})$$

Debido a la reversibilidad del sismo se presentan dos posibles casos de cargas concentradas.

Caso 1

Viga del lado derecha de la columna:

$$M_{pr} = 124064,3 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 41852,8 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 43812 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 144095 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 144095 / (0,55 - 0,062) = 270450 \text{ Kgf.}$$

Caso 2

Viga del lado derecha de la columna:

$$M_{pr} = 124064,3 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -41852,8 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -27812 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 144095 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 144095 / (0,55 - 0,062) = 270450 \text{ Kgf.}$$

Corte en la zona del panel por efecto de la acción sísmica:

$$V_{col} = \sum M_{pb}^* / (L_{prom} + d_{viga}) = 45792 \text{ Kgf}$$

$$V_n = F_{fu} - V_{col} = 270450 - 45792 = 224657 \text{ Kgf}$$

Diseño de refuerzo en la zona del panel

Debido a que $\phi R_v (613371) > V_n (224657)$ No se requiere refuerzo en el alma de la columna.

14) Diseño de rigidizadores o planchas de continuidad.

Resistencia de la columna ante cargas concentradas

Flexión local de las alas.

$$R_t = 6,25 * t_f^2 * F_y$$

$$\phi R_t = 0,9 * 6,25 * 6,25 * 3515 = 760030,9 \text{ Kgf.}$$

Cedencia local del alma.

$$Rn = Fy * t_w * (2,5k + l_b)$$

$$\phi Rn = 3515 * 3,45 * (2,5 * 6,2 + 4,12) = 237926 \text{ Kgf.}$$

Aplastamiento local del alma.

$$Lb/d = 41,2/843 = 0,04$$

$$Rn = 0,4 * t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{lb}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E * Fy * t_f}{t_w}}$$

$$Rn = 0,4 * 3,45^2 \left[1 + 3 \left(\frac{4,12}{84,3} \right) * \left(\frac{3,45}{6,2} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{2100000 * 3515 * 6,2}{3,45}}$$

$$\phi Rn = 436290,9 \text{ Kgf}$$

Pandeo del alma comprimida

$$Rn = \frac{12 * t_w^3 \sqrt{E * Fy}}{h_{col}}$$

$$Rn = \frac{12 * 3,45^3 \sqrt{2100000 * 2515}}{71,9}$$

$$\phi Rn = 529937,3 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima en la zona de la conexión = 237926 Kgf.

Condición “a”:

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1.8 b_{f.viga} t_{f.viga} \frac{R_{y.viga} F_{y.viga}}{R_{y.col} F_{y.col}}}$$

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 * 21 * 1,72 * \frac{1,1 * 3515}{1,1 * 3615}} = 8,06 \text{ cm} = 80,6 \text{ mm}$$

$$t_{f.col} = 62 \text{ mm}$$

$$62 < 80,6$$

Condición “b”:

$$t_{f.col} \geq \frac{b_{f.viga}}{6}$$

$$t_{f.col} \geq \frac{210}{6} = 35 \text{ mm}$$

$$62 > 35$$

$$\sum \phi Min Rn < \sum Ffu$$

Se requieren planchas de continuidad!

Espesor de las planchas de continuidad

Resistencia Requerida en Planchas de Continuidad:

$$R_r = \sum (F_{fu} - \phi Min Rn)$$

$$R_r = 275632,6 - 237926 = 32522 \text{ Kgf.}$$

Disposición de planchas de continuidad

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte superior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.s}$) = 719 mm

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte inferior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.i}$) = 719 mm

El ancho de cada plancha de continuidad será entre 52,75 y 180,75 mm = 180 mm

El espesor de las planchas de continuidad debe ser mayor o igual a 13,125 se adoptara un espesor de 16 mm.

Acero de la plancha de continuidad A36

Verificación de la capacidad resistente de las planchas de continuidad a las solicitaciones impuestas.

Con el espesor seleccionado se calcula el área de la plancha = 63,12 cm²

Área requerida de la sección transversal de las planchas: 0

Revisión de Pandeo Local en Plancha de Continuidad

$$\frac{bs}{tc} < 0,56 \left(\frac{E}{Fy} \right)^{0,5}$$

$$\frac{180}{16} < 0,56 \left(\frac{2100000}{2530} \right)^{0,5}$$

$$11,25 < 16,1$$

OK

4.1.5.2. Procedimiento con el instrumento de cálculo.

(Ver documento adjunto)

4.1.6. Conexión de plancha extrema emperrada con rigidizador (8ES).

Se establece la configuración del sistema y las propiedades del acero.

- ✓ Columna: perfil HEB 600
- ✓ Viga izquierda: perfil IPE 500
- ✓ Viga derecha: perfil IPE 500
- ✓ Acero A992 { $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Longitud entre centro de columnas = 8 m
- ✓ Perfiles laminados en caliente
- ✓ Configuración 1

4.1.6.1. Procedimiento tradicional de cálculo.

- 1) Selección de parámetros preliminares.

Nota los valores sin subíndice i o d se toman para ambos lados de la columna.

$$a = c = d = 50 \text{ mm}$$

$$b = e = 90 \text{ mm}$$

$$f = 60 \text{ mm}$$

$$g = 130 \text{ mm}$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$t_p = 38 \text{ mm}$$

$$h_r = a + b + c = 190 \text{ mm}$$

$$h_1 = d_{\text{viga}} - t_{\text{fviga}}/2 + c + b = 500 - 16 / 2 + 50 + 90 = 632 \text{ mm}$$

$$h_2 = d_{\text{viga}} - t_{\text{fviga}}/2 + c = 500 - 16 / 2 + 50 = 542 \text{ mm}$$

$$h_3 = d_{\text{viga}} - 1,5 * t_{\text{fviga}} - d = 500 - 1,5 * 16 - 50 = 426 \text{ mm}$$

$$h_4 = d_{\text{viga}} - 1,5 * t_{\text{fviga}} - d - e = 500 - 1,5 * 16 - 50 - 90 = 336 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{h_4}{\tan \theta} = \frac{336}{\tan 30^\circ} = 329,1 \text{ mm}$$

$$S_h = L_r + t_p = 329,1 + 38 = 367,1 \text{ mm}$$

- 2) Cálculo del momento máximo probable en la viga (M_{pr})

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$C_{pr} = 1,15$$

$$M_{pr} = 1,15 * 1,1 * 3515 * 2190 = 97377,8 \text{ kgf.m}$$

3) Cálculo del corte en la rótula plástica

$$V_T = V_M + V_g$$

$$V_g = 12000 \text{ kgf}$$

$$L_h = L_i - 2S_h - d_{col}/1000 = (8000 - 2*367,1 - 600)/1000 = 6,67 \text{ m}$$

$$V_M = \frac{2 * M_{pri}}{L_h} = \frac{2 * 97377,8}{6,67} = 29218,9 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 29218,9 + 12000 = 41218,9 \text{ Kgf}$$

4) Relación demanda-capacidad por corte en la rótula plástica.

$$\phi V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

$$h/t_w = \frac{426}{10,2} = 41,76 \text{ mm} < 260 \quad \Leftrightarrow \quad k_v = 5$$

$$A_w = h * t_w = 426 * 10,2 = 43,5 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$\phi V_n = 0,6 * 3515 * 43,5 * 1 = 91640,3 \text{ Kgf}$$

$$\phi V_n > V_T \quad \text{OK!}$$

5) Momento máximo probable en la cara de la columna

$$M_F = M_{pr} + V_T * S_h$$

$$M_F = 97383,8 + 41218,9 * 0,367$$

$$M_F = 112514,8 \text{ Kgf.m}$$

6) Cálculo del diámetro de los pernos

$$d = \sqrt{\left[\frac{2 * M_F}{\phi_d * \pi * F_{nt} * (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)} \right]} = \sqrt{\left[\frac{2 * 112514,8}{0,90 * \pi * 7940 * (63,2 + 54,2 + 42,6 + 33,6)} \right]} = 2,28 \text{ cm} \approx 1''$$

$$\text{Para un perno A-490} \quad \Leftrightarrow \quad F_{nt} = 7940 \text{ kg/cm}^3$$

$$\phi_n = 0,90$$

7) Cálculo de espesor requerido de la plancha extrema

$$t_{req} = \sqrt{[1,11 * M_F / \phi_d * F_y * Y_p]}$$

$$\phi_d = 1$$

$$s = 86,5 \text{ mm}$$

a = 50 mm

Caso 1 a < s

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{2a} \right) + h_2 \left(\frac{1}{c} \right) + h_3 \left(\frac{1}{d} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \\ + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(a + \frac{e}{4} \right) + h_2 \left(c + \frac{3b}{4} \right) + h_3 \left(d + \frac{b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3b}{4} \right) + b^2 \right] + g$$

$Y_p = 6536,5$ mm

$$t_{req} = \sqrt{[1.11 * M_F / \phi_d * F_y * Y_p]} = \sqrt{[1.11 * 112514,8 * 100 / 0,9 * 2530 * 653,65]} = 31,7 \text{ mm}$$

Se utilizará plancha de 38 mm

8) Selección del espesor del rigidizador.

$$tr \geq tw_{viga} \sqrt{\frac{F_{yviga}}{F_{yrig}}}$$

$$t_r = 10,2 \sqrt{\frac{3515}{2530}} = 12 \text{ mm}$$

Se adopta un espesor de 13mm

Verificación de pandeo local: (igual para ambos lados)

$$\frac{hr}{tr} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{yrig}}} \\ \frac{190}{13} \leq 0,56 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} \\ 14,61 \leq 16,13 \quad \text{OK}$$

9) Revisión de la resistencia por corte de los pernos

$$\Phi_n R_n = \phi_n * n_b * F_{nv} * A_p$$

$$V_T \leq \phi_n * R_n$$

$$\varphi_d = 0,9$$

$$\Phi_n R_{ni} = 0,9 * 8 * 4220 * (\pi * (2,54)^2 / 4) = 153958 \text{ kgf}$$

$$41218,9 \leq 153958 \text{ OK}$$

10) Revisión de aplastamiento y desgarramiento en la plancha extrema

$$\Phi_n R_n = \varphi_n * n_i * r_{ni} + \varphi_n * n_o * r_{no}$$

$$V_T \leq \Phi_n R_n$$

$$n_i = 4$$

$$n_o = 4$$

$$t_p = 38 \text{ mm}$$

$$F_u = 4080 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d_b = 2,5 \text{ cm}$$

$$L_c = b - d_a = 9 - 2,8 = 6,2 \text{ cm}$$

$$L_e = a - d_a / 2 = 5 - 1,4 = 3,6 \text{ cm}$$

$$\Phi_n = 0,9$$

Resistencia al aplastamiento:

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_p * F_u = 2,4 * 2,8 * 3,8 * 4080 = 105675,3 \text{ kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos internos:

$$r_{ni} = 1,2 * L_c * t_p * F_u$$

$$r_{ni} = 1,2 * 6,2 * 3,8 * 4080 = 114605,6 \text{ kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos externos:

$$r_{no} = 1,2 * L_e * t_p * F_u$$

$$r_{no} = 1,2 * 3,6 * 3,8 * 4080 = 66605,2 \text{ kgf}$$

Resistencia mínima de pernos internos: 105675,3 kgf

Resistencia mínima de pernos externos: 66605,2 kgf

$$\Phi_n R_n = \varphi_n * n_i * r_{ni} + \varphi_n * n_o * r_{no}$$

$$\Phi_n R_n = 0,90 * 2 * 105675,3 + 0,90 * 2 * 66605,2 = 620209,6 \text{ kgf}$$

$$V_T = 41218,9 \text{ kgf}$$

$$V_T \leq \Phi_n R_n$$

$$41218,9 \leq 620209,6 \quad \text{OK}$$

11) Revisión del aplastamiento en las alas de la columna

Ala de la columna

$$n_i = 4$$

$$n_o = 4$$

$$t_{\text{fcol}} = 30 \text{ mm}$$

$$F_u = 4570 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d_b = 2,5 \text{ cm}$$

$$r_{\text{np}} = 2,4 * d_a * t_{\text{fcol}} * F_u = 2,4 * 2,8 * 3 * 4570 = 93447,4 \text{ Kgf}$$

$$\phi_n * R_n = \phi_n * n * r_{\text{np}} = 0,9 * 8 * 93447,4 = 672821 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 41218,9 \text{ kgf}$$

$$V_T \leq \Phi_n R_n$$

$$41218,9 \leq 672821 \quad \text{OK}$$

12) Diseño de la soldadura de las alas de la viga a la plancha extrema.

Para la unión de la viga con la plancha extrema se empleará una soldadura de penetración completa sin respaldo. La raíz de esta soldadura debe estar en la parte interior del ala, es decir del lado donde se encuentra el alma.

Adicionalmente en el interior del ala se empleará una soldadura de filete de 8mm.

Dichas soldaduras son de demanda crítica.

Los agujeros de acceso no estarán permitidos.

13) Diseño de la soldadura del alma de la viga a la plancha extrema.

Para la unión del alma de la viga a la plancha extrema se empleará soldadura de penetración completa o soldadura de filete. En el caso de emplear soldadura filete,

deberá ser capaz de desarrollar toda la resistencia del alma de la viga en tracción y estará comprendida entre la cara interna del ala y 150 mm medidos después de la última fila de pernos. En todo caso la soldadura será considerada de demanda crítica y se recomienda la inspección con ensayos no destructivos.

14) Revisión de la cedencia a flexión de las alas de la columna

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1,11 Mf}{\phi d * Fy * Yc}}$$

Ala izquierda de la columna = Ala derecha de la columna:

$$Mf = 112514,8 \text{ kgf.m}$$

$$Fy = 3515 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = 86,5 \text{ mm}$$

$$d = 50 \text{ mm}$$

$$b_p = 225 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 30 \text{ mm}$$

Para el cálculo de Y_c se utiliza la siguiente fórmula ya que es una columna con rigidizadores:

$$Y_c = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{c} \right) + h_3 \left(\frac{1}{d} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{b}{4} \right) + h_2 \left(c + \frac{3b}{4} \right) + h_3 \left(d + \frac{b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3b}{4} \right) + b^2 \right] + g$$

$$Y_c = 7002,4 \text{ mm}$$

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1,11 * Mf}{\phi d * Fy * Yc}}$$

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1,11 * 112514,8}{0,9 * 3515 * 7002,4}}$$

$$t_{fc} \geq 23,7 \text{ mm}$$

$t_{fc} > 23,7 \text{ mm} \Rightarrow$ No se necesita colocar una plancha adosada a las alas.

15) Relación de momentos en la Junta

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Estudio en la parte superior de la columna = Estudio en la parte interior de la columna

$$N_u = 95000 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 3515 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 6259,95 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 270 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup}^* = Z_x \cdot (F_y - N_u/A_g) = [6259,95 \cdot (3515 - 95000/270)]/100 = 198911,5 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{pc}^* = 396023 \text{ Kgf.m}$$

Estudio de las vigas:

Viga izquierda = Viga derecha

$$V_T = 41218,9 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 0,367 \text{ m}$$

$$d_{col}/2 = 300 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,1$$

$$Z_x = 2190 \text{ cm}^3$$

$$M_{pb}^* = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_x + V_T \left(Sh + \frac{d_{col}}{2} \right)$$

$$M_{pb}^* = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 3515 \cdot 2190 + 41218,9(36,7 + 30) = 120640,7 \text{ kgf. M}$$

$$\sum M_{pb}^* = 241281,4 \text{ Kgf.m}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{396023}{241281,4} = 1,64 > 1 \quad \text{OK}$$

16) Revisión del corte en la zona del panel

Resistencia a corte en la columna en la zona del panel

Para esta revisión se considerarán los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico.

$$N_{ucol\sup} = N_{ucol\inf} = 95000 \text{ Kgf}$$

$$L_{prom} = 3000 \text{ mm}$$

$$N_u = 95000 \text{ Kgf}$$

$$N_y = F_{ycol} \cdot \text{area}_{col} = 3515 \cdot 270 = 949050 \text{ Kgf}$$

$$d_c = 600 \text{ mm}$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$d_{viga} = 500 \text{ mm}$$

$$t_w = 15,5 \text{ mm}$$

$$0,75N_y = 711787,5 \text{ Kgf} > 95000 \text{ Kgf} = N_u$$

$$R_v = 0,6 \times F_y \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3b_f \times t_f^2}{d_{viga} \times d_c \times t_w} \right)$$

$$\phi R_v = 0,6 \times 3515 \times 60 \times 1,55 \times \left(1 + \frac{3 \cdot 30 \cdot 3^2}{50 \cdot 60 \cdot 1,55} \right) = 230303 \text{ Kgf}$$

Determinación de fuerzas concentradas en la columna.

$$F_{fu} = M_f / (d_{viga} - t_{fviga})$$

Debido a la reversibilidad del sismo se presentan dos posibles casos de cargas concentradas.

Caso 1

Viga del lado izquierdo de la columna

$$\begin{aligned}M_{pr} &= 97383,8 \text{ Kgf.m} \\V_g &= 12000 \text{ Kgf} \\V_m &= -29218,9 \text{ Kgf} \\V_T &= -17218,9 \text{ Kgf} \\M_{fi} &= 103704,7 \text{ Kgf.m} \\F_{fui} &= 103704,7 / (50 - 1,6) = 214265,9 \text{ Kgf.}\end{aligned}$$

Viga del lado derecha de la columna:

$$\begin{aligned}M_{pr} &= 97383,8 \text{ Kgf.m} \\V_g &= 12000 \text{ Kgf} \\V_m &= 29218,9 \text{ Kgf} \\V_T &= 41218,9 \text{ Kgf} \\M_{fd} &= 112514,8 \text{ Kgf.m} \\F_{fud} &= 112514,8 / (50 - 1,6) = 232468,7 \text{ Kgf.}\end{aligned}$$

Caso 2

Viga del lado izquierdo de la columna:

$$\begin{aligned}M_{pr} &= 97383,8 \text{ Kgf.m} \\V_g &= 12000 \text{ Kgf} \\V_m &= 29218,9 \text{ Kgf} \\V_T &= 41218,9 \text{ Kgf} \\M_{fd} &= 112514,8 \text{ Kgf.m} \\F_{fud} &= 112514,8 / (50 - 1,6) = 232468,7 \text{ Kgf.}\end{aligned}$$

Viga del lado derecha de la columna:

$$\begin{aligned}M_{pr} &= 97383,8 \text{ Kgf.m} \\V_g &= 12000 \text{ Kgf} \\V_m &= -29218,9 \text{ Kgf} \\V_T &= -17218,9 \text{ Kgf} \\M_{fi} &= 103704,7 \text{ Kgf.m} \\F_{fui} &= 103704,7 / (50 - 1,6) = 214265,9 \text{ Kgf.}\end{aligned}$$

Resultados:

	Ffui	Ffud	Ffui + Ffud
Caso 1	214265,9	232468,7	446734,6
Caso 2	232468,7	214265,9	446734,6

Corte en la zona del panel por efecto de la acción sísmica:

$$V_{col} = \sum M_{pbd} / (L_{prom} + d_{viga}) = 155986,3 \text{ Kgf}$$

$$V_n = (F_{fui} + F_{fud}) - V_{col} = 446734,6 - 155986,3 = 290743,3 \text{ Kgf}$$

Diseño de refuerzo en la zona del panel

Debido a que $\phi R_v (207272,5) < V_n (290743,3)$ Se requiere refuerzo en el alma de la columna.

Resistencia requerida del refuerzo:

$$R_r = V_n - \phi R_v = 290743,3 - 230303 = 60445,5 \text{ Kgf}$$

Espesor total requerido del refuerzo:

$$t_{dp.req} = \frac{R_r}{0.6 F_y p_l d_{col}} - \frac{3 b_{f.col} t_{f.col}^2}{d_{viga} d_{col}}$$

$$t_{dp.req} = \frac{60445,5}{0,6 * 2530 * 50} - \frac{3 * 30 * 2,8^2}{45 * 50} = 3,9 \text{ mm}$$

17) Espesor mínimo de planchas adosadas:

$$t \geq \frac{(dc - 2 * t_{fcol}) + (db - 2 * t_{fviga})}{90}$$

$$t \geq \frac{(600 - 2 * 30) + (500 - 2 * 16)}{90}$$

$$t \geq 11,2 \text{ mm}$$

Dimensiones de la plancha de refuerzo:

$$\text{Alto} = d_{\text{viga}} + 60 = 500 + 60 = 560 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho} = d_{\text{col}} - 2 \cdot k_{\text{col}} = 600 - 2 \cdot 57 = 486 \text{ mm}$$

Espesor de la plancha:

Dos planchas de 6mm

18) Diseño de las planchas de continuidad

Resistencia de la columna ante cargas concentradas

Flexión local de las alas.

$$R_t = 6,25 \cdot t_f^2 \cdot F_y$$

$$\phi R_t = 0,9 \cdot 6,25 \cdot 3^2 \cdot 3515 = 177946,9 \text{ Kgf.}$$

Cedencia local del alma.

$$R_n = F_y \cdot t_w \cdot (6k + l_b + 2t_p)$$

$$\phi R_n = 3515 \cdot 1,55 \cdot (6 \cdot 5,7 + 3,7 + 2 \cdot 3,8) = 247895,4 \text{ Kgf.}$$

Aplastamiento local del alma.

$$R_n = 0,8 \times t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E \times F_y \times t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0,8 \times 1,55^2 \left[1 + 3 \left(\frac{3,7}{60} \right) \cdot \left(\frac{1,55}{3} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{2100000 \cdot 3515 \cdot 3}{1,55}}$$

$$R_n = 184136,3 \text{ Kgf}$$

Pandeo del alma comprimida

$$Rn = \frac{24 * tw^3 \sqrt{E * Fy}}{hcol}$$

$$Rn = \frac{24 * 1,55^3 \sqrt{2100000 * 3515}}{48,6}$$

$$\phi Rn = 142195,2 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima en la zona de la conexión = 142195,2 Kgf.

Condición "a":

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1.8 b_{f.viga} t_{f.viga} \frac{R_{y.viga} F_{y.viga}}{R_{y.col} F_{y.col}}}$$

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 * 20 * 1,6 * \frac{1,1 * 3515}{1,1 * 3515}} = 75,9 \text{ mm}$$

$$t_{f.col} = 28 \text{ mm}$$

Condición "b":

$$t_{f.col} \geq \frac{b_{f.viga}}{6}$$

$$t_{f.col} \geq \frac{200}{6} = 33,3$$

$$\Sigma \phi Min Rn < \Sigma Ffu$$

Se requieren planchas de continuidad!

Espesor de las planchas de continuidad

Resistencia Requerida en Planchas de Continuidad:

$$R_r = \sum(F_{fu} - \phi \text{Min } R_n)$$

$$R_r = 162344,2 \text{ Kgf.}$$

Disposición de planchas de continuidad

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte superior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.s}$) = 540 mm

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte inferior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.i}$) = 540 mm

El ancho de cada plancha de continuidad será entre 58,92mm y 142,25mm=142 mm

El espesor de las planchas de continuidad debe ser mayor o igual a 16 se adoptara un espesor de 16mm.

Se adoptara un clip de 38,2 mm.

Verificación de la capacidad resistente de las planchas de continuidad a las sollicitaciones impuestas.

Con el espesor seleccionado se calcula el área de la plancha = 47,92 cm²

Área requerida de la sección transversal de las planchas:

$$A_{cp} = \frac{\sum (F_{fu} - \phi \text{Min } R_n) / 0.9}{0.9 F_y} - 25 t_{wc}^2$$

$$A_{cp} = \frac{162344,2/0,9}{0,9 * 2530} - 25 * 1,55^2 = 0$$

$$47,92 > 0 \quad \text{OK}$$

Revisión de Pandeo Local en Plancha de Continuidad

$$\frac{bs}{tc} < 0,56 \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5}$$

$$\frac{142}{16} < 0,56 \left(\frac{2100000}{2530}\right)^{0,5}$$

$$8,9 < 16,1$$

OK

4.1.6.2. Procedimiento con el instrumento de cálculo.

4.1.7. Conexión de soporte Kaiser empernado (KBB-B)

Se establece la configuración del sistema y las propiedades del acero.

- ✓ Columna: perfil W40x431
- ✓ Viga izquierda: perfil W14x109
- ✓ Viga derecha: perfil W14x132
- ✓ Acero de la columna A992 { $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Acero de las vigas A36 { $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Longitud entre centro de columnas = 8 m
- ✓ Perfiles laminados en caliente
- ✓ Configuración 1

4.1.7.1. Procedimiento tradicional de cálculo.

- 1) Cálculo del momento máximo probable en la viga (M_{pr})

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$C_{pri} = 1,2 ; R_{yi} = 1,5 ; Z_{xi} = 3140 \text{ cm}^3 ; F_{yi} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{pri} = 1,2 * 1,5 * 3140 * 2530 = 14299560 \text{ Kg.cm} = 142995,6 \text{ Kg.m}$$

$$C_{prd} = 1,2 ; R_{yd} = 1,5 ; Z_{xd} = 3840 \text{ cm}^3 ; F_{yd} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{prd} = 1,2 * 1,5 * 3840 * 2530 = 174873600 \text{ Kg.cm} = 174873,6 \text{ Kg.m}$$

- 2) Selección del soporte y pernos a utilizar

Se escoge el soporte B1 según la norma AISC 358-10 igual para el lado derecho y para el lado izquierdo

$$L_{bb} = 648 \text{ mm}$$

$$h_{bb} = 305 \text{ mm}$$

$$b_{bb} = 254 \text{ mm}$$

$$g = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Diam.col} = 38 \text{ mm}$$

$$\text{Diam.viga} = 29 \text{ mm}$$

$$n_{cb} = 6 \text{ pernos}$$

$$n_{bb} = 12 \text{ pernos}$$

Acero de los pernos A490 { $F_{nv} = 4220 \text{ Kgf/cm}^2$; $F_{nt} = 7940 \text{ Kgf/cm}^2$

3) Calculo del corte total en la rótula plástica

$$V_T = V_M + V_g$$

$$V_g = 8000 \text{ kgf}$$

$$L_i = L_d = 8 \text{ m}$$

$$L_{hi} = L_{hd} = 7,75 \text{ m}$$

$$V_{Mi} = \frac{2 \cdot M_{pri}}{L_h} = \frac{2 \cdot 142995,6}{7,75} = 36889,7 \text{ kgf}$$

$$V_{Ti} = 36889,7 + 8000 = 44889,7 \text{ Kgf}$$

$$V_{Md} = \frac{2 \cdot M_{prd}}{L_h} = \frac{2 \cdot 174873,6}{7,75} = 45113,5 \text{ kgf}$$

$$V_{Td} = 45113,5 + 8000 = 53113,5 \text{ Kgf}$$

4) Relación Demanda capacidad en corte en la rotula plástica

Corte a capacidad a la izquierda del nodo

$$\phi V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$h/t_w = \frac{290,4}{13,3} = 21,83 < 260 \quad \Rightarrow \quad k_v = 5$$

$$A_{wi} = h \cdot t_w = 290,4 \cdot 13,3 = 38,62 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$\phi V_{ni} = 0,6 \cdot 2530 \cdot 38,62 \cdot 1 = 58630 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n (44889,71) < V_T (58630) \quad \text{OK!}$$

Corte a capacidad de la viga del lado derecho del nodo

$$\phi V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$h/t_w = \frac{289,6}{16,4} = 17,66 < 260 \quad \Rightarrow \quad k_v = 5$$

$$A_{wd} = h \cdot t_w = 289,6 \cdot 16,4 = 47,5 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$\phi V_{nd} = 0,6 \cdot 2530 \cdot 47,5 \cdot 1 = 72096,5 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n (72096,5) > V_T (53113,54) \quad \text{OK!}$$

5) Momento máximo probable en la cara de la columna

$$M_F = M_{pr} + V_T * S_h$$

$$M_{Fi} = 142995,6 + 44889,7 * 0,648$$

$$M_{Fi} = 172070,7 \text{ Kgf.m}$$

$$M_{Fd} = 174873,6 + 53113,5 * 0,648$$

$$M_{Fd} = 209275,2 \text{ Kgf.m}$$

6) Revisión de la resistencia a tracción de los pernos

$$rut = \frac{M_f}{def_f * ncb}$$

Lado izquierdo:

$$ruti = \frac{172070,7}{(0,7357 * 6)} = 38982,2 \text{ Kgf}$$

$$\varnothing d * F_{nti} * A_{bi} = 0,9 * 7940 * 11,4 * 6 = 488825,8 \text{ Kgf}$$

$$r_{uti} < \varnothing d * F_{nti} * A_{bi} \text{ OK}$$

Lado derecho:

$$rutd = \frac{209275,2}{(0,7445 * 6)} = 46850,4 \text{ Kgf}$$

$$\varnothing d * F_{ntd} * A_{bd} = 0,9 * 7940 * 11,4 * 6 = 488825,8 \text{ Kgf}$$

$$r_{uti} < \varnothing d * F_{ntd} * A_{bd} \text{ OK}$$

7) Revisión del ancho del ala de la columna para evitar la ruptura por tracción

$$b_{fcol} \geq \frac{2(db + 3mm)}{\left(1 - \frac{R_y F_{ycol}}{R_t F_{ucol}}\right)}$$

Lado izquierdo:

$$b_{fcoli} \geq \frac{2(3,8 + 0,3)}{\left(1 - \frac{1,1 * 3515}{1,1 * 4570}\right)}$$

$$b_{fcoli} (412mm) \geq 356,1 mm \quad OK$$

Lado derecho:

$$b_{fcol d} \geq \frac{2(3,8 + 0,3)}{\left(1 - \frac{1,1 * 3515}{1,1 * 4570}\right)}$$

$$b_{fcol d} (412mm) \geq 356,1 mm \quad OK$$

8) Revisión del espesor del ala de la columna para evitar el efecto de apalancamiento

$$t_{fcol} \geq \sqrt{\frac{4,44 \text{ rut } b'}{\phi d * p * F_y}}$$

Lado izquierdo:

$$t_{fcoli} \geq \sqrt{\frac{4,44 * 38982,2 * 1,01}{0,9 * 8,9 * 3515}}$$

$$t_{fcoli} \geq 59,9 mm$$

$$t_{fcol} (59,9 mm) \geq 23,6 mm \quad OK$$

Lado derecho:

$$t_{fcol d} \geq \sqrt{\frac{4,44 * 38982,2 * 1,01}{0,9 * 8,9 * 3515}}$$

$$t_{fcol} \geq 59,9 mm$$

$$t_{fcol} (59,9 mm) \geq 25,9 mm \quad OK$$

9) Revision del ancho del ala de la viga para evitar la ruptura

$$bfviga \geq \frac{2(db + 1mm)}{1 - \frac{RyFy}{RtFu}}$$

Lado izquierdo:

$$bfviga \geq \frac{2(3,8 + 0,1)}{1 - \frac{1,5 * 2530}{1,2 * 4080}}$$

$$bfviga = 347,7 \text{ mm}$$

$$bfviga (371 \text{ mm}) \geq 347,7 \text{ mm}$$

Lado derecho:

$$bfviga \geq \frac{2(3,8 + 0,1)}{1 - \frac{1,5 * 2530}{1,2 * 4080}}$$

$$bfviga = 347,7 \text{ mm}$$

$$bfviga (374 \text{ mm}) \geq 347,7 \text{ mm}$$

10) Revision de la resistencia a corte de los pernos del ala

$$\frac{Mf}{\phi n * Fnv * Ab * deff * nbb} < 1,0$$

Lado izquierda:

$$\frac{172070,7}{0,9 * 4220 * 6,4 * 753,7 * 12} = 0,8$$

$$0,8 < 1 \text{ OK}$$

Lado derecho:

$$\frac{209275,2}{0,9 * 4220 * 6,4 * 744,5 * 12} = 0,96$$

$$0,96 < 1 \text{ OK}$$

11) Revisión de la resistencia ante bloque cortante en el ala de la viga

a) $\phi R_n = \phi * 0,6 * F_u * A_{nv} + \phi * F_u * A_{nt}$

b) $\phi R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_{gv} + \phi * F_u * A_{nt}$

Lado izquierdo:

a) $\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 4080 * 321 + 0,9 * 4080 * 23,9 = 794916,5 \text{ Kgf}$

b) $\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 2530 * 397,6 + 0,9 * 4080 * 23,9 = 630899,2 \text{ Kgf}$

Lado derecho:

a) $\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 4080 * 385,8 + 0,9 * 4080 * 29,1 = 956801,5 \text{ Kgf}$

b) $\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 2530 * 477,9 + 0,9 * 4080 * 29,1 = 759679,7 \text{ Kgf}$

15) Diseño de la plancha de corte

a) Cedencia por corte en la plancha

$$\phi R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_g$$

b) Rotura por corte en la plancha

$$\phi R_n = \phi * 0,6 * F_u * A_n$$

$$A_n = t_{pc} * (h_{pc} - d_a)$$

c) Aplastamiento y desgarramiento

$$\phi_n R_n = \phi_n * n * r_n$$

d) Aplastamiento en el alma de la viga

$$\phi_n R_n = \phi_n * n * r_n$$

e) Bloque cortante en la plancha

$$\phi R_n = \phi * 0,6 * F_u * A_{nv} + \phi * F_u * A_{nt}$$

$$\phi R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_{gv} + \phi * F_u * A_{nt}$$

Selección de pernos, planchas de corte y parámetros geométricos

Se establecerá tentativamente para ambos lados:

Acero de pernos = A490

Diámetro de pernos = 1"

Acero de la plancha = A992

Espesor de plancha = 19 mm

Ancho de plancha = 80 mm

Altura de plancha = 250 mm

Sep. entre pernos = 75 mm

Dist. Centro de perno-extremo de plancha = 50 mm

$$n \geq \frac{Vt}{\phi Fnv * Ap}$$

Lado izquierdo:

$$\frac{44889,7}{0,9 * 4220 * \left(\frac{\pi * (1 * 2,54)^2}{4}\right)} = 2,3 \approx 3 \text{ pernos}$$

Lado derecho:

$$\frac{53113,5}{0,9 * 4220 * \left(\frac{\pi * (1 * 2,54)^2}{4}\right)} = 2,8 \approx 3 \text{ pernos}$$

a) $\phi R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_g$

Lado izquierdo = Lado derecho

$$A_g = \text{altura de plancha} * \text{espesor de plancha} = 1,9 * 25 = 47,5 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 47,5 * 2530 = 90159,8 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n (90159,8) > V_T (44889,7) \quad \text{OK}$$

b) $\phi R_n = \phi * 0,6 * F_u * A_n$

Lado izquierdo = Lado derecho

$$\emptyset R_n = 0,9 * 0,6 * 4570 * 31,31 = 77271,8 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset R_n > V_T \quad \text{OK}$$

c) Aplastamiento y desgarramiento en la plancha

Lado izquierdo = Lado derecho

Resistencia al aplastamiento

$$r_{np} = 2,4 * d_a * t_p * F_u = 59183,3 \text{ Kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos internos

$$r_{ni} = 78147 \text{ Kgf}$$

Resistencia al desgarramiento por pernos externos

$$r_{no} = 52098 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima por pernos internos: 59183,3 Kgf

Resistencia mínima por pernos externos: 52098 Kgf

$$\emptyset_n R_n = 153418,2 \text{ Kgf}$$

$$V_T < \emptyset_n R_n \quad \text{OK}$$

f) Aplastamiento en el alma de la viga

Lado izquierdo:

$$r_{np} = 60624,2 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset_n R_n = 0,9 * r_{np} * n = 0,90 * 60624,2 * 3 = 163685,4 \text{ Kgf}$$

$$V_T < \emptyset_n R_n \quad \text{OK}$$

Lado derecho:

$$r_{np} = 72860,3 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset_n R_n = 0,9 * r_{np} * n = 0,90 * 72860,3 * 3 = 196722,8 \text{ Kgf}$$

$$V_T < \emptyset_n R_n \quad \text{OK}$$

g) Bloque cortante en la plancha

Lado derecho = Lado izquierdo

$$A_{gv} = \text{Dist. perno-extremoplancha} + (\text{Sep. pernos} * (n-1)) * t_p$$

$$A_{gv} = 38 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (n - 0,5) * d_a * t_p =$$

$$A_{nv} = 24,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = [\text{Ancho}_{\text{plancha}}/2 - (d_a/2)] * t_p$$

$$A_{nt} = 4,9 \text{ cm}^2$$

Caso a:

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_u * A_{nv} + \emptyset * F_u * A_{nt}$$

$$\emptyset R_n = 80647,7 \text{ Kgf}$$

Caso b:

$$\emptyset R_n = \emptyset * 0,6 * F_y * A_{gv} + \emptyset * F_u * A_{nt}$$

$$\emptyset R_n = 92289,7 \text{ Kgf}$$

$$\emptyset R_n > V_T \quad \text{OK}$$

16) Relación de momentos en el nodo.

$$\frac{\sum M_{pc} *}{\sum M_{pb} *} > 1$$

Estudio en la parte superior de la columna:

$$N_u = 90000 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 3515 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 32100 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 818 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup}^* = Z_x * (F_y - N_u/A_g) = [32100 * (3515 - 90000/818)]/100 = 1092997,2 \text{ Kgf.m}$$

Estudio en la parte inferior de la columna:

$$N_u = 100000 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 3515 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$Z_x = 32100 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 818 \text{ cm}^2$$

$$M_{pcsup}^* = Z_x^*(F_y - N_u/A_g) = [32100*(3515 - 100000/818)]/100 = 1089072,9 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{pc}^* = 2182070,1 \text{ Kgf.m}$$

Viga izquierda:

$$V_{Td} = 44889,7 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 647,7 \text{ mm}$$

$$dcol/2 = 524 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,5$$

$$Z_x = 3140 \text{ cm}^3$$

$$M_{pbi}^* = 1.1 * R_y * F_y * Z_x + Vt (Sh + \frac{dcol}{2})$$

$$M_{pbi}^* = 1.1 * 1,5 * 2530 * 3140 + 44889,7 (64,77 + 52,4) = \text{kgf.m}$$

Viga izquierda:

$$V_{Td} = 53113,5 \text{ Kgf}$$

$$Sh = 647,7 \text{ mm}$$

$$dcol/2 = 524 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,5$$

$$Z_x = 3840 \text{ cm}^3$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * R_y * F_y * Z_x + Vt (Sh + \frac{dcol}{2})$$

$$M_{pbd}^* = 1.1 * 1,5 * 2530 * 3840 + 53113,5 (64,77 + 52,4) = 222533,9 \text{ Kgf.m}$$

$$\sum M_{pb}^* = 406210,5 \text{ Kgf.m}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{2182070,1}{406210,5} = 5,37 > 1 \quad OK$$

17) Revisión del corte en la zona del panel

Resistencia a corte en la columna en la zona del panel

Para esta revisión se considerarán los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico.

$$L_{\text{prom}} = 3000 \text{ mm}$$

$$N_{\text{uprom}} = 95000 \text{ Kgf}$$

$$N_y = 2875270 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 3515 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$d_c = 1048 \text{ mm}$$

$$t_f = 59,9 \text{ mm}$$

$$b_f = 412 \text{ mm}$$

$$d_{\text{viga}} = 364 \text{ mm}$$

$$t_w = 34,0 \text{ mm}$$

$$0,4N_y = 1150108 \text{ Kgf} > 100000 \text{ Kgf} = N_u$$

$$\phi R_v = 1008428,1 \text{ Kgf}$$

18) Determinación de fuerzas concentradas en la columna.

$$F_{fu} = M_f / (d_{\text{viga}} - t_{\text{fviga}})$$

Debido a la reversibilidad del sismo se presentan dos posibles casos de cargas concentradas.

Caso 1

Viga del lado izquierdo de la columna:

$$M_{pr} = 142995,6 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -36889,7 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -28889,7 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 172070,7 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 502836,6 \text{ Kgf.}$$

Viga del lado derecho de la columna:

$$M_{pr} = 174873,6 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 45113,5 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 53113,5 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 209275,2 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 605191,5 \text{ Kgf.}$$

Caso 2

Viga del lado izquierdo de la columna:

$$M_{pr} = 142995,6 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = 36889,7 \text{ Kgf}$$

$$V_T = 44889,7 \text{ Kgf}$$

$$M_{fi} = 172070,7 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fui} = 502836,6 \text{ Kgf.}$$

Viga del lado derecho de la columna:

$$M_{pr} = 174873,6 \text{ Kgf.m}$$

$$V_g = 8000 \text{ Kgf}$$

$$V_m = -45113,5 \text{ Kgf}$$

$$V_T = -37113,5 \text{ Kgf}$$

$$M_{fd} = 209275,2 \text{ Kgf.m}$$

$$F_{fud} = 605191,5 \text{ Kgf.}$$

Resultados

	Ffui (Kgf)	Ffud (Kgf)	Ffui + Ffud (Kgf)
Caso 1	502836,6	605191,5	1108028,1
Caso 2	502836,6	605191,5	1108028,1

Corte en la zona del panel por efecto de la acción sísmica:

$$V_{col} = 263422,9 \text{ Kgf}$$

$$V_n = F_{fu} - V_{col} = 1108028,1 - 263422,9 = 844605,2 \text{ Kgf}$$

Diseño de refuerzo en la zona del panel

Debido a que $\phi R_v (552033,9) > V_n (228345,3)$ No se requiere refuerzo en el alma de la columna.

19) Diseño de rigidizadores o planchas de continuidad.

Resistencia de la columna ante cargas concentradas

Flexión local de las alas.

$$R_t = 6,25 * t_f^2 * F_y$$

$$\phi R_t = 0,9 * 6,2^2 * 5,99 * 3515 = 709416,9 \text{ Kgf.}$$

Cedencia local del alma.

$$R_n = F_y * t_w * (5k + l_b)$$

$$\phi R_n = 3515 * 3,4 * (5 * 8,99 + 4,12) = 586435,6 \text{ Kgf.}$$

Aplastamiento local del alma.

$$R_n = 0,4 * t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{lb}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E * F_y * t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0,4 * 3,4^2 \left[1 + 3 \left(\frac{4,12}{104,8} \right) * \left(\frac{3,4}{5,99} \right)^{1,5} \right] * \sqrt{\frac{2100000 * 3515 * 5,99}{3,4}}$$

$$\phi R_n = 830854 \text{ Kgf}$$

Pandeo del alma comprimida

$$R_n = \frac{24 * t_w^3 \sqrt{E * F_y}}{h}$$

$$R_n = \frac{24 * 3,4^3 \sqrt{2100000 * 3515}}{86,82}$$

$$\varphi R_n = 840123,3 \text{ Kgf}$$

Resistencia mínima en la zona de la conexión = 586435,6 Kgf.

Condición "a":

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 b_{f.viga} t_{f.viga} \frac{R_{y.viga} F_{y.viga}}{R_{y.col} F_{y.col}}}$$

$$t_{f.col} \geq \sqrt{1,8 * 37,4 * 2,62 * \frac{1,5 * 2530}{1,1 * 3515}} = 13,16 \text{ cm} = 131,6 \text{ mm}$$

$$t_{f.col} = 59,9 \text{ mm}$$

$$59,9 < 131,6$$

Condición "b":

$$t_{f.col} \geq \frac{b_{f.viga}}{6}$$

$$t_{f.col} \geq \frac{374}{6} = 62,3 \text{ mm}$$

$$59,9 < 62,3$$

$$\Sigma \varphi \text{Min } R_n > \Sigma F_f u$$

Se requieren planchas de continuidad!

Espesor de las planchas de continuidad

Resistencia Requerida en Planchas de Continuidad:

$$R_r = \sum(F_{fu} - \phi \text{Min } R_n)$$

$$R_r = 0 \text{ Kgf.}$$

Disposición de planchas de continuidad

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte superior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.s}$) = 928,2 mm

Se adopta el largo de las planchas de continuidad en la parte inferior de la conexión como la distancia libre entre las alas ($l_{s.i}$) = 928,2mm

El ancho de cada plancha de continuidad será entre 106,67 y 189mm = 189 mm

El espesor de las planchas de continuidad debe ser mayor o igual a 26,2 se adoptara un espesor de 31mm.

Se adoptará un clip de 42,4mm

Acero de la plancha de continuidad A36

Verificación de la capacidad resistente de las planchas de continuidad a las sollicitaciones impuestas.

Con el espesor seleccionado se calcula el área de la plancha = 127,72 cm²

Área requerida de la sección transversal de las planchas: 0

Revisión de Pandeo Local en Plancha de Continuidad

$$\frac{bs}{tc} < 0,56 \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5}$$

$$\frac{189}{31} < 0,56 \left(\frac{2100000}{2530}\right)^{0,5}$$

$$6,1 < 16,1$$

OK

4.1.7.2. Procedimiento con el instrumento de cálculo.

4.2. Cuadros comparativos de conexiones para diferentes configuraciones

Tabla 4.1. Cuadro comparativo de configuración: Viga W30x99 y Columnas W36x230

Perfil de la columna: W36X230

Perfil de la viga: W30X99

Configuración: CONF. 1

Con.	R. M.	Pernos		Planchas Adosadas (mm)			Planchas Continuidad (mm)			Planchas Ala/Extrema (mm)			Plancha Corte (mm)			PESO TOTAL (kgf)	Soldadura.
		#	Diametro	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.		
RBS	1.77	3	5/8"	813	800	0	848	199	19	0	0	0	602	70	10	104	CAMPO
4E	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4ES	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8ES	1.29	16	1 1/8 "	813	800	10	848	199	22	1153	280	50	0	0	0	354	TALLER
WUF	1.48	3	5/8 "	813	800	0	848	199	19	0	0	0	602	70	10	104	CAMPO
BFP	1.13	40	1 "	913	800	0	848	199	50	845	265	50	675	90	16	360	TALLER
		8	7/8 "														

- ✓ Podemos notar que la RBS es buena por la relación de momento, ya que da el nivel más lato, y el peso de la RBS es menor.
- ✓ No existen parámetros ni materiales que resistan las sollicitaciones impuestas a la 4E y la 4ES.
- ✓ En la WUF cumple con todos los requisitos pero requiere soldadura en campo, lo cual constituye una enorme desventaja.
- ✓ La BFP cumple con todos los requisitos, sin embargo, requiere de un gran número de pernos.
- ✓ Para la 8ES existen los pernos, pero es más pesada que WUF y RBS pero no requiere soldadura en campo, lo cual la hace la más viable al momento de construir la conexión.

Tabla 4.2. Cuadro comparativo de configuración: Viga IPE-400 y Columnas HEB-340

Perfil de la columna: HEB-340

Perfil de la viga: IPE-400

Configuración: CONF. 1

Con.	R. M.	Pernos		Planchas Adosadas (mm)			Planchas Continuidad (mm)			Planchas Ala/Extrema (mm)			Plancha Corte (mm)			PESO TOTAL (kgf)	Soldadura.
		#	Diametro	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.		
RBS	1.08	3	5/8"	460	243	7	297	144	16	0	0	0	320	70	10	36	CAMPO
4E	0.77	8	1 1/8 "	460	243	16	297	144	16	620	220	31	0	0	0	83	TALLER
4ES	0.76	8	1 1/8 "	460	243	16	297	144	16	620	220	31	0	0	0	84	TALLER
8ES	0.73	16	7/8 "	460	243	16	297	144	16	770	230	31	0	0	0	99	TALLER
WUF	0.84	3	5/8 "	460	243	16	297	144	16	0	0	0	320	70	10	51	CAMPO
BFP	0.66	48	5/8 "	536	243	13	297	144	50	630	180	38	240	90	16	130	TALLER
		3	7/8 "														

Como podemos ver la mejor opción es la RBS, ya que al ser muy grandes los momentos en las vigas todas las conexiones quedan por fuera de los parámetros preestablecidos en el código. La única conexión que satisface la relación de momento es la RBS, precisamente porque se reduce el momento de la viga.

En este caso es muy importante tener una inspección rigurosa en la soldadura realizada en campo, porque se deja toda la integridad de la estructura en la soldadura de la conexión.

Tabla 4.3. Cuadro comparativo de configuración: Viga IPE-450 y Columnas HEB-450

Perfil de la columna: HEB-450

Perfil de la viga: IPE-450

Configuración: CONF. 1

Con.	R. M.	Pernos		Planchas Adosadas (mm)			Planchas Continuidad (mm)			Planchas Ala/Extrema (mm)			Plancha Corte (mm)			PESO TOTAL (kgf)	Soldadura.
		#	Diametro	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.		
RBS	1.39	3	5/8"	510	344	5	398	144	16	0	0	0	360	70	10	44	CAMPO
4E	1.01	8	1 1/4 "	510	344	13	398	144	16	670	210	38	0	0	0	106	TALLER
4ES	1.01	8	1 1/4 "	510	344	13	398	144	16	670	210	31	0	0	0	100	TALLER
8ES	0.96	16	7/8 "	510	344	13	398	144	16	800	230	31	0	0	0	115	TALLER
WUF	1.10	3	5/8 "	510	344	13	398	144	13	0	0	0	360	70	10	61	CAMPO
BFP	0.84	56	5/8 "	610	344	10	398	144	50	630	180	50	360	90	16	182	TALLER
		3	5/8 "														

Se ve que tiene una configuración similar a la anterior, y si se descarta la soldadura en campo por no tener una excepción apropiada disponible, la solución emperrada más viable es la 4ES o la 4E, ya que los parámetros, como la relación de momento y el número de pernos, se encuentran en un rango aceptable.

Tabla 4.4. Cuadro comparativo de configuración: Viga HEB-340 y Columnas HEB-600

Perfil de la columna: HEB-600

Perfil de la viga: IPE-340

Configuración: CONF. 1

Con.	R. M.	Pernos		Planchas Adosadas (mm)			Planchas Continuidad (mm)			Planchas Ala/Extrema (mm)			Plancha Corte (mm)			PESO TOTAL (kgf)	Soldadura.
		#	Diametro	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.	LAR.	ANC.	ESP.		
RBS	1.82	3	5/8"	400	486	7	540	142	22	0	0	0	272	70	10	76	CAMPO
4E	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4ES	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8ES	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
WUF	1.31	3	5/8 "	400	486	22	540	142	22	0	0	0	272	70	10	122	CAMPO
BFP	1.05	28	1 1/8 "	500	486	16	540	142	50	690	300	50	240	90	16	265	TALLER
		3	5/8 "														

Debido a la configuración existente se requiere de viga de ala ancha, ya que la misma tiene luces muy grandes sin soporte lateral de la viga (la viga requiere de gran radio de giro en el eje menor). Si nuevamente se descarta la soldadura en campo, la única posibilidad de conexión precalificada es la BFP, porque para las conexiones 4ES y la 4E no existen pernos que satisfagan la demanda, y para la 8ES si existen los pernos pero la configuración de los pernos internos requieren de mayor espacio al disponible.

4.3. Analisis de conexiones

En la elaboración de este Trabajo Especial de Grado se evidenciaron varias conclusiones sobre las diferentes conexiones mencionadas a continuación.

✓ **Conexión con Sección de Viga Reducida (RBS)**

Se afirma que en esta conexión se controla la localización de la rótula plástica, la cual se formará dónde se realiza la sección reducida en el perfil.

Esto representa una gran ventaja, ya que si la rótula plástica queda muy alejada de la cara de la columna el momento que incide sobre ella es de mayor magnitud.

Entre los aspectos que podemos mencionar sobre esta conexión tenemos las siguientes afirmaciones:

Ventajas:

- a) Al reducir la sección transversal se reduce el módulo plástico de la sección y por lo tanto el momento máximo probable (momento en la rótula plástica).

- b) Esta conexión mejora la relación de momentos en el nodo pudiendo llegar al punto en que se pueda reducir el tamaño de la columna, siempre y cuando no esté solicitada por gran carga axial.
- c) No se requiere la fabricación de planchas externas, rigidizadores, planchas de ala.

Desventajas:

- a) Se requiere de mano de obra calificada y equipos sofisticados para realizar los cortes de sección reducida.
- b) Los agujeros de acceso tienen una geometría particular que se debe tomar en cuenta al momento de fabricar la conexión.
- c) Requiere soldadura en campo que, frecuentemente, no alcanza la calidad esperada.
- d) Puede causar un impacto visual negativo a los usuarios de la edificación.

Comentario:

A pesar de que se reduce la sección transversal disminuyendo significativamente la resistencia local, no se reduce notablemente la rigidez global de la viga manteniendo los mismos criterios de predimensionamiento.

✓ Conexión de Ala soldada sin reforzar alma soldada (WUF-W)

Al igual que las otras conexiones precalificadas, en ésta se encuentra una serie de ventajas y desventajas que se mencionan a continuación:

Ventaja:

- a) No requiere de planchas adicionales.

Desventajas:

- a) Al igual que la anterior conexión, requiere de soldadura en campo.
- b) La geometría de los agujeros de acceso es muy estricta y requiere de mucha precisión.

✓ Conexión de Plancha extrema empernada (BEEP)

Es la más utilizada en Venezuela por sus ventajas.

Ventajas:

- a) Es la más fácil de ensamblar ya que no requiere de soldaduras en campo.
- b) La rótula plástica queda ubicada cerca de la columna, lo cual conlleva que el momento en la cara de la columna no se vea incrementado notablemente.

Desventajas:

- a) Requiere un proceso de taller mayor a otras conexiones, soldaduras de penetración completa y soldadura de filete.

✓ Conexión de Plancha de Ala Empernada (BFP):

Se incrementa el rendimiento de la conexión cuando el perfil de la viga a conectar es de ala ancha, lo cual admite un diámetro de perno reduciendo el número de pernos empleados.

Ventaja:

- a) Las soldaduras requeridas para esta conexión se realizan en taller.
- b) Esta conexión se considera de rápido ensamblaje.

Desventajas:

- a) En Venezuela comúnmente se emplean perfiles europeos, en su mayoría perfiles IPE para vigas. En su totalidad la serie IPE tiene un ancho de ala máximo de 220mm, admitiendo un diámetro máximo de pernos de 5/8", por esta razón se necesita utilizar una gran cantidad de pernos.
- b) Al utilizar una gran cantidad de pernos la rótula plástica queda muy alejada de la cara de la columna incrementando el momento en ella.
- c) El espesor del ala debe ser adecuado para evitar la formación de bloque cortante en la parte superior e inferior de la viga.

d) El espesor de la plancha del ala, comúnmente, es de mayor dimensiones que el espesor del ala de la viga.

✓ Conexiones con soporte empernada tipo Kaiser (KBB)

Ventaja:

- a) La rótula plástica se ubica cerca de la cara de la columna, lo cual hace que el momento máximo probable utilizado en el diseño no sea de gran valor.
- b) Es de rápido ensamblaje
- c) El trabajo realizado en taller es limitado.

Desventajas:

- a) Se requieren de ancho de alas muy grandes.
- b) Deben ser perfiles con especificaciones estrictas.
- c) Los soportes son de piezas de fundición patentadas que son de difícil acceso en Venezuela.
- d) La columna requiere de grande espesor de ala y de acero de alta resistencia para evitar el efecto de apalancamiento.
- e) Se requiere de ancho de alas grandes para evitar la formación de bloques cortantes.

✓ Factores de minoración de resistencia.

En el diseño de estructuras de acero, en general, los factores de minoración de resistencia para los estados límites dúctiles y no dúctiles son 0.90 y 0.75 respectivamente. En el caso del estudio de las conexiones precalificadas estos factores se incrementan a 1.0 y 0.90.

Esto se debe principalmente a que en los procedimientos de diseño estructural se trabaja con la resistencia nominal de los elementos, es decir, con la tensión cedente mínima especificada y en el cálculo de las conexiones precalificadas se incluyen los factores de sobrerresistencia (R_y) y de resistencia pico en la conexión (C_{pr}) de tal

modo que, la tensión ya no es la mínima especificada sino la tensión esperada. Por lo tanto, si se incluyen estos factores y además se emplean los factores de minoración de resistencia 0.90 y 0.75, el diseño incurre en un rango muy conservador.

✓ Importancia de las conexiones precalificadas.

Cuando se trata de sistemas resistentes a sismos en estructuras de acero podemos encontrar, entre otros, arriostramientos concéntricos, arriostramientos excéntricos, arriostramientos con pandeo restringido y pórticos resistentes a momento. En este último sistema la ductilidad este representada por la incursión en el rango plástico de los elementos fusibles, en este caso, las vigas. La importancia de las conexiones precalificadas radica en la responsabilidad de la integridad estructural. Es decir, estas conexiones deben ser lo suficientemente rígidas para permanecer en el rango elástico mientras que en los elementos fusibles se desarrollan deformaciones plásticas evitando que se presenten fallas frágiles.

✓ Redundancia en las conexiones precalificadas.

En el código AISC 358-10 existen procedimientos de cálculo para cada conexión. Vale destacar que en ocasiones se hallan elementos redundantes. Por ejemplo, con frecuencia se adosan planchas al alma de la columna para reforzar la zona del panel, luego cuando se revisan las resistencias ante cargas concentradas de la columna se considera el espesor del alma sin tomar en cuenta el espesor del refuerzo.

CONCLUSIONES

Este Trabajo Especial de Grado, titulado “Diseño de un Instrumento de Cálculo para las conexiones precalificadas según AISC 358-10 aplicando la herramienta Microsoft Excel”, tuvo como objetivo general “Diseñar un instrumento de cálculo de las conexiones precalificadas según el código AISC 358-10 aplicando la herramienta Microsoft Excel”, con el propósito de simplificar el proceso de elaboración de los cálculos asociados a la realización de las conexiones precalificadas expresadas en dicho código y, así, hacer más eficiente y exacto el mismo, mejorando la calidad del trabajo del ingeniero estructural.

Para ello, se cumplieron los siguientes objetivos específicos a través de los diversos capítulos. En el Primer Capítulo, se determinó el problema al que nos enfrentamos, principalmente la ausencia de un instrumento amigable y económicamente accesible. Además, se plantea los beneficios que aportaría este trabajo: optimizar el proceso de cálculo de dichas conexiones y proveer un instrumento didáctico que facilita la enseñanza de las conexiones precalificadas y métodos de programación.

Establecido lo anterior, se procedió a revisar todos los conceptos de la ingeniería estructural asociados a los sistemas resistentes a sismos (pórticos especiales e intermedios) y las conexiones entre vigas y columnas, específicamente aquellas indicadas en el código AISC 358-10, lo que permitió comprender el área teórica de trabajo en profundidad y así cumplir el primer objetivo específico, “Identificar las fórmulas y principios necesarios del cálculo establecido en la hoja digitalizada”.

A partir de la revisión teórica realizada en el Segundo Capítulo, también fue posible cumplir con el segundo objetivo específico “Detectar parámetros para el cálculo de conexiones”, es decir, las limitaciones y reglas a cumplir para realizar las conexiones a partir de los cálculos previos.

Una vez identificadas las fórmulas y principios establecidos en la teoría de conexiones de Ingeniería Estructural, asociados al código AISC 358-10, y detectadas las limitaciones y reglas a cumplir que constituyen los parámetros para el cálculo de conexiones, fue posible entonces proceder a cumplir el tercer objetivo específico de “Elaborar el instrumento de cálculo para las 5 conexiones precalificadas”.

Finalmente, en el Cuarto Capítulo, Análisis y Resultados, procedimos a cumplir con el último de los objetivos “Validar los resultados obtenidos del uso del instrumento de cálculo con los obtenidos por los procedimientos convencionales”, a partir de lo establecido por el código AISC 358-10 y fórmulas previamente escogidas de la revisión teórica en torno al tema de conexiones. Este proceso permitió determinar que nuestro instrumento de cálculo admite calcular las conexiones precalificadas mencionadas en el código efectivamente.

Por todo lo anterior, es posible afirmar que se cumplió con el objetivo general de este Trabajo Especial de Grado.

Para finalizar, es necesario señalar que esperamos se cumpla el fin último de este trabajo, el cual es facilitar el proceso de cálculo de las conexiones señaladas en el código AISC 358-10, a través del instrumento de cálculo diseñado; e indicar que el desarrollo de este Trabajo nos permitió comprender a profundidad la teoría asociada a las conexiones en los pórticos resistentes a momento, el proceso de cálculo de las mismas y su importancia en la construcción de estructuras en acero.

REFERENCIAS

Bibliográficas

Bruce A. (1999). “*Bolt Earthquakes*”,(4ta Ed). Consultado el 12 de Julio de 2012.
<http://www.vibrationdata.com/earthquakes/northridge.htm>.

Código American Institute of Steel Constructions (AISC) 358-10. “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*”. (AISC, Chicago, Il.)

Código American Institute of Steel Construction (AISC) 360. “*Specification for Structural Steel Buildings*”. (AISC, Chicago, Il.)

Código American Institute of Steel Constructions(AISC) 341. “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”. (AISC, Chicago, Il.)

Fratelli, María Graciela.(2003). “*Diseño de estructuras metálicas. Estados límites LRFD*”.

La Gaceta. Diario Oficial. “*CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2010*”. Alcance Digital N 94. (julio 2012). Año CXXXIV N136. Consultado el 1 de noviembre de 2012.
<http://alcance.gaceta.go.cr/pub/2012/07/13/TOMO18.pdf>

Marín García, Juan Manuel. (2008). “*Apuntes de diseño de máquina*”. (2da ed.). Consultado el 2 de noviembre de 2012.
http://books.google.co.ve/books?id=KEyDAMa_0ngC&pg=PA41&lpg=PA41&dq=tenacidad+capacidad+que+tiene+de+absorber+energia+sin+fracturarse&source=bl&ots=nohV9-

6OJW&sig=1VU8JzMIZiG2jIRC4COxGj1XZE4&hl=es&sa=X&ei=H9-TUOmEKum80AGJsIHwCQ&sqi=2&ved=0CDQQ6AEwBA#v=onepage&q=tenacidad%20capacidad%20que%20tiene%20de%20absorber%20energía%20sin%20fracturarse&f=false

Nair, R. S.; Birkemoe, P. C. y Munse, IN. H. (1969). “*BEHAVIOR OF BOLTS IN TEE-CONNECTIONS SUBJECT TO PRYING ACTION*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <https://www.ideals.illinois.edu/bitstream/handle/2142/14290/SRS-353.pdf>

Nuñez, Luis. (2012). “*Curso de conexiones en estructuras metálicas*”.

Rus Carlborg, Guillermo. (marzo, 2008). “*CÁLCULO PLÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE BARRAS: TEORÍA*” (3era ed.). Consultado el 2 de noviembre de 2012. http://www.ugr.es/~grus/docencia/aei/download/libro_plasticidad.pdf

The SAC Joint Venture. Federal Emergency Management Agency (FEMA) 355D (2000). “*State of the art report on connection performance*”. (washigton, D.C.)

Wilson, Jerry D. Wilson; Buffa, Anthony J (2003). “*Física*” (5ta ed.) Editorial PEARSON Prentice Hall. Consultado el 1 de noviembre de 2012. <http://books.google.co.ve/books?id=KFEvYPsc5IMC&printsec=frontcover&hl=es#v=onepage&q&f=false>

P. Alexa & I. Ladar. 2010 “*Performance based analysis of RBS steel frames*”. Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction – Ghafoori (ed.) Taylor & Francis Group, London.

Kim, Taewan y Kim, Jinkoo. 2008. “*Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections*”. Consultado el 10 de octubre de 2012. http://115.145.129.52/wiz/user/hibs/images/inter_achieve_200903_tawean.pdf

Carvajal, Julio y Aguirre, Carlos. “*Diseño de Edificios de Acero Estructurados en Base a Marcos Rígidos Especiales*”.

Internet

Bendito Torija, América. “*Introducción al comportamiento y al diseño de estructuras de acero. Método de los estados limites*”. (Universidad de los Andes, Venezuela) <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americab/>

“*Celsa Atlantic*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012 http://largos.celsaatlantic.com/Productos.mvc/Corrugados?=LaDuctilidad#que_es

Coltters, Raúl. (2012) “*Análisis de Fracturas*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://www.analisisdefractura.com/fractura/fractura-fragil-2/>

Construmática. “*Esbeltez*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://www.construmatica.com/construpedia/Esbeltez>

Domingo Santillana, Jaime Santo. (2008). “*Tema 10: Pandeo*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://ocw.usal.es/enseanzas-tecnicas/resistencia-de-materiales-ingeniero-tecnico-en-obras-publicas/contenidos/Tema10-Pandeo.pdf>

Emén, Andrés y Rojas, Pedro (2009). “*Análisis, Diseño y Evaluación Sísmica de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) a Base de Planchas Soldadas*”.

Escalante Cervera, Victor . (marzo 2003). “*Diseño de estructuras metálicas*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://es.scribd.com/doc/38714787/Diseno-de-Estructuras-Metalicas>

Flores D. (2004). “*Introduccion a la ciencia de los materials*”. Consultado el 12/07/2012. <http://www.emagister.com/curso-introduccion-ciencia-materiales/propiedades-materiales-mecanicas>.

Harmuth, Enningf y Shaoding-Rong. (2006). “*Tuberías*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://es.scribd.com/doc/52786564/17/Cedencia>

Hernández, Eliud. (julio 2009). “*Diplomado en ingeniería estructural*”. Consultado el 1 de noviembre de 2012. <http://es.scribd.com/doc/82620355/Diseno-Sismo-Resistente-en-Acero>

Hernandez, Eliud (2012). “*Introducción a las conexiones resistentes a momento*”.

Instituto de ensayo de materiales. (2005) “*NORMAS, DISCONTINUIDADES Y DEFECTOS ENSOLDADURAS*”. Consultado el 1 de noviembre de 2012 <http://es.scribd.com/doc/50286535/Normas-des-y-Defectos-en-Soldaduras-Payend-2>

Instron. “*Glossary of Materials Testing*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://www.instron.com.ar/wa/glossary/Yield-Strength.aspx>

Juárez, Gelacio. (2010). “*Comportamiento inelástico de los materiales*”. (UMA). Consultado el 2 de noviembre de 2012. http://materiales.azc.uam.mx/gjl/Clases/MA10_I/S13.pdf

Kalipedia. “*Las fuerzas que soportan una estructura*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. http://www.kalipedia.com/tecnologia/tema/elementos-estructurales.html?x=20070822klpington_172.Kes&ap=0

Medina, Jorge O. (2007) “*Esfuerzo y Deformación*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lim/villela_e_ij/capitulo3.pdf

NORMA INPRES - CIRSOC 103. “*DISEÑO POR CAPACIDAD*”. Consultado el 1 de noviembre de 2012. <http://www.ceia.uns.edu.ar/cursos/Sismico/SESION-09.pdf>

Romo Poaño, Marcelo. (2009). “*El acero estructural en el hormigón armado*”. (Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador). Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://publiespe.espe.edu.ec/librosvirtuales/hormigon/temas-de-hormigon-armado/hormigon03.pdf>

Zapata Baglietto, Luis F. (agosto 2007). “*Conexiones en Estructuras de Acero*” (Lima, Peru). Consultado el 1 de noviembre de 2012. http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/confinter/lzapata_doc.pdf

N. Subramanian. NBM y CW. (2010). “*Pre-Qualified Seismic Moment Connections*”. Consultado el 29 de junio de 2012. <http://es.scribd.com/doc/36949150/Pre-Qualified-Seismic-Moment-Connections-Aug-2010>

Universidad Nacional de Colombia. “*Ingeniería Estructural I. El acero estructural*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/Lecciones/Capitulo%203/ACERO%20ESTRUCTURAL.htm>

“*Wordreference.com*”. Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://www.wordreference.com/definicion/perno>

Tesis

Bakhos, Antonio y Bitonti, Giovanni. (2007) “*Comportamiento Sismorresistente de conexiones tipo empalme en vigas de acero como variante de conexión precalificada viga-columna tipo Flange Plate*”. (Universidad Nueva Esparta, Venezuela). Consultado el 1 de noviembre de 2012. <http://miunespace.une.edu.ve/jspui/bitstream/123456789/1097/1/TG4666.pdf>

Zambrano Leiva, Pablo Benedicto. (2008). “*Diseño Sismorresistente de Conexiones Rígidas Viga-Columna y Arriostramientos Excéntricos para un Edificio de Acero de 15 Pisos Emplazado en la Ciudad de Valdivia*”. (Universidad Austral de Chile). Consultado el 2 de noviembre de 2012. <http://es.scribd.com/doc/42632763/2/Capitulo-II>

Reinoza, Helmut y Rivero, Juan. (2004) “*Diseño de Conexiones Viga-Columna Sometidas a Corte y Flexión para Pórticos de acero*”. (Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela).

Gómez F, Elimar. 2005. “*Conexiones Precalificadas de Plancha Extrema Para Proyectos Sismorresistentes de Acero*”. (Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela)